

PONENCIAS DE LAS XI JORNADAS ESPAÑOLAS DE COSTAS Y PUERTOS

LAS PALMAS DE GRAN CANARIA, 5 Y 6 DE MAYO DE 2011

www.costasypuertos2011.com

ISBN-13: 978-84-695-3707-7

Índice

SESIÓN 1 **08**

1.1. ENERGÍAS MARINAS **09**

1.1.2. VIABILIDAD DE LA EXPLOTACIÓN DE ENERGÍA UNDIMOTRIZ EN GRAN CANARIA 09

1.1.3. ESTIMACIÓN DEL RECURSO ENERGÉTICO DEL OLEAJE EN LA PLATAFORMA BIMEP (SURESTE DEL GOLFO DE VIZCAYA) 17

1.1.4. OCEAN LIDER: APLICACIÓN DE LOS SIG A LA ELABORACIÓN DE UN ESTUDIO ESTRATÉGICO DE SELECCIÓN DE EMPLAZAMIENTOS PARA LA INSTALACIÓN DE DISPOSITIVOS DE APROVECHAMIENTO ENERGÉTICO MARINO 24

1.2. OBRAS MARÍTIMAS, DISEÑOS **31**

1.2.1. DEFINICIÓN DE UNA RAMPA DOBLE Y TRASLADABLE PARA EL PUERTO DE SANTANDER 31

1.2.3. CREACIÓN DE UNA ZONA DE REPARACIONES PARA PLATAFORMAS JACK UP EN EL PUERTO DE LAS PALMAS 37

1.3. ORDENACIÓN Y GESTIÓN INTEGRADA DE LA COSTA **46**

1.3.1. PROYECTO DE CREACIÓN DE LA RED ESPAÑOLA DE GESTIÓN INTEGRADA DE ÁREAS LITORALES 46

1.3.2. GESTIÓN INTEGRAL DEL FRENTE COSTERO ENTRE LOS PUERTOS DE GANDIA Y LA GOLETA (OLIVA) 56

1.3.4. LA ORDENACIÓN DEL FRENTE MARÍTIMO DE BURRIANA 65

1.4. INTERACCIÓN ENTRE LOS SISTEMAS FLUVIALES Y COSTEROS **72**

1.4.1. ONDAS DE ARENA EN COSTAS CURVILÍNEAS. APLICACIÓN AL SISTEMA LITORAL DE DOÑANA 72

1.4.3. SEGUIMIENTO HIDROLÓGICO ESPACIO-TEMPORAL DE LA PLUMA DE TURBIDEZ CAUSADA DURANTE UN DRAGADO OFF-SHORE 79

1.4.4. INFLUENCIA DE LAS ACTUACIONES HIDROLÓGICAS EN LA ESTABILIDAD DE UN TRAMO LITORAL: SISTEMA DE DELTAS DE ALBUÑOL Y HUAREA (GRANADA) 86

1.5. GESTIÓN PORTUARIA **93**

1.5.2. EL CUADRO DE MANDO INTEGRAL COMO HERRAMIENTA DE GESTIÓN PARA TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES 93

1.5.4. UNA REVISIÓN DE LA LEY DE PUERTOS DE CANARIAS: LAS URBANIZACIONES MARÍTIMAS 100

1.6. OBRAS MARÍTIMAS, REVISIÓN DE SU EVOLUCIÓN **108**

1.6.3. EVOLUCIÓN DE TIPOLOGÍAS DE DIQUES DE ABRIGO Y COMPORTAMIENTO FRENTE AL REPARTO DE FLUJOS DE ENERGÍA 108

1.6.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL DE UN DIQUE DISEÑADO EN 1863, CON RESPECTO A LAS NUEVAS TÉCNICAS DE DISEÑO DE DIQUES. CASO DE SARDINA DEL NORTE EN GÁLDAR. GRAN CANARIA 116

SESIÓN 2 **123**

2.1. ENERGÍAS MARINAS **124**

2.1.1 PLATAFORMA OCEÁNICA DE CANARIAS (PLOCAN): UN BANCO DE ENSAYOS PARA NUEVAS TECNOLOGÍAS EN EL CAMPO DE LAS ENERGÍAS RENOVABLES MARINAS 124

2.1.4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN CONVERTIDOR DE ENERGÍA DEL OLEAJE EN UN DIQUE EN GALICIA 128

2.2. LOS PUERTOS Y SUS EFECTOS SOBRE LA COSTA 136
2.2.1. SEGUIMIENTO DEL FITOPLANCTON EN LAS AGUAS DEL PUERTO DE BARCELONA (MEDITERRÁNEO OCCIDENTAL) E IDENTIFICACIÓN DE ESPECIES POTENCIALMENTE TÓXICAS 136
2.2.2. SEGUIMIENTO DE LA PRADERA DE POSIDONIA OCEANICA SITUADA EN LAS PROXIMIDADES DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE BLANES (GIRONA) 139
2.2.3. TRASPLANTE DE POSIDONIA OCEANICA EN EL PUERTO DE LLANÇÀ 145
2.2.5. GESTIÓN DE LA LIMPIEZA DE PLAYAS POR DERRAME DE HIDROCARBUROS EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS 154

2.3. LOS RIESGOS Y EL CAMBIO CLIMÁTICO EN LA GESTIÓN DE LA COSTA 161
2.3.1. ANÁLISIS DEL RIESGO PARA LA TOMA DE DECISIONES EN LA GESTIÓN DE UN TRAMO DE COSTA 161
2.3.2. EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA VULNERABILIDAD COSTERA AL IMPACTO DE TEMPORALES. APLICACIÓN AL LITORAL CATALÁN 168
2.3.3. EL CAMBIO CLIMÁTICO: UNA ACCIÓN A TENER EN CUENTA EN LA GESTIÓN INTEGRAL DE ZONAS COSTERAS 178
2.3.4. REGENERACIÓN DE ESPACIOS COSTEROS DEGRADADOS PARA LA OBTENCIÓN DE ZONAS DE BAÑO Y GESTIÓN DE RECURSOS LITORALES A TRAVÉS DE ARENA DE MACHAQUEO (TENERIFE) 187

2.4. ESTUDIOS Y REFLEXIONES PARA LA GESTIÓN SOSTENIBLE DE LA COSTA 190
2.4.2. EL FACTOR TIEMPO Y LAS HIPÓTESIS ALTERNATIVAS EN LA INGENIERÍA MARÍTIMA 190

2.5. MANIIOBRAS DE BUQUES Y TÉCNICAS DE VIDEO IMAGEN PARA EL DISEÑO 195
2.5.1. APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE VÍDEO IMAGEN PARA LA MONITORIZACIÓN DE ELEMENTOS FLOTANTES EN ÁREAS PORTUARIAS: APLICACIÓN AL DIQUE COMPUERTA DEL ASTILLERO DE CAMPAMENTO 195
2.5.3. ANÁLISIS DE OPERACIONES DE BUQUES PARA EL PROYECTO DE UN MUELLE DE CRUCEROS PARCIALMENTE ABRIGADO PORTO DO FUNCHAL (MADEIRA) 201
2.5.4. MANIOBRAS DE BUQUES EN LAS DISTINTAS FASES CONSTRUCTIVAS DE LA NUEVA DÁRSENA DE LA ESFINGE EN EL PUERTO DE LAS PALMAS 212
2.5.5. APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE VIDEO IMAGEN Y SENSORES ÓPTICOS EN LA EVALUACIÓN DEL RIESGO DERIVADO DE LAS ACCIONES DEL REBASE 222

2.6. DRAGADOS 230
2.6.1. DRAGADOS PORTUARIOS DE ELEVADO RENDIMIENTO EN EL PUERTO DE TARRAGONA 230
2.6.2. ESTUDIO INTEGRAL DE LAS AFECCIONES DERIVADAS DE LA EJECUCIÓN DE UN DRAGADO APLICACIÓN AL PROYECTO DE LA BASE NAVAL DE ROTA 232
2.6.3. OBRAS DE MEJORA DE CALADO DEL MUELLE DE RIBERA II EN EL PUERTO DE MELILLA 241
2.6.5. DRAGADO EN ROCA CON VOLADURA 250

SESIÓN 3 **261**

3.1. CLIMA MARÍTIMO, PREDICCIÓN **262**

3.1.1. GOW Y GOS: REANÁLISIS DE OLEAJE Y MAREA METEOROLÓGICA EN LA COSTA ESPAÑOLA 262

3.1.4. METODOLOGÍA PARA LA CARACTERIZACIÓN NUMÉRICA DE LAS ONDAS INFRAGRAVITATORIAS EN EL LITORAL ESPAÑOL 271

3.1.5. EL SISTEMA MYOCEAN DE PREDICCIÓN OCEANOGRÁFICA OPERACIONAL PARA LA ZONA IBI (IBERIA-VIZCAYA-IRLANDA): UNA NUEVA HERRAMIENTA DE OCEANOGRAFÍA OPERACIONAL A DISPOSICIÓN DEL SISTEMA PORTUARIO 281

3.2. EFLUENTES DE SALMUERA EN EL MEDIO MARINO **287**

3.2.1. HERRAMIENTAS DE MODELIZACION DE VERTIDOS AL MAR DE SALMUERA. OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO 287

3.2.2 MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LOS CAMPOS CERCANO Y LEJANO GENERADOS POR EL VERTIDO DE SALMUERA DESDE LA PLANTA DESALADORA DE MASPALOMAS, GRAN CANARIA 294

3.2.3. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE SALINIDAD Y TURBIDEZ EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR 305

3.2.4. ESTUDIOS DE CAMPO PARA INVESTIGAR EL COMPORTAMIENTO HIDRODINÁMICO DE LOS VERTIDOS DE SALMUERA 309

3.2.6. CARACTERIZACIÓN DE UN VERTIDO DE SALMUERA PROCEDENTE DE UNA PLANTA DESALADORA AL SUR DE GRAN CANARIA. EVALUACIÓN DE MEDIDAS CORRECTORAS 322

3.3. REALIDAD Y EXPECTATIVAS CIUDADANAS EN EL USO DE LA COSTA **331**

3.3.2. EVOLUCIÓN DE LA OCUPACIÓN HUMANA DE LA FRANJA LITORAL EN CANARIAS: EL CASO DEL MUNICIPIO DE GRANADILLA DE ABONA EN LA ISLA DE TENERIFE 331

3.3.4. LA ORDENACIÓN DE LOS USOS Y ACTIVIDADES ESTACIONALES EN LA COSTA. EL CASO DEL PLAN INSULAR DE LA COSTA DE MENORCA 340

3.3.5. LA CONCIENCIA AMBIENTAL DE LOS USUARIOS DE LAS PLAYAS DEL SUR DE GRAN CANARIA 347

3.3.6. ¿QUÉ COSTA QUEREMOS? UNA VISIÓN COMPARADA 353

3.4. DINÁMICA Y GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DUNARES **359**

3.4.2. PROTOCOLO DE ACTUACIÓN PARA EL CONTROL DE ESPECIES EXÓTICAS INVASORAS DEL LITORAL DE LA COMUNIDAD VALENCIANA 359

3.4.5. AVANCE DE UNA DUNA COSTERA EN 24 HORAS 367

3.4.6. DISEÑO EXPERIMIENTAL Y SEGUIMIENTO DE CAPTADORES PARA LA REGENERACIÓN DE LA DUNA COSTERA DE PLAYA DEL INGLÉS (GRAN CANARIA) 375

3.5. EMISARIOS Y CÁMARAS DE CAPTACIÓN **383**

3.5.1. EL EMISARIO DE LA TABOADA (LIMA-PERÚ): UN NUEVO RECORD 383

3.5.2. EMISARIO SUBMARINO DE ARINAGA (GRAN CANARIA) 392

3.5.4. ESTRUCTURAS DE TOMA DE AGUA DE MAR 398

3.6. OBRAS MARÍTIMAS, CONSTRUCCIÓN **406**

3.6.3. COLOCACIÓN DE BLOQUES DE 53 T CONCERTADOS EN EL TALUD INTERIOR DEL DIQUE DE PUNTA LANGOSTEIRA 406

3.6.4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS SINGULARES EN LA OBRA DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE GIJÓN 415

3.6.5. OBRAS DE EJECUCIÓN DEL PUERTO DE GARACHICO 424

SESIÓN 4 **432**

4.1. EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO **433**

4.1.1. CONTRIBUCION ATMOSFÉRICA A LA VARIABILIDAD DEL NIVEL DEL MAR EN EL MEDITERRÁNEO ANTE DISTINTOS ESCENARIOS DE CAMBIO CLIMÁTICO 433

4.1.2. EFECTOS DE LA GOTA FRÍA DE SEP. 2009 SOBRE LA DILUCIÓN DEL VERTIDO DE LAS DESALADORAS DEL CANAL DE ALICANTE I Y II 441

4.3 CALIDAD DEL AGUA COMUNIDADES MARINAS **448**

4.3.2. EVALUACIÓN DE SENSORES POLIMÉRICOS PARA LA DETECCIÓN DE VERTIDOS DE HIDROCARBUROS EN AGUAS PORTUARIAS 448

4.3.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS COMUNIDADES MARINAS DEL SITIO DE INTERÉS CIENTÍFICO DE JUNCALILLO DEL SUR 454

4.4. ACTUACIONES PARA EL USO Y DISFRUTE DE LA COSTA **463**

4.4.2. PROYECTAR CON EL PAISAJE EN LA PLAYA DE LA BARCELONETA (BARCELONA) 463

4.4.3. CONDUCCIÓN DE VERTIDO DE AGUAS LIMPIAS DEL SISTEMA DE REFRIGERACIÓN DE LA C.T.C.C. BESÓS 5. CASO PRÁCTICO 475

4.5. OBRAS MARÍTIMAS, MANTOS MONOCAPA Y BICAPA **485**

4.5.1. LAS MALLAS DE COLOCACIÓN DE CUBOS Y CUBÍPODOS Y LA POROSIDAD DEL MANTO PRINCIPAL DE LOS DIQUES EN TALUD 485

4.5.2. INFLUENCIA DE LA POROSIDAD DEL MANTO PRINCIPAL DE CUBOS Y CUBÍPODOS SOBRE LOS CAUDALES DE REBASE 495

4.5.3. MANTOS MONOCAPA PARA REDUCIR LOS COSTES DE LOS DIQUES EN TALUD 506

4.6. OBRAS MARÍTIMAS, CONSTRUCCIÓN **515**

4.6.1. ADECUACIÓN Y MEJORA DEL PRIMER TRAMO DEL MUELLE DE LEVANTE EN EL PUERTO DE VALENCIA 515

4.6.3. RECONVERSIÓN DE UN MUELLE PESQUERO EN MUELLE COMERCIAL PROCESO COMPLETO DE PROYECTO A OBRA ADELANTAMIENTO DEL MUELLE DEL ESTE. PUERTO DE A CORUÑA 522

SESIÓN 5 **530**

5.1. ESTUDIOS DE CORRIENTES **531**

5.1.1. CORRIENTES RESIDUALES EN LA DESEMBOCADURA DEL GUADALQUIVIR 531

5.1.2. REFLEXIÓN DE LA ONDA DE MAREA EN EL ESTUARIO DEL RÍO GUADALQUIVIR 536

5.1.6. ESTUDIO DE CORRIENTES SUPERFICIALES EN EL GOLFO DE VIZCAYA A PARTIR DE DATOS DE RADAR HF 541

5.2. LOS ECOSISTEMAS LITORALES Y LA ACTIVIDAD HUMANA **549**

5.2.1. LA GESTIÓN DEL FACTOR MEDIOAMBIENTAL EN LOS PROYECTOS PROMOVIDOS POR LA DEMARCACIÓN DE COSTAS DE CÁDIZ 549

5.2.4. CRITERIOS DE VALORACIÓN DE LOS RECURSOS NATURALES DEL LITORAL CANARIO 558

5.3. OBRAS MARÍTIMAS, CÁLCULO ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL **567**

5.3.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE DIQUES EN TALUD CON BAJA POROSIDAD DE LOS MANTOS DE PROTECCIÓN 567

5.3.3. ANÁLISIS NUMÉRICO DEL FLUJO ALREDEDOR DEL MORRO DE DIQUES CON UN MODELO 3-D DE NAVIER-STOKES 577

5.3.4. EMPUJES Y SUBPRESIONES EN DIQUES VERTICALES IRREBASABLES 585

5.3.5. ESTUDIO DE LOS POSIBLES MECANISMOS DE ROTURA Y CRITERIOS DE FALLO DE UN ESPALDÓN FUSIBLE 594

5.4. DINÁMICA Y EVOLUCIÓN DE LAS PLAYAS **605**
5.4.1. ACCIONES DE OBRAS LINEALES EN PLAYAS 605
5.4.2. REVISIÓN TEÓRICA DEL RUNUP EN PLAYAS Y ENSAYOS EN EL CEDEX 613
5.4.3. PERFIL DINÁMICO DE UNA PLAYA 620
5.4.5. APROXIMACIÓN ESTADÍSTICA AL TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS PARA EL DISEÑO DE ACTUACIONES EN LA COSTA 627
5.4.6. MODELO DE EVOLUCIÓN DE LA POSICÍÓN DE LA LÍNEA DE COSTA EN PLAYAS ENCAJADAS 633

5.5. CAPACIDAD DE TERMINALES **640**
5.5.1. ANÁLISIS DE LA INTERMODALIDAD MARÍTIMO-FERROVIARIA EN LOS PUERTOS DEL SISTEMA PÚBLICO DE TITULARIDAD ESTATAL ESPAÑOL 640
5.5.2. OPTIMIZACIÓN DE LA OPERATIVIDAD PORTUARIA MEDIANTE TÉCNICAS DE SIMULACIÓN 647
5.5.4. RELACIONES ENTRE VARIABLES DE LA ESCALA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DURACIÓN DEL SERVICIO EN TERMINALES DE CONTENEDORES 657
5.5.5. INFLUENCIA DE LOS RESGUARDOS ENTRE BUQUES EN LA CAPACIDAD DE LOS MUELLES 664
5.5.6. ANÁLISIS DE LAS OPERACIONES PORTUARIAS BASADO EN UN SISTEMA DE VIDEO – MONITORIZACIÓN. ESTRATEGIAS PARA LA EXTRACCIÓN DE PARÁMETROS DE EXPLOTACIÓN 671

5.6. OBRAS MARÍTIMAS, CONSTRUCCIÓN **677**
5.6.1. PUERTO EXTERIOR DE CIUTADELLA (MENORCA): FINALIZACIÓN DE LAS OBRAS Y FUNCIONAMIENTO DEL DIQUE DURANTE LOS TEMPORALES 677
5.6.2. ASPECTOS GEOTÉCNICOS Y ESTRUCTURALES EN EXPLANADA Y MUELLES COMERCIALES AL ABRIGO DEL DIQUE DE BOTAFOC EN EL PUERTO DE IBIZA 683
5.6.3. SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE LAS OBRAS “EXPLANADA Y MUELLES COMERCIALES AL ABRIGO DEL DIQUE BOTAFOC EN EL PUERTO DE EIVISSA” 694
5.6.5. ACTUACIONES URGENTES EN EL PUERTO DE TABARCA 704
5.6.6. RAMPA RO-RO EN LA BASE NAVAL DE ROTA 710

SESIÓN 6 **719**
6.1. OCEANOGRAFÍA, MEIDICÓN, ANÁLISIS Y TOMA DE DECISIONES **720**
6.1.3. SISTEMA MARINO DE ALERTA TEMPRANA, UNA NUEVA HERRAMIENTA PARA LA AYUDA EN LA TOMA DE DECISIONES 720
6.1.6. PROYECTO SAMPA: SISTEMA AUTÓNOMO DE MEDICIÓN, PREDICCIÓN Y ALERTA EN LA AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS 727

6.2. LOS EFECTOS DE LA ACTIVIDAD HUMANA SOBRE LA COSTA 733
6.2.1. EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL DEL PLACER DE MECA 733

6.3. OBRAS MARÍTIMAS CÁLCULO ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL 741
6.3.1. REVISIÓN HISTÓRICA DE LAS VARIABLES Y MODELOS DE EVOLUCIÓN DE DAÑO EN DIQUES EN TALUD Y SU ADECUACIÓN AL ESTUDIO DEL FENÓMENO 741
6.3.4. ESTUDIO DE SITUACIÓN ACTUAL DE LOS MUROS Y ESTRUCTURAS DE RIBERA DE LA RÍA DE BILBAO ENTRE LA PEÑA Y ELORRIETA 751
6.3.5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD ASOCIADOS A LOS NIVELES DE AVERÍA DEL MANTO PRINCIPAL DE DIQUES EN TALUD 761
6.3.6. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS MUELLES DEL PUERTO DE VALENCIA POR MÉTODOS DE NIVEL II 769

6.4. ANÁLISIS Y ACTUACIONES EN DIVERSAS PLAYAS 776
6.4.3. ACTUACIONES DE REALIMENTACIÓN, CONSERVACIÓN Y OBRAS DE EMERGENCIA EN EL LITORAL GADITANO: ASPECTOS TÉCNICOS, MEDIOAMBIENTALES Y SOCIALES 776
6.4.5. CREACIÓN DE PLAYAS INTERIORES Y ADECUACIÓN PAISAJÍSTICA EN LA MARJAL DE NULES (CASTELLÓN) 785
6.4.6. PROYECTO PARA LA RESTITUCIÓN DE LA COSTA COMPRENDIDA ENTRE EL FARALLÓN DE SANTA LLÚCIA Y EL LÍMITE CON LA PROVINCIA DE TARRAGONA (PROVINCIA DE BARCELONA) 793

6.5. LA GESTIÓN INTEGRAL 801
6.5.1. ZONAS DEPORTIVAS: APROVECHAMIENTOS Y CRITERIOS DE DISEÑO 801
6.5.2. APLICACIÓN DEL REAL DECRETO 253/2004 EN PUERTOS DEPORTIVOS Y PESQUEROS PARA LA REDACCIÓN DEL ESTUDIO DE CONDICIONES AMBIENTALES EN LA EVOLUCIÓN DE POSIBLES VERTIDOS DE HIDROCARBUROS 806
6.5.3. ROM 5.1: HACIA UNA GESTIÓN ACUÁTICA PORTUARIA AMBIENTALMENTE SOSTENIBLE 814
6.5.4. ROM 5.1 CALIDAD DE LAS AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS. APLICACIÓN EN EL PUERTO DE TARRAGONA 2007-2010 823
6.5.5. OPTIMIZACIÓN DE LA OPERATIVIDAD Y SEGURIDAD PORTUARIA 832

6.6. ESTRUCTURAS ANTIREFLEJANTES 839
6.6.1. DIQUES Y MUELLES ANTIRREFLEJANTES: CAJONES PARA LA ATENUACIÓN DE ONDAS DE BAJA FRECUENCIA 839
6.6.2. ESTUDIO DE MUELLES ANTIRREFLEJANTES DE BAJA FRECUENCIA 846
6.6.3. DIQUES VERTICALES CON LÁMINAS PENDULARES PARA AMORTIGUACIÓN DEL OLEAJE INCIDENTE Y EXTRACCIÓN DE ENERGÍA, DILAPE. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE Y MODELADO FISICO 854
6.6.4. EXPERIENCIAS ESPAÑOLAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES Y MUELLES DE CAJONES ANTIRREFLEJANTES 863
6.6.5. METODOLOGÍA INTEGRAL PARA LA OBTENCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS RESONANTES EN LAS AUTORIDADES PORTUARIAS ESPAÑOLAS 870

PONENCIAS DE LAS
XI JORNADAS
ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS

SESIÓN 1

SESIÓN 1

1.1. Energías Marinas

1.1.2. VIABILIDAD DE LA EXPLOTACIÓN DE ENERGÍA UNDIMOTRIZ EN GRAN CANARIA

M. Sagaseta de Ilurdoz[1], M. Á. Guerra[1], R. Ramos[2], P. D. Cuesta[3]

1. Proyecto: "Gran Canaria, Isla Experimental". msagaseta@etsii.org,
2. RALEY Estudios Costeros S.C.P. info@raleyestudioscosteros.com
3. Departamento de Ingeniería Matemática de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. director@eiic.ulpgc.es

INTRODUCCIÓN

La energía undimotriz como energía dependiente del océano, presenta variaciones que tienden a ser lentas y hasta cierto punto predecibles. La potencia del oleaje depende de los fenómenos climatológicos o topográficos de gran envergadura situados en alta mar, a parte como es obvio de los vientos locales. Esto implica que las variaciones del oleaje son más lentas que las que se pueden producir en la energía solar o eólica, o en última instancia, menos abruptas.

Debido a la gran variedad de climas de olas y a la distinta naturaleza de las mismas, existen multitud de tecnologías que permiten su explotación basándose en principios completamente dispares. Ello se materializa en una mayor competitividad entre los entes del sector que en todo mercado supone una mejora de la calidad de los productos. Esta es otra gran ventaja de la energía undimotriz frente a otras fuentes renovables, que generalmente comparten una tecnología similar en la mayoría de sus convertidores.

DATOS DE PARTIDA

En este apartado se pretende plasmar a modo de síntesis las conclusiones obtenidas del estudio "Preliminary study for the implementation of the "Wave Dragon" in Gran Canaria, Canary Islands, Spain". El cual fue elaborado por el mismo equipo autor del presente escrito y presentado durante la "International Conference on Renewable Energies and Power Quality (ICREPQ´11)".

En este estudio se planteo la necesidad de localizar un nuevo tipo de tecnología de generación energética renovable que pudiera integrarse en un sistema eléctrico como el de Gran Canaria, de pequeño tamaño y escasa inercia. Como solución se optó por emplear el modelo comercial de "Wave Dragon", dado que presentaba grandes características de gestión energética. Se escogió el modelo de 4MW por ser el que mejor se adaptaba al clima de ola insular.

Partiendo de estas conclusiones finales, en el presente estudio se analizará la viabilidad económica de dicho modelo y las diversas vías de mejora para optimizar su amortización.

En caso de querer obtener más información de los estudios previamente realizados, así como de los datos numéricos de partida que nos llevaron a dichas elecciones, se recomienda al lector consultar el artículo mencionado (ver referencia 1).

VIABILIDAD ECONÓMICA DEL MODELO DE "WAVE DRAGON" DE 4MW

Según Enrique Martínez Pomar (Director General de la APPA) durante la 2ª Jornada Internacional sobre Energía Marina en el año 2007, la inversión necesaria para la producción e instalación de un convertidor undimotriz genérico de

2,25MW es de 16 millones de euros. Sin embargo, el equipo de investigación de "Wave Dragon" asegura que su modelo de 4MW tiene un coste aproximado de 13,5 millones de euros. A nivel económico esto ya es una ventaja notable.

El coste de fabricación de un "Wave Dragon" es tan bajo en relación con otros sistemas debido a la naturaleza de su tecnología. Todo su cuerpo se fundamenta en los conocimientos y técnicas de construcción navales empleado en todo tipo de embarcaciones desde hace décadas. Por su parte, el sistema de generación de energía es básicamente el mismo que se emplea en las centrales hidroeléctricas convencionales. Esta pareja de tecnologías maduras hacen del "Wave Dragon" un dispositivo cuyas técnicas de montaje y fabricación resultan muy instauradas en nuestra realidad actual.

Sin embargo, se decidió realizar un estudio de viabilidad económica sobre la implementación del modelo de "Wave Dragon" de 4MW. Este estudio se llevó a cabo teniendo en cuenta las tarifas presentadas a continuación para la venta de energía en régimen especial correspondiente al grupo de convertidores undimotrices:

SEGÚN ORDEN ITC/3801/2008 --> OPCIONES DE RETRIBUCIÓN (GRUPO B3)				
A	Tarifa regulada	Primeros 20 años	7,3562	c€/kWh
		Posterior	6,9505	c€/kWh
B	Mercado	No existe en Gran Canaria		

Tabla 1. Tarifas para el grupo B3 según ORDEN ITC/1401/2008 [fuente: elaboración propia].

Estimando la esperanza de vida del dispositivo en 30 años sin averías representativas (de mayor duración en la realidad), el flujo de entrada monetario estimado para un dispositivo aislado sería aproximadamente de 14,2 millones de euros. En otras palabras, sin tener en cuenta los costes de mantenimiento del equipo ni el fenómeno de inflación, el dispositivo, al final de su vida útil sin averías representativas tendría un balance positivo aproximado de 700.000€ a 30 años. Este margen de beneficios **no hace rentable** la implantación de un modelo de estas características en Gran Canaria.

No obstante, y teniendo en cuenta los resultados del estudio anterior, se propuso la posibilidad de adaptar el dispositivo a la Isla. Para ello, se propone reducir el número de turbinas de la plataforma, reduciendo su potencia nominal y todos los dispositivos que dependan de ello. De esta forma, se pretende ahorrar costes en su fabricación y maximizar la amortización y rentabilidad del mismo.

ADAPTACIÓN DEL DISPOSITIVO AL CLIMA DE OLA DE GRAN CANARIA

Una vez analizados los resultados anteriores, se decidió realizar un estudio sobre la posibilidad de modificar el diseño original del "Wave Dragon" de 4MW. Dado que ni "Gran Canaria, Isla Experimental", ni RALEY Estudios Costeros son poseedores de la patente intelectual de la tecnología "Wave Dragon", decidimos no variar el diseño original. Para ello, se decidió estudiar solo la posibilidad de eliminar componentes que aunque pudieran ser útiles en otras latitudes, la benevolencia del clima canario obligara a infrautilizarlos en nuestras costas.

Dado que el oleaje insular es relativamente manso y es poco común ver olas de gran calibre en nuestras costas se analizó la potencia a la cual era generada la mayor parte de la energía del "Wave Dragon". Se llevó a cabo un estudio estadístico de los datos volcados por la simulación anterior donde quedo patente que la mayor parte de la generación del dispositivo se realizaba a potencias bajas:

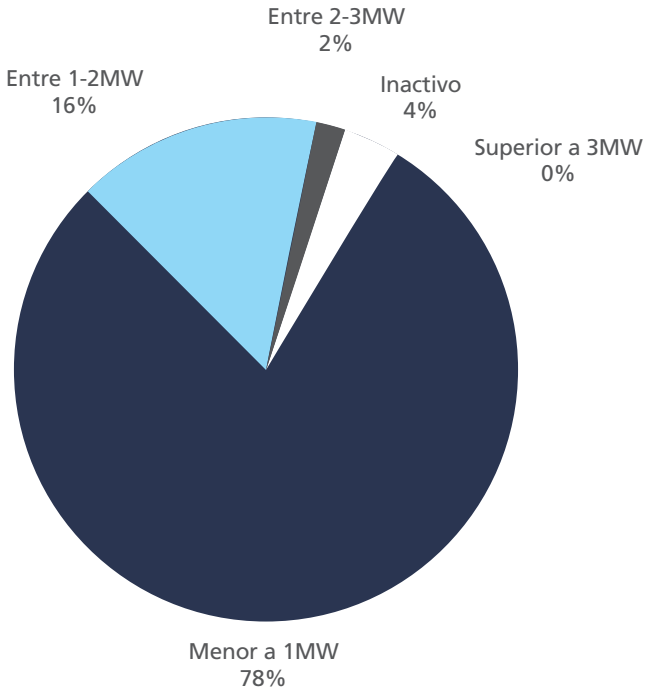


Figura 1. Tiempo de trabajo en distintos rangos de potencia para el "Wave Dragon" de 4MW. Representado en porcentaje [fuente: elaboración propia].

Los datos reflejan, aparte de que el dispositivo sólo está sin generar energía un 4% del tiempo, que, de las 16 turbinas instaladas 4 sólo se emplean menos de un 1%. Esto implica que estas turbinas y los generadores y electrónica de potencia y control anexados a las mismas suponen unos sobrecostes en la adquisición, montaje y mantenimiento del dispositivo que no se están amortizando, y que por tanto, restan rentabilidad al conjunto. Por este motivo, nuestro primer paso fue adaptar la potencia del sistema al clima de ola local, ajustando los costes de fabricación afectando lo mínimo posible a la productividad del dispositivo.

Para ello se analizó la frecuencia de uso de las distintas turbinas que forman parte del dispositivo. El resultado de aquel estudio demostró que de las 16 turbinas instaladas, el 99,32% del tiempo estuvieron en funcionamiento 10 o menos de dichas turbinas.

Por tanto, parecía lógico reducir el número de turbinas a este valor. Esta reducción suponía disminuir la potencia del dispositivo de los 4MW originales a 2,5MW.

Los resultados obtenidos con esta modificación fueron más que satisfactorios. A pesar de reducir la potencia nominal del dispositivo en un 63%, la producción anual sólo se disminuyó un 0,73% (47MWh/año). Además, se redujo el número de partes móviles y vulnerables del sistema. Turbinas, generadores y toda la electrónica de potencia y control necesaria para el funcionamiento suponen las partes más frágiles y complicadas de reparar del "Wave Dragon". De esta forma, al eliminar mecanismos que sólo entrarían en funcionamiento un 0,68% del tiempo reducimos los costes de adquisición y mantenimiento del aparato en un porcentaje importante, evitando perjudicar la producción energética. Así mismo, la amortización del sistema aumentó dado que las horas equivalentes de funcionamiento se incrementaron desde 1.615 horas equivalentes hasta 2.565 horas equivalentes.

Los datos económicos que apoyaron la modificación se presentan a continuación a modo de tablas:

INGRESOS ANUALES DEL "WAVE DRAGON" DE 2,5MW		
Estimación de energía anual generada (kWh/año)	6.481.230,00	INGRESO ANUAL (€/año)
Tarifa regulada primeros 20 años (c€/kWh)	7,3562	476.772,24
Tarifa regulada años restantes (c€/kWh)	6,9505	450.477,89

Tabla 2. Generación anual del dispositivo de 2,5MW [fuente: elaboración propia].

PERIODO	ENERGÍA TOTAL GENERADA (kWh)	INGRESOS TOTALES (€)
PRIMEROS 20 AÑOS	129.624.600,00	9.535.444,83
SIGUIENTES 10 AÑOS	64.812.300,00	4.504.778,91
TOTAL	**194.436.900,00**	**14.040.223,74**

Tabla 3. Generación anual del dispositivo de 2,5MW a lo largo de 30 años de funcionamiento continúo [fuente: elaboración propia].

Tras estos avances se decidió profundizar en la optimización de la potencia del dispositivo. Para ello se llevaron a cabo múltiples ensayos variando el número de turbinas instaladas. Los resultados de esos ensayos pueden verse en las dos figuras siguientes:

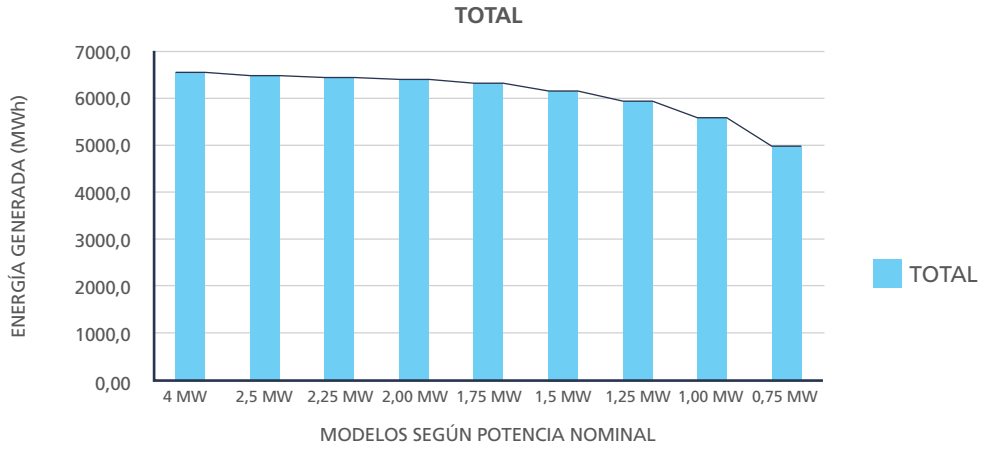


Figura 2. Variación de la generación anual del dispositivo en función de la potencia instalada en el mismo [fuente: elaboración propia].

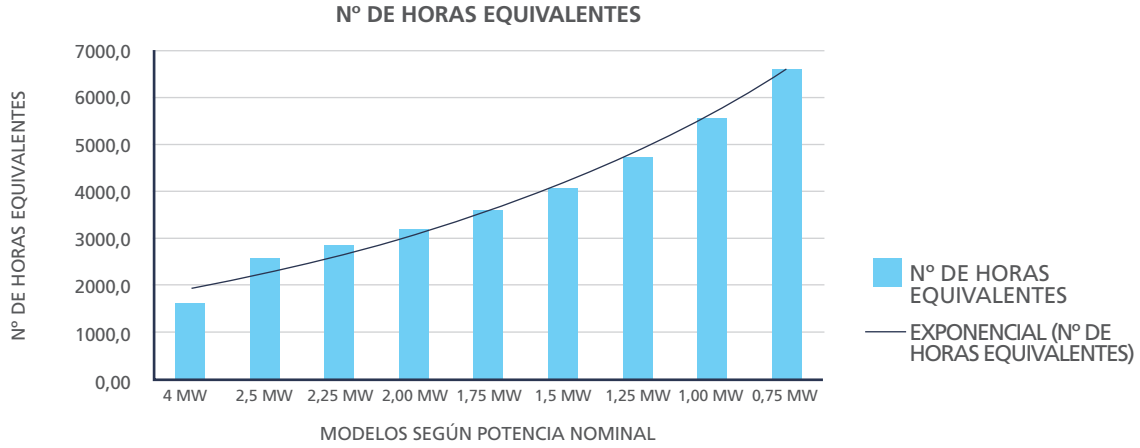


Figura 3. Variación del número de las horas de operación equivalentes del dispositivo en función de la potencia instalada en el mismo [fuente: elaboración propia].

Los resultados alcanzados demostraron que existía un amplio rango de potencias en los que se podría trabajar sin disminuir en gran medida la generación energética. Así se planteó el diseño de un dispositivo alternativo de 1,5 MWh (6 turbinas de 250 kW).

En este caso, la reducción de potencia y elementos derivados de la misma variaba de forma más sensible la productividad del diseño. Las pérdidas aumentaron de 42MWh a 320 MWh, sin embargo, esto sólo suponía una producción un 5% menor que en el caso del dispositivo de 4MW.

Este sistema de 1,5 MW destaca principalmente en los menores costes de adquisición y mantenimiento y su alto grado de amortización. Si con la reducción del 43% de potencia se consiguió aumentar las horas equivalentes a 2.565 horas equivalentes, este segundo modelo es capaz de funcionar el equivalente a 4.093 horas equivalentes. Por tanto, el grado de amortización de los sistemas convertidores de abordo se ha aumentado en un 253% con respecto al modelo original de 4MW.

A continuación se presenta la distribución porcentual de producción en base al número de turbinas utilizadas:

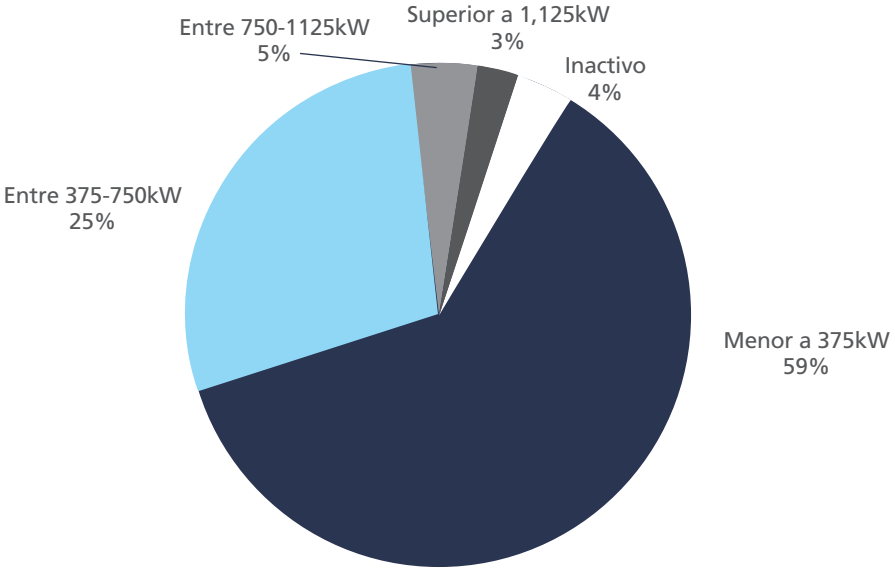


Figura 4. Tiempo de trabajo en distintos rangos de potencia para el "Wave Dragon" de 1,5MW. Representado en porcentaje [fuente: elaboración propia].

Se podrían plantear diseños de menos de 1,5MW, pero la reducción sistemática de turbinas afecta de forma más apreciable a la producción a partir de este punto. A modo de ejemplo, un sistema de 1MW ya presentaría pérdidas en la producción energética de un 14% con respecto al sistema original de 4MW. Además, aunque la reducción económica sea importante, no hay que olvidar que otros factores como la estructura de la nave, el sistema de flotación… no se han reducido y que por tanto se necesita conservar una producción alta para poder amortizarlos.

Partiendo de la base de no modificar el diseño original, los tres dispositivos presentan las mismas dimensiones. Esto quiere decir que el espacio ocupado por los tres es el mismo. A pesar de presentar potencias nominales inferiores, los dos sistemas presentados (2,5MW y 1,5MW) presentan tiempos de amortización menores debido a la reducción de costes de mantenimiento y adquisición.

Es importante reseñar que estas dos variantes tienen aplicaciones distintas. La variante del modelo de "Wave Dragon" de 1,5 MW cobra sentido siempre y cuando hablemos de implantación de granjas. Mientras que si solo se trata de la implantación de un solo dispositivo la variante óptima sería la del modelo de "Wave Dragon" de 2,5 MW, por tratarse de una potencia nominal y un nivel de generación más representativo para su importancia en el sistema eléctrico insular.

OTRAS VIAS DE OPTIMIZACIÓN

Estabilidad frente al Oleaje (Dimensionamiento estructural del dispositivo)

Los dispositivos "Wave Dragon" están pensados para soportar condiciones verdaderamente duras y para convertir la energía de las grandes olas de los mares del norte. Por esta razón, su diseño ha priorizado la estabilidad de la nave, de forma que gran parte del material y su distribución están pensados para maximizar la inercia del conjunto.

En Canarias, el oleaje es mucho más benévolo, por lo que la inercia del sistema puede ser recalculada. Teniendo en cuenta que el prototipo está dimensionado para trabajar en oleajes superiores a los 7m de altura y que en Canarias son raras las olas con altura superior a 5m, es fácil entender que el sistema posee un **coeficiente de seguridad excesivo** para el Archipiélago.



Figura 5. Prototipo "Wave Dragon" de pequeño tamaño en tierra [fuente: www.uia.no].

La variación en el tamaño del dispositivo es más complicada debido a la necesidad de abarcar una cierta longitud de ola (la potencia del oleaje se obtiene por longitud de ola explotada). Aún así, tanto el peso del dispositivo como su altura o su profundidad (dimensión perpendicular a la ola) pueden adaptarse de forma que el sistema mantenga la misma seguridad en Gran Canaria que el prototipo original en climas de olas mucho más extremos (hasta 8 ó 10 metros de altura de ola).

Fabricación en Masa y Logística Optimizada

Actualmente no existe una fabricación en masa de dispositivos comerciales "Wave Dragon". Por tanto, los costes de fabricación e instalación estimados por el equipo hacen referencia a la producción individual de un único sistema. Además, su carácter experimental y la falta de experiencia en su fabricación en masa hacen de su producción una cuestión más pormenorizada que industrial a gran escala. Esto encarece en gran medida el producto final.

El estudio de técnicas de fabricación de cada una de sus partes, ensamblaje… de forma que se ahorre tiempo, espacio y mano de obra puede tener una gran reper-

cusión en el coste final. A esto hay que añadir una optimización de la planeación del proceso con el objetivo de una fabricación óptima en serie. Así mismo, la fabricación y transporte en masa se ve favorecida por el ahorro en materiales y volumen del dispositivo (se pueden transportar más dispositivos por menos dinero y las instalaciones de ensamblado reducen sus dimensiones).

En definitiva, aplicar al coste del dispositivo el principio fundamental de la reducción de costes en la comercialización de todo producto, la economía de escala.

Adaptación al tipo de Oleaje (mejora del Caudal de Entrada)

Ya se explicó que el sistema original Wave Dragón esta preparado para un oleaje accidentado donde existen breves rachas de grandes olas. Estas olas de gran altura son el principal objetivo del convertidor, por lo que el diseño de sus reflectores y rampas de rebase están optimizados para facilitar el acceso de olas rápidas, grandes y en definitiva, potentes. Mejorar el rendimiento de estos sistemas implica aumentar el caudal de agua de entrada, lo cual, en reducidas cuentas, aumenta la producción energética. Sin embargo, la adaptación y optimización del sistema para Gran Canaria implica necesariamente un cambio de objetivos. De obtener la mayor parte de la energía de olas de gran altura y periodo pasamos a basar la rentabilidad del sistema en olas con periodos y alturas notablemente más reducidos, pero mucho más frecuentes. La naturaleza de estas olas es distinta, pues interaccionan de forma menos brusca pero más prolongada en el tiempo con la morfología de la rampa de rebase y los reflectores. Cualquier tipo de dificultad es rebasada por una cantidad menor de agua. Todos estos factores parecen indicar que el modelo inicial puede ser objeto de estudio, con el fin de variar el diseño para optimizar la conversión energética para olas pequeñas de alto periodo (más propias de climas subtropicales como el de Gran Canaria). Una optimización de los sistemas de captación de olas puede traducirse en tres sentidos: mayores potencias nominales, mayores horas equivalentes de funcionamiento del sistema o la posibilidad de disminuir las dimensiones del sistema manteniendo constantes los dos apartados anteriores.

Es preciso recalcar que esta mejora propuesta no sólo es de aplicación para las condiciones atmosféricas de Gran Canaria. Es de utilidad para todo dispositivo que se quisiera ubicar en climas subtropicales. En los cuales el denominador común son olas de altura y periodos menores.

CONCLUSIÓN

Como punto de partida ya quedaba demostrado por un lado la viabilidad y la necesidad de explotar en Gran Canaria la energía undimotriz. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en ningún momento se ha planteado la existencia de subvenciones estatales o regionales para la promoción de las energías renovables.

Por otro lado, por motivos de nuestra condición existencial de isla (sistema eléctrico aislado) y por el potencial undimotriz existente, el dispositivo que cumple sobremanera nuestras necesidades era el "Wave Dragon" de 4 MW. Pero quedaba el interrogante de analizar la viabilidad económica de implantar el convertidor seleccionado en la isla.

La respuesta a esta cuestión, aspecto principal del presente artículo, determinó su elocuente falta de rentabilidad.

Por ello en primer lugar se procedió a analizar de forma pormenorizada las características de su generación con el objeto de reestructurar el dispositivo sin modificar su diseño original. Este estudio concluyó que disminuyendo la potencia del convertidor la energía generada descendía levemente mientras que el número de horas equivalentes aumentaba de forma pronunciada mejorando con ello su rendimiento, eficiencia y eficacia del dispositivo. Por consiguiente al disminuir el número de turbinas y sus aparatos y equipos directamente relacionados mejoramos de forma

sensible la rentabilidad económica del dispositivo. Logrando así un notable avance en nuestro propósito de luchar contra su falta de rentabilidad.

No obstante, en segundo lugar se examinaron otros múltiples factores que repercutían en los altos costes del dispositivo en contraposición con sus ingresos. Para cada uno de ellos se facilitó una solución estratégica que disminuyera sus efectos negativos.

Estas soluciones se sintetizan en:

- Aplicar la economía de escala a la comercialización del dispositivo.
- Disminución del coeficiente de seguridad estructural en sus variantes para climas subtropicales como el de Gran Canaria.
- Optimización del caudal de entrada para las condiciones atmosféricas undimotrices existentes en climas subtropicales como el de la Isla.

REFERENCIAS

[1] Preliminary study for the implementation of the "Wave Dragon" in Gran Canaria, Canary Islands, Spain. M. Sagaseta de Ilurdoz; M. A. Guerra; R. Ramos; P. D. Cuesta; Gran Canaria, Isla Experimental, 2011.
[2] Julia Fernández Chozas, Una aproximación al aprovechamiento de la energía de las olas para la aproximación de la electricidad, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales de la Universidad Politécnica de Madrid, Madrid (2008), pp. 49-144.
[3] Berta Cavia del Olmo, Explotación del potencial de energía del oleaje en función del rango de trabajo de prototipos captadores, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona de la Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona (2009), pp. 22-89.
[4] Wave Dragon Test ApS, News on the Wave Dragon project, (2002).
[5] Wave Dragon, Wave Dragon Presentation 2005, (2005).

1.1.3. ESTIMACIÓN DEL RECURSO ENERGÉTICO DEL OLEAJE EN LA PLATAFORMA BIMEP (SURESTE DEL GOLFO DE VIZCAYA)

L. Ferrer[1], P. Liria[1], R. Bolaños[2], C. Balseiro[3], P. Carracedo[3], D. González-Marco[4], A. Sánchez-Arcilla[4], Y. Torre-Enciso[5], C. Hernández[1], J. Mader[1], M. González[1]

1. *AZTI-Tecnalia, Herrera Kaia s/n, Portualdea, 20110 Pasaia, lferrer@azti.es, pliria@azti.es, chernandez@azti.es, jmader@azti.es, mgonzalez@azti.es*
2. *National Oceanography Centre, Joseph Proudman Building, 6 Brownlow Street, Liverpool, L3 5DA, UK, rbol@pol.ac.uk*
3. *MeteoGalicia, Consellería de Medio Ambiente, Territorio e Infraestructuras, Rúa Roma 6, 15707 Santiago de Compostela, carlos.balseiro@meteogalicia.es, pablo.carracedo@meteogalicia.es*
4. *Centre Internacional d'Investigació dels Recursos Costaners, Jordi Girona 1-3, Mòdul D-1, Campus Nord, 08034 Barcelona, daniel.gonzalez-marco@upc.edu, agustin.arcilla@upc.edu*
5. *Ente Vasco de la Energía - EVE, Alameda de Urquijo 36-1º, Edificio Plaza Bizkaia, 48011 Bilbao, ytorre@eve.es*

INTRODUCCIÓN

BIMEP (BIscay Marine Energy Platform) es una infraestructura marina para la investigación, demostración y explotación de sistemas de captación de energía del oleaje en mar abierto, puesta en marcha por el EVE (Ente Vasco de la Energía) e impulsada por proyectos singulares estratégicos en energías marinas como PSE-MAR (Plan Nacional I+D+i, MICINN). Dicha infraestructura está localizada en el sureste del Golfo de Vizcaya, donde se presentan unas condiciones de oleaje excepcionales para probar la eficacia de los nuevos mecanismos y tecnologías que se están desarrollando a nivel mundial para el aprovechamiento energético de las olas. Para ello, dispondrá de unas modernas infraestructuras submarinas con conexión a la red eléctrica en tierra, y todo un sistema de telecomunicaciones para recoger y analizar sistemáticamente los datos de los captadores en pruebas en la mar.

Desde marzo de 2009, BIMEP dispone de una boya océano-meteorológica (www.eve.es/bimep), que conjuntamente con otras estaciones de medición disponibles en la zona (Bilbao y Bilbao-Vizcaya de la red de boyas de Puertos del Estado; y Donostia, Matxitxako y Pasaia de la Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología del Gobierno Vasco), cuyas localizaciones son mostradas en la Figura 1, permiten caracterizar en tiempo real no sólo las condiciones de oleaje sino también las condiciones de viento, las cuales son fundamentales en la generación de oleaje local.

La recopilación y análisis de los datos históricos registrados por las estaciones océano-meteorológicas, conjuntamente con las salidas numéricas ofrecidas por modelos de predicción acoplados de viento y oleaje, está permitiendo hacer una estimación del recurso energético del oleaje en el sureste del Golfo de Vizcaya, y más en concreto en la localización de la plataforma BIMEP, que es el objetivo final del presente estudio.

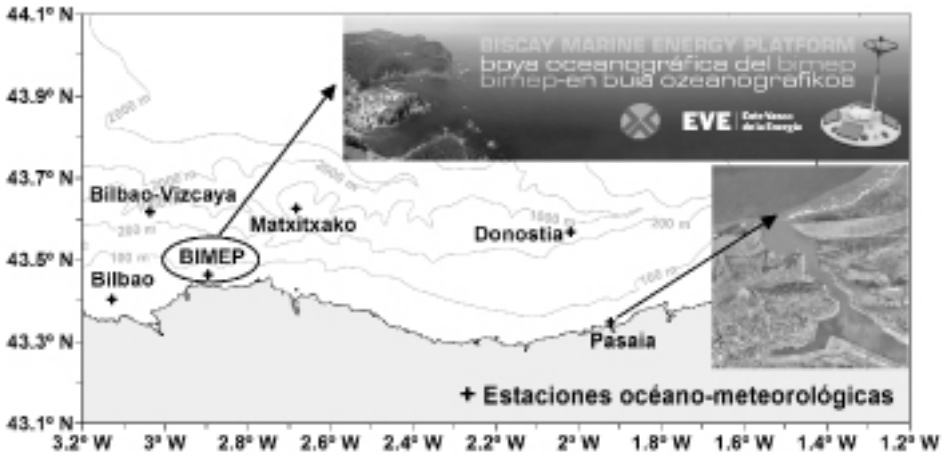


Figura 1. Localización de las estaciones océano-meteorológicas de interés en el área de estudio del sureste del Golfo de Vizcaya.

MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Para la estimación del recurso energético del oleaje se requiere de un modelo meteorológico, que provea de condiciones de viento, y de un modelo de generación de oleaje. En el presente trabajo, se ha utilizado el sistema de predicción meteorológico desarrollado por MeteoGalicia (Agencia de Meteorología de Galicia), alimentado por el modelo GFS (Global Forecast System). Este sistema está basado en la aplicación del modelo MM5 (PSU/NCAR Mesoscale Model), para la predicción de los vientos de los años 2007 y 2008 con una resolución espacial de 30 km, y del modelo WRF (Weather Research and Forecasting model), para los años 2009 y 2010 con una resolución espacial de 12 km. Descripciones de los modelos MM5 y WRF pueden ser encontradas en Grell et al. (1995) y Skamarock et al. (2005), respectivamente. Las predicciones de vientos horarios realizadas por ambos modelos para el área del Golfo de Vizcaya han sido utilizadas como forzamiento en el modelo de oleaje WAM (WAve prediction Model), para la simulación de la evolución del espectro de energía.

WAM es un modelo de oleaje de viento de tercera generación, que integra la ecuación básica de transporte (The WAMDI Group, 1988; Komen et al., 1994; Janssen, 2008). Esta ecuación describe la evolución de un espectro bidimensional de energía de oleaje con respecto a la frecuencia y dirección, sin hacer ninguna presunción inicial sobre la forma del espectro. El modelo considera la transferencia de energía del viento al mar, la disipación energética por whitecapping, las interacciones no lineales y la fricción por fondo. El dominio espacial establecido para el modelo WAM en su aplicación al sureste del Golfo de Vizcaya se ha extendido desde 43,2ºN a 48ºN y desde 4,5ºW a 1ºW, con una resolución espacial de 1,6 km. Se han utilizado como condiciones de contorno los espectros direccionales obtenidos cada 3 horas con el modelo de oleaje WAVEWATCH III (Tolman, 1997, 2009), ejecutado por la NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) a nivel global con una resolución espacial de 1ºx1,25º, utilizando vientos de NCEP (National Centers for Environmental Prediction). Dichos espectros corresponden al punto donde se localiza la boya de Gascogne (estación 62001, mantenida por UK Met Office y Meteo France), en 45,2ºN-5ºW.

Mediante los modelos comentados, se realizó un retro-análisis del periodo 2007-2010, con resolución temporal horaria, con el fin de analizar la fiabilidad de las predicciones de los parámetros necesarios para la estima del recurso energético del oleaje (altura de ola significante, H_s, dirección media de propagación, θ_m, y periodos medio y de pico, T_{m02} and Tp, respectivamente), así como las componentes del viento zonal y meridional (U_v y V_v, respectivamente). Estos resultados fueron comparados con las observaciones de las estaciones océano-meteorológicas disponibles en la zona (Figura 1). Las boyas de Bilbao-Vizcaya, Matxitxako y Donostia están localizadas en aguas profundas (entre 450 y 600 m de profundidad), mientras que Bilbao y BIMEP (en 53 m y 80 m de profundidad, respectivamente) están localizadas entre 2 y 4 km de costa, siendo Pasaia (en 24 m de profundidad) la única estación situada en costa. Sus características son resumidas en la Tabla 1.

Las condiciones de oleaje más extremas durante el periodo analizado ocurrieron el 23 y 24 de enero de 2009, cuando el potente ciclón extra-tropical "Klaus", consecuencia de una ciclogénesis explosiva, cruzó el Golfo de Vizcaya de oeste a este. A medida que el centro de bajas presiones se trasladó hacia el este, afectando a la costa del País Vasco, el oleaje incrementó rápidamente sus alturas de ola significante y máxima (>13 y 20 m, respectivamente), azotado por fuertes vientos del NW que superaron los 100 kmh^{-1} (Ferrer et al., 2010).

Estación	Localización (coordenadas geográficas)	Profundidad media (m)	Puesta en funcionamiento (mes, año)	Frecuencia de muestreo (min)
Bilbao-Vizcaya	43º 37,8' N 3º 2,4' W	600	Agosto, 1990	60
Matxitxako	43º 37,9' N 2º 41,6' W	450	Enero, 2007	60
Donostia	43º 33,8' N 2º 1,4' W	550	Enero, 2007	60
BIMEP	43º 28,1' N 2º 53,1' W	80	Marzo, 2009	60
Bilbao	43º 23,9' N 3º 7,9' W	53	Marzo, 2004	60
Pasaia	43º 20,3' N 1º 55,5' W	24	Agosto, 2001	10

Tabla 1. Descripción de las estaciones océano-meteorológicas localizadas en el sureste del Golfo de Vizcaya (ver Figura 1)

RESULTADOS

Tanto los resultados de los modelos meteorológicos como el de oleaje han sido extraídos en los puntos de malla más cercanos a la posición de cada estación océanometeorológica, con el fin de realizar la comparación entre los datos observados y los predichos. Los coeficientes de determinación, r^2, obtenidos para diversos parámetros de interés para el año 2009 (el de mayor contenido energético del oleaje en el periodo de estudio), siguiendo un análisis de regresión lineal, son presentados en la Tabla 2.

Los modelos meteorológicos son capaces de reproducir la evolución temporal de los vientos fuera de costa con una razonable precisión. Aquí, los valores de r^2 para U_v y V_v estuvieron comprendidos entre 0,53 y 0,77, indicando una concordancia moderada entre las observaciones (a 3 m de altura sobre el nivel del mar) y los valores predichos (a 10 m de altura). En la estación de Donostia, la dirección del viento no estuvo disponible, y la regresión lineal fue efectuada para la intensidad del viento, encontrándose una moderada correlación con las salidas del modelo (r^2=0,63). En todas las estaciones, la concordancia fue mayor para la componente Uv del viento, mientras que la correlación de V_v decayó en dirección a costa. En la estación de Pasaia (donde los datos de viento son registrados a 16 m de altura), r^2 para ambas componentes disminuyó a un valor cercano a 0,4. Probablemente, esto es una consecuencia de la resolución espacial utilizada en los modelos meteorológicos, lo cual les hace perder significativamente detalles de pequeña escala cerca de costa.

Este efecto es más marcado en la estación de Pasaia, la cual está localizada a los pies de un acantilado, en la entrada al puerto (ver Figura 1). Esto sugiere que una configuración de mayor resolución (de al menos 1 km) en el modelado meteorológico sería recomendable, con el fin de estimar con mayor precisión los vientos, especialmente en la franja costera. Esta configuración podría resolver con más detalle la complicada topografía de la región, responsable de los efectos de canalización del viento en la localización de la estación de Pasaia, mejorando substancialmente la predicción de los campos de vientos.

Estación	r^2					
	H_s	T_{m02}	T_p	θ_m	U_v	V_v
Bilbao-Vizcaya	0,92	0,71	0,55	0,47	0,77	0,62
Matxitxako	0,92	0,74	0,51	0,53	0,73	0,60
Donostia	0,92	0,70	0,55	0,43	----	----
BIMEP	0,92	0,75	0,53	0,60	0,72	0,53
Bilbao	0,92	0,69	0,59	0,49	----	----
Pasaia	0,76	0,61	----	----	0,43	0,41

Tabla 2. Coeficientes de determinación, r2, para las regresiones lineales (nivel de significancia de 0,1%) entre los datos observados y los predichos por el modelo WAM para las estaciones océano-meteorológicas localizadas en el sureste del Golfo de Vizcaya, para el año 2009. Variables analizadas - Hs: altura de ola significante; Tm02: periodo medio de ola; Tp: periodo de pico espectral; θm: dirección media de propagación del oleaje; y Uv y Vv: componentes del viento zonal y meridional, respectivamente.

Con respecto al modelo de oleaje WAM, se han obtenido resultados similares a los mostrados por los modelos meteorológicos, aunque con un nivel más elevado de correlación. En aguas profundas e intermedias (>50 m), r^2 para H_s fue de 0,92, cayendo a 0,76 en la estación costera de Pasaia. Para los periodos de ola, r^2 varió entre 0,61 y 0,75 para T_{m02}, y entre 0,51 y 0,59 para T_p. Para θ_m, r^2 se situó entre 0,43 y 0,60. Los parámetros de oleaje estimados usando los momentos espectrales (m_0 y m_2), H_s y T_{m02}, mostraron correlaciones más altas que T_p (para el cual el espectro de energía alcanza su valor máximo) y θ_m. En todas las estaciones, tanto T_p como θ_m mostraron una mayor variabilidad, lo cual es debido al hecho de que encontrar mares de viento (sea) y de fondo (swell) con similar energía y de diferente procedencia es común en el área de estudio. En estas situaciones se pueden producir grandes variaciones en los valores horarios consecutivos de T_p y θ_m, las cuales en muchas ocasiones a lo largo del periodo de estudio no fueron coincidentes con las simuladas por el modelo WAM. La influencia del viento en la predicción del oleaje ha sido también analizada durante el ciclón extra-tropical "Klaus". Dos simulaciones fueron realizadas para este evento: (1) sin viento; y (2) con vientos horarios. Los resultados de H_s predichos y observados en las estaciones de Matxitxako, Donostia y Bilbao, conjuntamente con las predicciones del modelo global WAVEWATCH III ofrecidas por la NOAA en la boya de Gascogne, son mostrados en la Figura 2. Esta figura ilustra como unos vientos favorables locales incrementan la H_s, mejorando significativamente la calidad de las predicciones, especialmente durante el pico de la tormenta.

En la simulación sin vientos (es decir, sin generación de oleaje), el modelo WAM simplemente propaga el campo de oleaje impuesto en el contorno abierto del oeste, disminuyendo la H_s desde aguas profundas a intermedias, como puede verse para el caso de la estación de Bilbao. El área en gris muestra el efecto de la incorporación del viento sobre la H_s. Para el caso de la estación de Bilbao (en 53 m de profundidad), tanto la batimetría como el viento local contribuyeron aproximadamente en el mismo orden durante este evento. Los picos de H_s predichos con el modelo WAM en la boya de Matxitxako entre las 06:00 y 10:00 GMT del 24 de enero de 2009 fueron de 9 m (sin vientos), y de 13,8 m (con vientos horarios), siendo este último valor muy cercano a los 13,5 m observados en las boyas de Matxitxako y Donostia. Los picos de Hs observados y predichos no están totalmente sincronizados, debido posiblemente al efecto de utilizar con-

diciones de contorno cada 3 horas. También puede observarse como el modelo tiene más inercia cerca del pico de la tormenta, ya que integra los estados de mar sobre un periodo de 1 hora en vez del típico periodo de 20 minutos utilizado por las boyas. El análisis del ciclón extra-tropical "Klaus" demuestra que para una simulación realista la precisión de los campos de viento es un factor crítico.

Los flujos de energía acumulados anualmente predichos por el modelo WAM para la localización de BIMEP y para el periodo 2007-2010 son mostrados en la Figura 3. Dichos flujos son estimados para cada intervalo frecuencia-periodo/dirección del espectro de energía (25 frecuencias x 24 direcciones). El flujo de energía estimado en BIMEP se incrementó durante el periodo 2007-2009, desde 221 a 268 $MWhm^{-1}$, y descendió en 2010 a 158 $MWhm^{-1}$. Por término medio, más del 40% del flujo predicho correspondió a los meses de invierno, mientras que menos del 10% ocurrió durante el verano. En 2009 (año de mayor contenido energético), el pico de energía se localizó en la dirección del NW (315º) y en un periodo de 14 s. Estos valores se mantuvieron durante el invierno, pero durante los meses de verano se desplazaron al sector W y periodos más cortos (300º, 10 s). Los periodos de oleaje más largos tienden a un rango de direcciones más del N como resultado de los efectos de refracción, mientras que los periodos más cortos cubren una distribución de direcciones más amplia entre NE y W, es decir los sectores que dan a mar abierto.

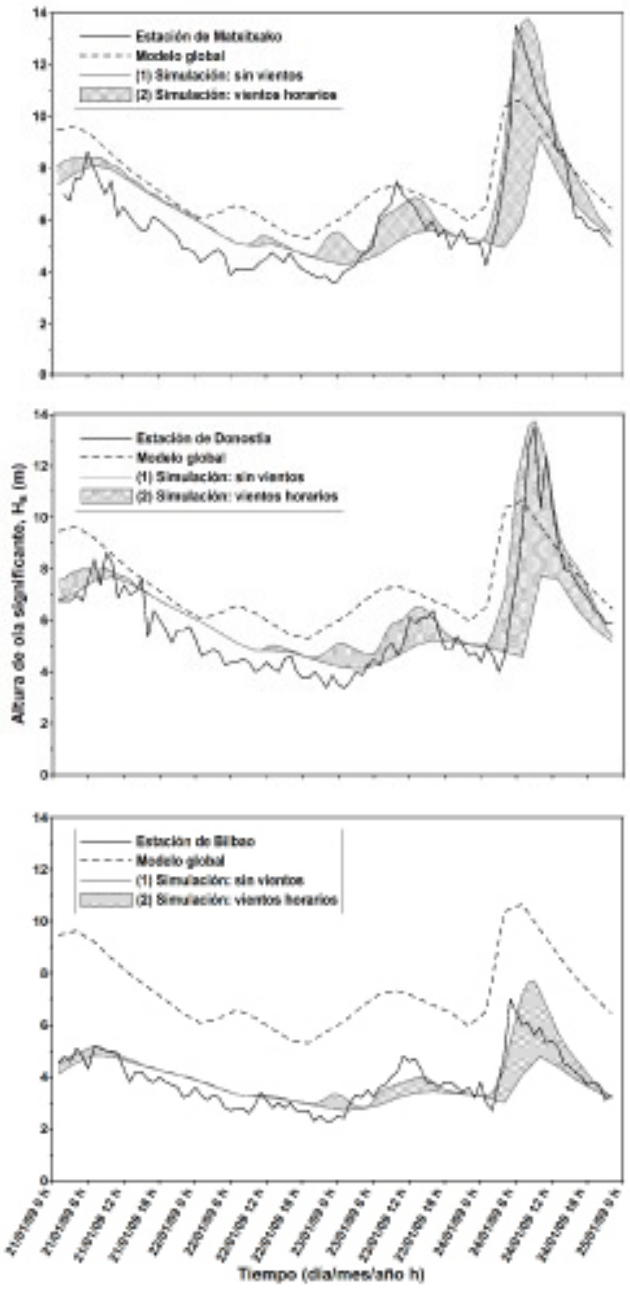


Figura 2. Altura de ola significante, Hs, observada y predicha por el modelo WAM en diferentes estaciones océano-meteorológicas, durante el ciclón extra-tropical "Klaus" ocurrido el 23-24 de enero de 2009: (a) Matxitxako; (b) Donostia; y (c) Bilbao. Los resultados del modelo WAM corresponden a dos simulaciones: (1) sin vientos; y (2) con vientos horarios. Se incluye la Hs predicha para la estación de Gascogne por el modelo WAVEWATCH III ejecutado por la NOAA a escala global.

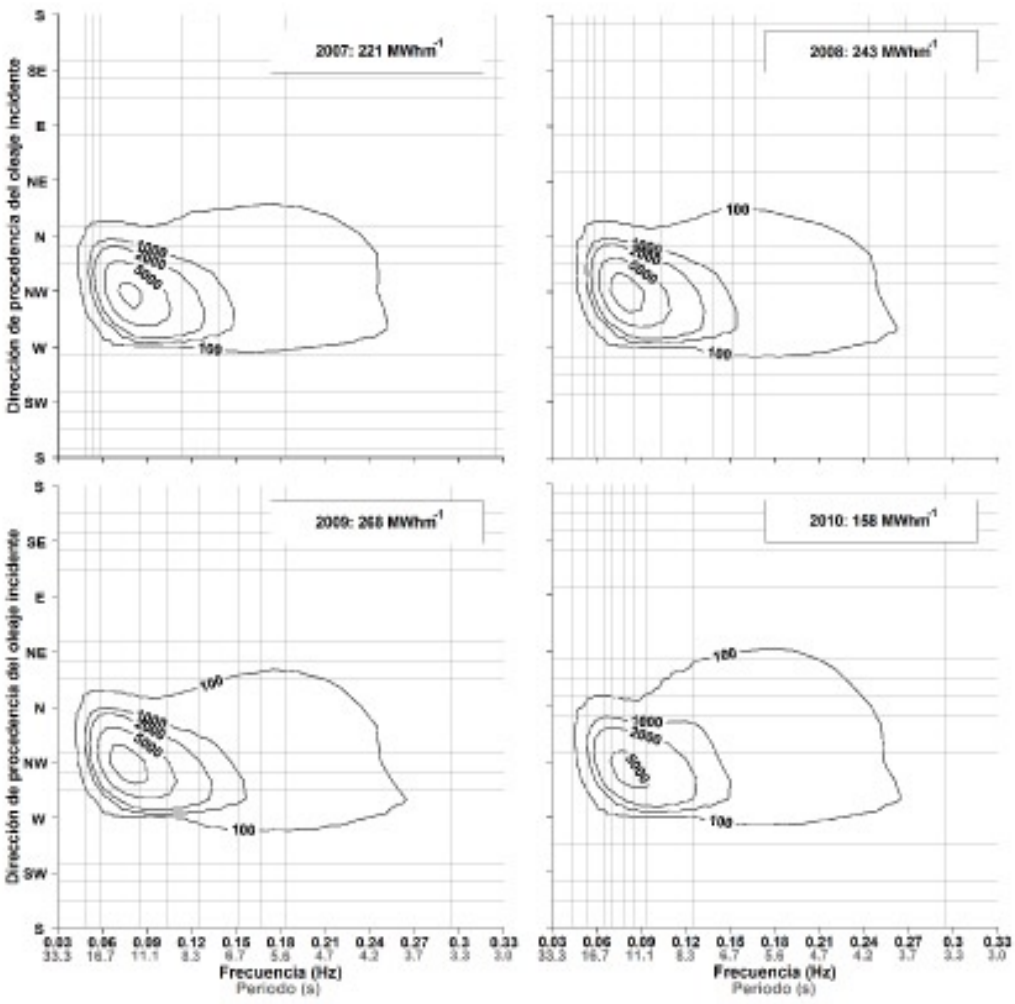


Figura 3. Flujo de energía anual predicho por el modelo WAM para el periodo 2007-2010 en la plataforma BIMEP (isolíneas representadas en kWhm^{-1}: 100, 1000, 2000, 5000 y 10000).

CONCLUSIONES

Campos de vientos horarios simulados para el sureste del Golfo de Vizcaya mediante los modelos meteorológicos MM5 (PSU/NCAR Mesoscale Model) y WRF (Weather Research and Forecasting model), conjuntamente con espectros direccionales cada 3 horas obtenidos con el modelo de oleaje WAVEWATCH III, ejecutado por la NOAA a nivel global, han sido utilizados para forzar el modelo de oleaje WAM (WAve prediction Model), y así obtener un retro-análisis del periodo 2007-2010. El objetivo final ha sido analizar la fiabilidad de los resultados obtenidos y llevar a cabo estimaciones del recurso energético del oleaje en la localización de la plataforma BIMEP (BIscay Marine Energy Platform). Para ello, se han utilizado los datos disponibles de 6 estaciones océano-meteorológicas localizadas en el área de estudio.

Los resultados para el año 2009 (el de mayor contenido energético del oleaje en el periodo de estudio) muestran que los modelos meteorológicos son capaces de reproducir la evolución temporal de los campos de viento en océano abierto con una razonable precisión (un valor medio de r^2>0,6). Sin embargo, cerca de la línea de costa, el análisis sugiere que una configuración de los modelos meteorológi-

cos de mayor resolución horizontal (de al menos 1 km, teniendo en cuenta las características orográficas del área de interés), con el consiguiente refinado de las parametrizaciones, sería más apropiada para estimar los campos de viento.

En lo concerniente al modelo de oleaje WAM, el periodo medio y especialmente la altura de ola significante son los parámetros que muestran un mejor ajuste estadístico con las observaciones en aguas profundas e intermedias (r^2>0,7 y 0,9, respectivamente). Como en el caso de los modelos meteorológicos, los errores del modelo de oleaje aumentan en áreas cercanas a costa. Estos resultados enfatizan la necesidad de reproducir de forma más realista los detalles de escala local del régimen de viento, así como utilizar condiciones de contorno apropiadas, con el fin de determinar con precisión los parámetros de oleaje implicados en la estima del recurso energético.

Para la localización de la infraestructura BIMEP y el periodo de estudio 2007-2009, se ha estimado un recurso energético anual del oleaje por encima de los 221 $MWhm^{-1}$; por término medio, más del 40% de dicho recurso ha correspondido al periodo invernal, mientras que menos del 10% ha ocurrido en los meses de verano. En el año 2010, este recurso energético descendió substancialmente, reduciéndose hasta un valor de 158 $MWhm^{-1}$. Mediante esta contribución se demuestra la importancia de los programas de monitoreo océano-meteorológicos, ya que sirven para validar y calibrar los modelos de predicción numérica, los cuales son una herramienta fundamental para la estima del recurso energético del oleaje.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a diferentes instituciones la puesta a disposición de la información utilizada para este trabajo: Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología, y EVE (Gobierno Vasco); MeteoGalicia; NOAA/NCEP; y Puertos del Estado. Este estudio ha sido realizado gracias a la financiación recibida de diferentes fuentes: Departamento de Industria, Innovación, Comercio y Turismo del Gobierno Vasco (programa ETORTEK, proyecto ITSASEUS); EVE (proyecto BIMEP); Unión Europea a través de la cooperación transnacional Aquitania-Euskadi (programa INTERREG, proyecto LOREA); y Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España (Plan Nacional I+D+i, proyecto PSE-MAR).

REFERENCIAS

Ferrer, L., Liria, P., Bolaños, R., Balseiro, C., Carracedo, P., González-Marco, D., González, M., Fontán, A., Mader, J., Hernández, C., 2010. Reliability of coupled meteorological and wave models to estimate wave energy resource in the Bay of Biscay. Proceedings of the 3rd International Conference on Ocean Energy (ICOE), 6-8 October 2010, Bilbao, Spain, 6 pp.

Grell, G.A., Dudhia, J., Stauffer, D.R., 1995. A description of the Fifth-Generation Penn State/NCAR Mesoscale Model (MM5). NCAR Technical Note, NCAR/TN-398+STR, 122 pp.

Janssen, P.A.E.M., 2008. Progress in ocean wave forecasting. Journal of Computational Physics, 227 (7), 3572-3594.

Komen, G.J., Cavaleri, L., Donelan, M., Hasselmann, K., Hasselmann, S., Janssen, P.A.E.M., 1994. Dynamics and modelling of ocean waves. Cambridge University Press, 532 pp.

Skamarock, W.C., Klemp, J.B., Dudhia, J., Gill, D.O., Barker, D.M., Wang, W., Powers, J.G., 2005. A description of the Advanced Research WRF Version 2. NCAR Technical Note, NCAR/TN-468+STR, 88 pp.

The WAMDI Group: Hasselmann, S., Hasselmann, K., Bauer, E., Janssen, P.A.E.M., Komen, G., Bertotti, L., Lionello, P., Guillaume, A., Cardone, V., Greenwood, J.A., Reistad, M., Zambresky, L., Ewing, J.A., 1988. The WAM Model - a third generation ocean wave prediction model. Journal of Physical Oceanography, 18, 1775-1810.

Tolman, H.L., 1997. User manual and system documentation of WAVEWATCH-III version 1.15. NOAA/NWS/NCEP/OMB Technical Note 151, 97 pp.

Tolman, H.L., 2009. User manual and system documentation of WAVEWATCH III version 3.14. NOAA/NWS/NCEP/MMAB Technical Note 276, 194 pp. + Appendices.

1.1.4. OCEAN LIDER: APLICACIÓN DE LOS SIG A LA ELABORACIÓN DE UN ESTUDIO ESTRATÉGICO DE SELECCIÓN DE EMPLAZAMIENTOS PARA LA INSTALACIÓN DE DISPOSITIVOS DE APROVECHAMIENTO ENERGÉTICO MARINO

L. Fernández, A.M. Fernández

Proes Consultores, S.A., C/ General Yagüe 39. 28020, Madrid.
lfernandez@proes.es, amfernandez@proes.es

INTRODUCCIÓN: CONTEXTO. EL PROYECTO OCEAN LIDER

El proyecto OCEAN LIDER, LÍDeres en Energías Renovables Oceánicas, aprobado en la convocatoria CENIT-e del año 2009, cuenta con un presupuesto cercano a 30 M€ (el mayor de estas características a nivel mundial). Ha recibido una subvención del 49,3 % (casi 15 M€) del Centro para el Desarrollo Industrial, CDTI, y del Fondo de Inversión Local para el Empleo-Gobierno de España del Plan-E y ha sido apoyado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

Se trata de una ambiciosa iniciativa tecnológica promovida por un consorcio de empresas de los sectores energético y marítimo españoles con una alta capacidad de I+D liderado por Iberdrola I&C, que afronta el desafío de generar el conocimiento y las tecnologías necesarias para desarrollar e implantar instalaciones integradas de aprovechamiento eficiente e integral de energías renovables oceánicas a gran escala en nuestras costas.



Figura 1. Empresas del consorcio Ocean Lider

Además se cuenta con la colaboración de 25 Organismos de Investigación (OPIs), entre los que se hallan los más prestigiosos y pioneros dentro del conocimiento del mundo marino.



Figura 2. Organismos de Investigación colaboradores en el proyecto Ocean Lider

Una presentación de los socios y sus OPIs, así como de su papel dentro del proyecto se recoge en la página web que el consorcio ha puesto a disposición del público en la dirección www.oceanlider.com. En ella también se pueden encontrar los avances del proyecto al cierre de cada anualidad así como las publicaciones y noticias relacionadas con cada objetivo concreto de las líneas de investigación propuestas.

PROES en el desarrollo de sus actividades dentro del consorcio tiene como organismos colaboradores de investigación a AZTI-TECNALIA, IH Cantabria, la Universidad de Granada y la Universidad Carlos III.

Organización de los objetivos generales del proyecto Ocean Lider

Los conocimientos y tecnologías generados en Ocean Líder permitirán el desarrollo de nuevas instalaciones, dispositivos, estructuras, artefactos de reconocimiento y caracterización del medio marino, buques, así como el desarrollo de nuevas técnicas para la generación, distribución y transporte de la energía eléctrica captada en los océanos, que permitan su aprovechamiento sostenible y la implantación de novedosos modelos inteligentes de gestión y explotación de dichas fuentes energéticas preservando el medio ambiente marino y la seguridad de la vida humana en la mar.

Para ello se ha estructurado el proyecto en 6 Actividades principales:

- ACTIVIDAD I: Identificación y caracterización de emplazamientos aptos y óptimos para la instalación de unidades integradas de generación de energía oceánica, evaluación del recurso energético y diseño de nuevas tecnologías de caracterización del medio.
- ACTIVIDAD II: Desarrollo de tecnologías para el aprovechamiento de energías renovables y dispositivos convertidores (UNIGEOS).
- ACTIVIDAD III. Desarrollo de los sistemas de distribución y transporte de energía, transformación y obtención de energía eléctrica de calidad.
- ACTIVIDAD IV. Creación de sistemas de gestión, mantenimiento y comunicación inteligentes para las estaciones de aprovechamiento.
- ACTIVIDAD V. Generación de tecnologías y sistemas náuticos que garanticen la operatividad y seguridad a lo largo de toda la vida útil de las unidades integradas de generación de energía oceánica.
- ACTIVIDAD VI. Investigación y desarrollo de las herramientas y nuevas tecnologías para la preservación de recursos naturales, la adecuada gestión medioambiental y la contribución a la lucha contra el cambio climático.



Figura 3. Estructura de Actividades del proyecto Ocean Lider

Actividades a desarrollar por PROES en el proyecto Ocean Lider

Dentro del proyecto PROES tiene una participación en presupuesto aproximadamente del 7%, lo que se traduce en unos 2 M€.

Dicha participación se reparte en las líneas de investigación que se resumen a continuación: Liderar la ACTIVIDAD V: SISTEMAS NÁUTICOS: Donde principalmente se estudian:

a. Las operaciones marinas asociadas a cualquier tipo de cimentaciones para toda la vida útil del proyecto.
b. La seguridad de la vida de las personas en el mar.

Tener un alto porcentaje de participación en las actividades: ACTIVIDAD I: EMPLAZAMIENTOS APTOS Y ÓPTIMOS: Creación de una base de datos en soporte SIG sobre recurso energético oceánico y caracterización del medio físico marino, que sirva para la selección de las áreas idóneas para la instalación de los dispositivos de aprovechamiento energético renovable (UNIGEOS). ACTIVIDAD IV: PRESERVACIÓN MEDIOAMBIENTAL: Particularización de los Estudios de Impacto Ambiental para los dispositivos de extracción energética marina renovables y reducción de los posibles efectos sobre el CC que éstos tengan en el mar.

LOS SIG Y LA UBICACIÓN DE LOS UNIGEO'S

Dentro de la Actividad I del Proyecto Ocean Lider se incluye la tarea de generar una base de datos oceanográficos, físicos y ambientales de las costas españolas soportada por un SIG que caracterice el medio marino y forme parte de un sistema inteligente de ayuda a la toma de decisiones, sobre los emplazamientos aptos y óptimos para la instalación de granjas de dispositivos de aprovechamiento energético renovable offshore. Ello pasa también por analizar el recurso energético disponible en nuestras costas en relación a las corrientes, las olas y el viento.

Se describe a continuación la metodología con la que se ha abordado el trabajo de implementación de dicha base de datos y la gestión de ese gran volumen de información.

Determinación de los Factores Críticos en el Medio Marino

En las fases iniciales del proyecto, grupos de trabajo lo más multidisciplinares posible se reúnen para determinar aquellas variables críticas sobre el medio marino que es imprescindible conocer para establecer si una zona de la plataforma continental resulta adecuada o no para la instalación de una cierta tecnología. En este proceso las variables involucradas se agrupan en tres categorías principales:

- **Socioeconómicas:** por ejemplo: existencia de concesiones del DPMT en la zona, áreas designadas para un tipo específico de pesca, zonas adscritas al ministerio de defensa, áreas empleadas por los dispositivos de separación al tráfico, etc…
- **Medioambientales:** Por ejemplo: Áreas con alguna designación de o figura de protección, zonas con elementos de patrimonio, zonas con especies bentónicas protegidas, etc…
- **Técnicas:** Por ejemplo: Zonas con recurso energético suficiente o no, zonas con calado técnicamente viable, tipología de suelo apta para el fondeo de un determinado dispositivo, etc…

Recopilación de Datos Geográficos

Todas las variables anteriores tienes en común el ser representables de forma geográfica, es decir, sobre una cartografía georreferenciable. Ello las hace susceptibles de ser gestionadas mediante una herramienta SIG, que disminuye considerablemente el volumen de la información inicial al emplear formatos como el "shp" y ayuda a homogeneizar la documentación de entrada lo que simplifica notablemente el tratamiento de la misma.

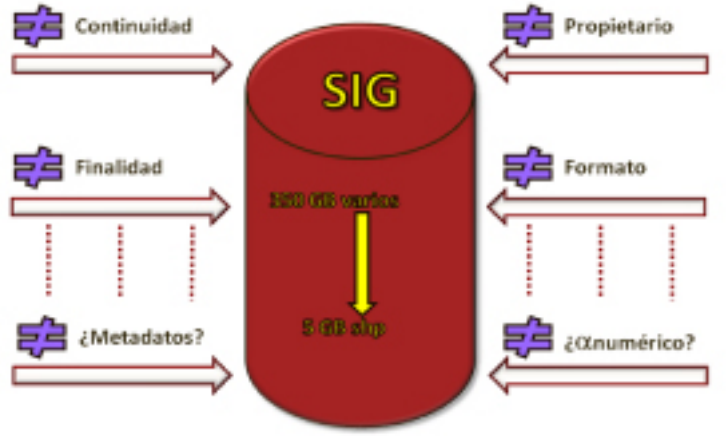


Figura 4. Recopilación y procesado de información inicial con herramienta SIG

Como suele ser general en este tipo de trabajos el éxito del proyecto depende en gran medida de una intensa labor de recopilación de información, que constantemente realimenta la ruta a seguir en el cumplimiento de cada uno de los objetivos de la Actividad I, es claro que no podemos evaluar una variable si no existen datos de partida sobre la misma. Además en esta primera etapa del trabajo es clave la colaboración activa de aquellos organismos, ya sean públicos o privados, que se encuentren en posesión de las bases de datos cartográficas realizadas por nuestra comunidad científica. Sus aportaciones son cesiones de información gratuitas con la confidencialidad comprometida por el consorcio.

Integración SIG de la Información de Partida con ArcGis

El reto fundamental al que se enfrenta el proyecto Ocean Lider es sin duda el referido a la integración de la información recopilada en un modelo de datos único generado específicamente para el proyecto a partir de distintos formatos de entrada, coberturas geográficas, tablas de atributos, modelos de metadatos, etc…de las bases de datos y cartografías recopiladas. Para ello existen herramientas y procesos SIG que se han empleado mediante el uso de ArcGis a lo largo del desarrollo de los trabajos que se describen a continuación:

Georreferenciación: La documentación geográfica recabada sobre cada uno de los entornos de trabajo se ha proyectado a un único sistema geodésico espacial de referencia. Todas las capas del proyecto localizadas en Península y Baleares se han proyectado a ETRS89 en el huso 30 y 31 respectivamente. Las capas correspondientes a Canarias se han proyectado a WGS84 sobre el huso geográfico 28. Esta homogeneización se ha logrado a partir de los siguientes procesos, aplicados en cada caso en función del estado de la documentación de partida recibida: Asignación de coordenadas a información no georreferenciada empleando puntos de control; Asignación del Sistema de Referencia Geodésico Espacial a información en coordenadas pero sin archivo auxiliar de georreferenciación; Cambio del Sistema de Referencia Geodésico Espacial mediante proyección a uno nuevo.

Homogeneización cartográfica: Previamente a la extracción de la información de interés para el SIG sobre los datos de partida ha sido necesario un examen minucioso de las series cartográficas aportadas por los distintos organismos consultados, ya que éstas no eran homogéneas entre sí debido a su distinta finalidad, administración de capas, origen, etc... Una vez localizados los elementos comunes entre estos conjuntos de información se han unificado los mismos conceptos en capas lo más continuas y homogéneas posible. La continuidad geográfica lograda en cada caso está limitada, lógicamente, por la cobertura

espacial de los datos de partida, al igual que la homogeneidad y compleción de los atributos presentes en las tablas asociadas.

Digitalización de información y elaboración de atributos: Entre la información recabada existía también cartografía y mapas disponibles únicamente en papel. Estos documentos fueron escaneados y georreferenciados (según los procedimientos ya descritos) para posteriormente vectorizar las geometrías interesantes a los objetivos del proyecto. Sobre ellas se generaron, a partir de las herramientas de edición y creación de tablas, los atributos necesarios para permitir el geoanálisis adecuado de cada información concreta, adaptando en caso necesario los atributos asociados a los diferentes orígenes de la información. Se ha tratado en todo momento de eliminar aquella información superflua al objetivo del proyecto para aligerar los bloques de información a gestionar por los visores, emplear los tipos de campos más adecuados a los datos que iban a contener, usar alias para las capas y utilizar nomenclaturas y códigos lo más intuitivos posible para no complicar la interpretación de la información soportada por las capas.

Transformación de formatos: Ha sido necesario realizar transformaciones, exportaciones e importaciones entre diversos formatos para los archivos de partida así como sobre otros generados a lo largo de los trabajos, para lograr una mejor integración de los mismos en la base de datos, para favorecer alguna salida gráfica de resultados y en ocasiones para aumentar su versatilidad en las labores de geoanálisis: Exportación de archivos CAD a shp, generación de archivos shp a partir de datos tabulares con coordenadas, creación de MDTs a partir de archivos tabulares.

El Modelo de Datos

La integración de esta base de datos en un SIG se logra mediante una estructura organizada de carpetas temáticas en las que están contenidas todas las capas, un sistema de visores .mxd construidos a través de layers, con todos los requerimientos de leyenda, color, hipervínculos, asociación a bases de datos externas, etiquetas, etc que cargan bloques de capas por temas, e hipervínculos asociados a algunas de dichas capas y que también dan acceso a información territorial aportada de carácter no cartográfico.

Los metadatos recogidos en los archivos xml que acompañan a las capas generadas o incorporadas al trabajo garantizan el conocimiento del origen y contenido de la información disponible. Dichos archivos xml se han creado desde ArcCatalog. El esquema organizativo de carpetas de la base de datos generada se apoya en cuatro bloques principales:

- La carpeta **01 ALFANUMÉRICO** recoge cualquier información que no sea una capa utilizada en el SIG, ni un proyecto de ArcMap. Así pues, incluye los documentos independientes del propio SIG que aportan información complementaria sobre algún aspecto contenido en él.

- La carpeta **02 CAPAS** recoge toda la información geográfica, generada e incorporada por las distintas fuentes consultadas. La diferenciación de la información cartográfica en las subcarpetas de CAPAS se basa fundamentalmente en los aspectos temáticos más importantes analizados a lo largo del trabajo.

- La carpeta 03 MAPAS incluye todos los mapas generados. Son documentos gráficos de carácter temático con simbología específica y leyenda preparados para facilitar la visualización de resultados y de la documentación recopilada.

- La carpeta 04_SIG abarca todos los ficheros para el correcto funcionamiento de los visores, mapas e hipervínculos no incluidos en las carpetas anteriores.

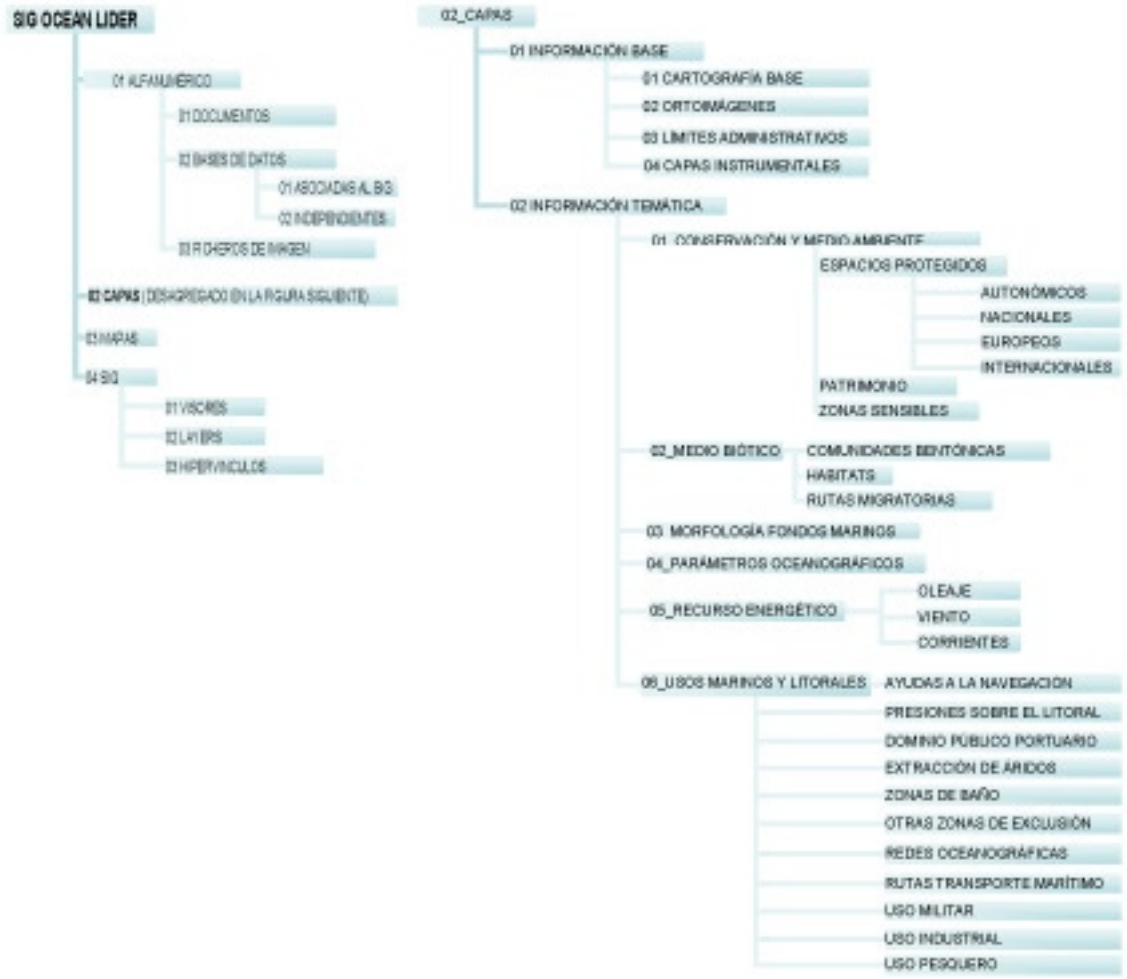


Figura 5. Esquema general del SIG

De los bloques anteriores cuelgan el resto de carpetas y subcarpetas en las que se organiza la información por áreas temáticas y según la función que desempeñan dentro del sistema (ver esquema). La estructura es análoga para cada uno de los tres ámbitos espaciales en que se ha dividido el proyecto: Canarias, Baleares y Península.

La Evaluación del Recurso Marino Renovable

Recurso energético extraíble del oleaje: Se ha obtenido para toda la plataforma continental española un mosaico de mapas raster debidamente georreferenciados cuyo valor de pixel es la potencia por metro generada por el oleaje para un año medio, y para las cuatro estaciones del año. Se completa esta información con otro mosaico que recoge la altura de ola significante media anual en metros. Los datos de partida que muestran los mapas proceden del proyecto ENOLA y han sido cedidos por IDAE para el desarrollo del proyecto Ocean Lider y procesados por IH Cantabria para el mismo, http://www.ihcantabria.com/enola/. Son resultado del uso de los modelos de simulación numérica WavewatchIII y SWAN, forzados con reanálisis atmosférico NCEP en el Atlántico y ERA-INTERIM en el Mediterráneo. Se ha calibrado-validado el resultado con la información de satélite e instrumental disponible.

Recurso energético extraíble del viento: Se ha obtenido para toda la plataforma continental española un mosaico de mapas raster debidamente georreferenciados cuyo valor de pixel es la velocidad en metros por segundo del viento para un año medio y para las cuatro estaciones del año por separado. Los datos de partida

que muestran los mapas proceden de modelado numérico WRF, forzado con el reanálisis atmosférico ERA-INTERIM y han sido elaborados por IH Cantabria. Se ha calibradovalidado el resultado con la información instrumental disponible.

Recurso energético extraíble de las corrientes de marea: Se ha obtenido para toda la plataforma continental española un mosaico de mapas raster debidamente georreferenciados cuyo valor de pixel es la velocidad de pico generada por la marea en condiciones de mareas vivas y mareas muertas. Los valores vienen dados tanto para situaciones extremales como medias. Dichos valores proceden de simulación numérica realizada con el modelo de circulación oceánica ROMS, con condiciones de contorno de componentes de marea de la misión TOPEX. Se ha calibrado-validado el resultado de los modelos numéricos con la información instrumental disponible.

Modelo de Evaluación de Zonas Potenciales

Cada una de las variables críticas técnicas, medioambientales y socioeconómicas recopiladas se representa en la base de datos por una o varias capas. En relación a la instalación de un determinado tipo de UNIGEO dicho factor crítico se definirá como limitante, con una ponderación de 0 a 1, o como totalmente excluyente, si su presencia impide por completo la instalación de cualquier tecnología en esa zona. La valoración de la superposición de capas en una misma zona se realizará mediante geoanálisis raster, que permitirá obtener un índice de idoneidad espacial estableciendo los operadores matemáticos que el proyectista estime adecuados. Así se podrá evaluar de forma semiautomática, con las ponderaciones establecidas por el proyectista la localización de los emplazamientos aptos y óptimos para la instalación de granjas de UNIGEOs.



Figura 6. Modelo de evaluación de zonas offshore aptas para instalación de UNIGEOs

CONCLUSIONES

Como resultado del proceso descrito, en la Actividad I del proyecto Ocean Lider se ha generado con apoyo de las herramientas SIG mencionadas, una base de datos con la que es posible caracterizar la plataforma continental española y determinar cuáles son las zonas más adecuadas para el aprovechamiento de nuestras energías renovables oceánicas. Dicha base de datos no sólo da cabida a todas las variables oceanográficas, energéticas, físicas, ambientales y socioeconómicas necesarias para ello, sino que además está implementada para ser fácilmente gestionada con un SIG y ser compatible con la creación de un sistema inteligente de ayuda a la toma de decisiones que será desarrollado en otras fases del proyecto, incluyendo en dicho análisis términos de rentabilidad económica y eficiencia energética. Así mismo posibilitará mediante geoanálisis SIG la tarea de seleccionar de forma automática mediante el establecimiento de criterios establecidos por el proyectista, la localización de los emplazamientos aptos y óptimos para la instalación de granjas de UNIGEOs, dando lugar a la edición de un Atlas de Zonas Potenciales de aprovechamiento energético en el litoral español.

1.2. OBRAS MARÍTIMAS, DISEÑOS

1.2.1. DEFINICIÓN DE UNA RAMPA DOBLE Y TRASLADABLE PARA EL PUERTO DE SANTANDER

M. Magallanes[1], J. Zataraín[2], A. Rodríguez[2]

1. Egenor. mmagallanes@egenor.es
2. Puerto de Santander. zatarain@puertosantander.com ,ars@puertosantander.com

INTRODUCCIÓN

Las rampas ro-ro se definen para permitir la conexión del tráfico portuario entre buque y puerto utilizando medios rodantes conducidos. Por las rampas ro-ro pasan, además del mismo tipo de vehículos que circula por carretera, otros medios de transporte rodado de utilización exclusiva en zonas portuarias que no son admitidos para circular normalmente por las vías públicas debido a su peso y/o dimensiones. Por medio de estas rampas se salva la distancia vertical entre la cubierta-garaje del buque y la rasante general de circulación del puerto. La solución más sencilla se produce cuando la marea es escasa y el rango de buques servidos tienen una altura similar sobre la línea de flotación, resolviendo el problema mediante la formación de una cuña en el cantil de los muelles y consiguiendo que la rampa creada descienda hasta la bodega del barco formando un solo plano con la puerta-rampa propia del buque.

Las pequeñas oscilaciones de marea o de la altura de la cubierta-garaje de desembarco del tráfico (threshold) pueden absorberse acercando el buque al muelle o separándolo. Sin embargo, cuando las oscilaciones pasan de un determinado valor en relación con las longitudes usuales de las puertas-rampas de los buques, se hace necesario adaptar la rampa ro-ro del puerto para hacerla de pendiente variable a fin de conseguir un plano único. Vehículos de longitudes extraordinarias o muy bajos también pueden provocar la necesidad de implantar un rampa de pendiente variable. En el ámbito cotidiano del transporte terrestre, los ángulos que forma el terreno natural o las rampas de garajes, se salvan con toda tranquilidad con vehículos TT más altos sobre el suelo o con un "ángulo de vadeo" elevado.

En la actualidad, el Puerto de Santander dispone de cuatro instalaciones ro-ro: tres rampas móviles y una rampa flotante. Una de las rampas móviles da servicio al Muelle del Albareda, frente a la Estación Marítima, y es utilizada preferentemente para tráficos ferry. La segunda rampa móvil está situada en el Muelle 7 de Raos y se dedica al tráfico de vehículos automóviles. La tercera rampa móvil está situada en el tramo 4 de los Muelles de Maliaño y se utiliza fundamentalmente para la descarga de bobinas de papel. La cuarta rampa es flotante y, en la época de redacción de este proyecto estaba instalada en el muelle nº 8 de Raos dedicándose de forma casi exclusiva al tráfico ro-ro de vehículos automóviles.

Teniendo en cuenta todos estos antecedentes y la decisión de la Autoridad Portuaria de Santander de promover el tráfico ro-ro tan importante para un país como España, considerado "periférico" por Europa, se promovió un concurso de proyecto y obra con arreglo a unos requisitos funcionales de servicio que fueron prescritos en relación con el tráfico previsto: dimensiones, anchura, pesos, sencillez de adaptación rápida (en minutos) a cada barco concreto que llegara a Santander, pendientes máximas de la rampa, etc. En especial, se atendió al requisito fundamental de evitar una rotura frágil en el caso, no relativamente infrecuente para la maquinaria, de presentarse sobrecargas no declaradas, conduciendo a unos grandes flotadores metálicos que resistieran las cargas verticales mediante el desplazamiento. El límite superior de la anchura de la nueva rampa fueron las dimensiones de los diques secos del Puerto de Santander, en los que se prevé

efectuar reparaciones periódicas con mayor economía y sencillez. También se prescribió la flotabilidad sin ayudas para su traslado a astillero y la posibilidad de traslado de todo el conjunto a otros muelles en caso de ser necesario. El concepto Rampa Doble se refiere, en este caso, a un puesto de atraque para 2 buques ro-ro que atraquen y operen simultáneamente.

La obra dispuso de una subvención de Fondos de Cohesión del 40%, lo que obligó a un impulso, coordinación y vigilancia de todo el contrato de manera especialmente intensa, con el resultado final de cumplimiento estricto del plazo de licitación y de no haber producido saldo alguno de liquidación en el presupuesto adjudicado.

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

La obra consiste en la creación de dos nuevas rampas gemelas en un espacio del Muelle 8 con una zona de transición o tacón común.

La carrera de marea de casi 5 metros en el Puerto de Santander condiciona la definición de las rampas de los buques Ro-Ro, propiciando diseños especiales en comparación con las rampas de otras zonas del litoral español.

La infraestructura está formada por dos rampas flotantes metálicas constituidas cada una por un flotador y un puente. El flotador permite el movimiento de la rampa con la marea y su llenado o vaciado para adaptar el francobordo de la rampa al “treshold” o altura del portalón de desembarque del buque. El puente permite el giro respecto a un punto fijo, comunica la zona del flotador con la obra fija, zona de transición o tacón. Finalmente, el tacón, además de servir de apoyo fijo a la rampa, permite el desarrollo de la trayectoria de los vehículos para conectar con el muelle.

Las rampas tienen mangas de 31 metros, esloras de 33 metros siendo el flotador de 16 y el puente de 17 metros de longitud. El tacón es de planta rectangular de 45 x 33 metros cuadrados. La longitud de ocupación del muelle es de 112 m.

En cuanto a la altimetría, el muelle se encuentra coronado a la cota +6,50, el tacón a la cota +6,00 y en el extremo de las rampas se consiguen francobordos en cualquier situación de marea (incluso mareas extremas de periodos de retorno T=500 años) de 1,75m y 3,00 metros con pendientes máximas del 12,5%.

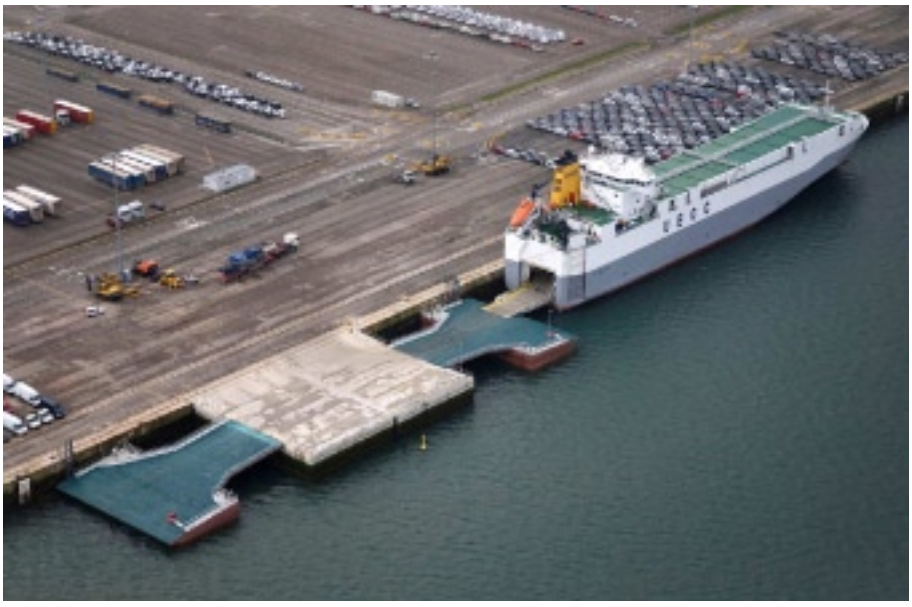


Figura 1. Rampa contruida

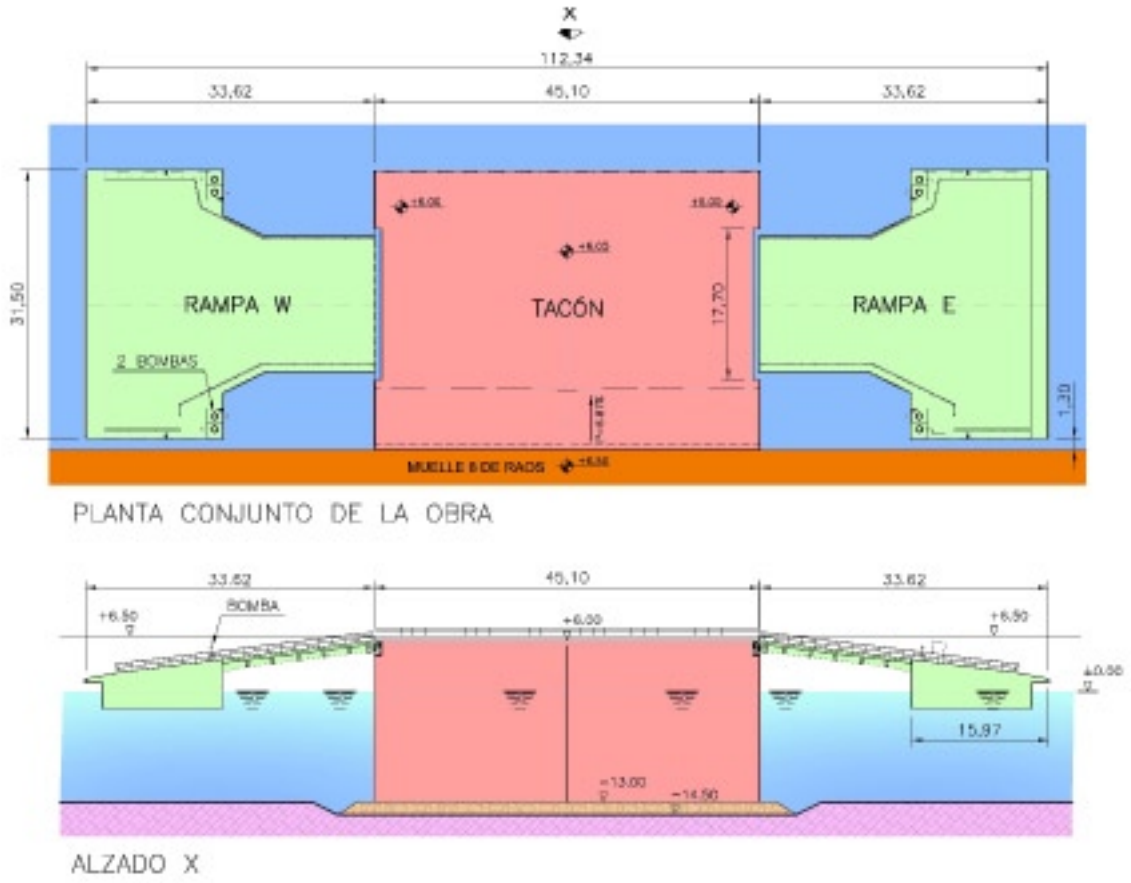


Figura 2. Planta y alzado de la rampa doble construida

DISEÑO. ASPECTOS PARTICULARES

Movilidad

El primer requisito del diseño fue la movilidad del conjunto de la estructura, es decir, la posibilidad de que la totalidad de los elementos de la rampa fuesen trasladables. Esta característica impuesta por el Puerto de Santander permite que, si bien en el momento actual su emplazamiento se efectúa en el Muelle 8, es posible que en una situación futura se pueda reubicar en otro de los muelles del puerto. De esta forma, el Muelle 8 puede liberarse y adaptarse a otro tipo de tráficos si la situación lo requiere.

Esta condición no afecta prácticamente a las Rampas Flotantes en sí, ya que en la propia definición de "flotante" lleva implícita la posibilidad de traslado, ya sea por flotación propia y tiro mediante embarcaciones auxiliares o remolcadores o con apoyo del puente en embarcaciones si es que no se define con una flotación libre estable. En nuestro caso la obra móvil o rampa metálica flota por sí misma tal y como se ensayó en el momento de la colocación de ambas.

En cuanto a la zona de transición o TACÓN, el requisito de movilidad condiciona el diseño, ya que debe ser un elemento que, con costes mínimos, pueda ser retirado y recolocado en otro emplazamiento. Esto motivó que la obra fija seleccionada estuviese constituida por cajones prefabricados de hormigón con aligeramientos de celdas, que son rellenadas con agua para posibilitar su reflote posterior en lugar de rellenarlas, como es habitual, con material granular. En el pliego del Concurso la obra fija ya se encontraba definida de esta forma.

Cajones trasladables

Dadas las características del contrato, concurso de Proyecto y Obra, los cajones de hormigón se diseñaron bajo las directrices de la empresa constructora de acuerdo con el método de construcción que realmente iban a tener. La posibilidad de trasladar un **cajonero** para ejecutar únicamente **2 cajones**, fue desechado por la empresa adjudicataria. La construcción de los cajones se planteó con técnicas de hormigonado terrestres, mediante encofrados trepantes, utilizando para ello un dique seco. Por tanto, en el diseño se aumentó la dimensión de las celdas (mayores que las dimensiones habituales), de 6,80 x 6 m^2, se eliminaron las cartelas en las esquinas (por sencillez de ejecución), aunque se mantienen la esencia del diseño de cajones, con una solera de 0,70 m de espesor y dimensiones de paredes exteriores de 0,50 e interiores de 0,30 m (*ver Figura 3*). Estas modificaciones fueron posibles por las diferencias con los cajones habituales de muelle, que, por una parte, se encuentran trasdosados (en nuestro caso los cajones se encuentran adosados al muelle existente) y por otra, las celdas se rellenan con material granular. En nuestro caso el peso de la obra fija es suficiente para proporcionar la adecuada estabilidad en las condiciones de combinación cuasipermanente y fundamentales y en el caso de combinaciones accidentales (atraque accidental-empuje de defensa).

La comunicación de recintos de celdas fue objeto de estudio, ya que en esta obra era preciso analizar la flotabilidad de los cajones con la superestructura construida (*ver Figura 3*).

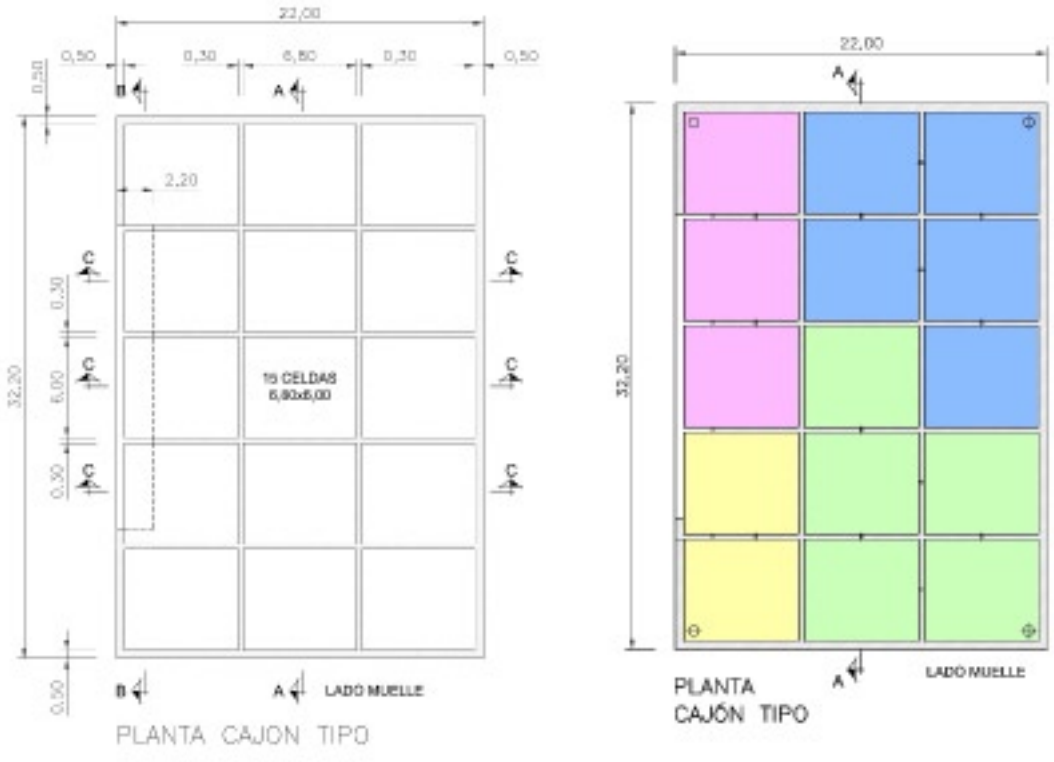


Figura 3. Izquierda, planta de los cajones construidos. Derecha, comunicación de recintos

Reacciones en los apoyos

Durante el proceso de diseño se partió en la fase de concurso de una rampa flotante con el recinto seco emplazado en el extremo de la misma que proporcionaba compresiones en los apoyos en casi todos los estados de carga, sin embargo, y sin previo aviso, en la fase de proyecto, se modificó el emplaza-

miento del recinto seco al inicio del flotador. Este nuevo diseño provocaba que en los apoyos se produjeran tracciones en casi cualquier situación de marea (sin sobrecarga en la rampa). Una vez detectado esto y aunque el proyecto se encontraba en avanzado estado de definición, se modificó el emplazamiento del recinto seco a la situación original, con el objeto de que sólo durante algunas situaciones de carga se produjeran tracciones en los apoyos (forma de trabajo más recomendable).

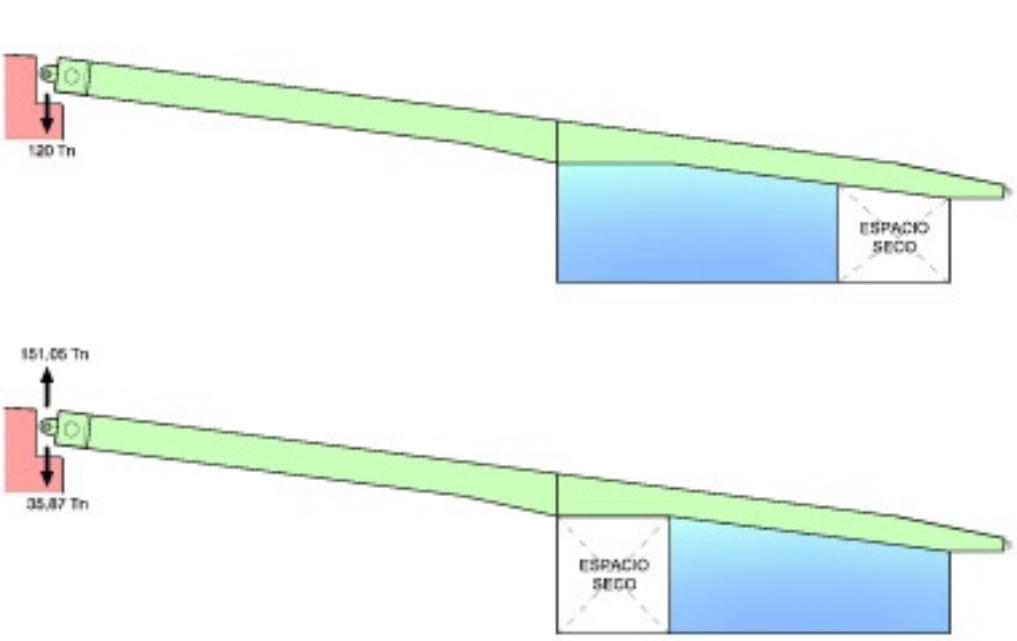
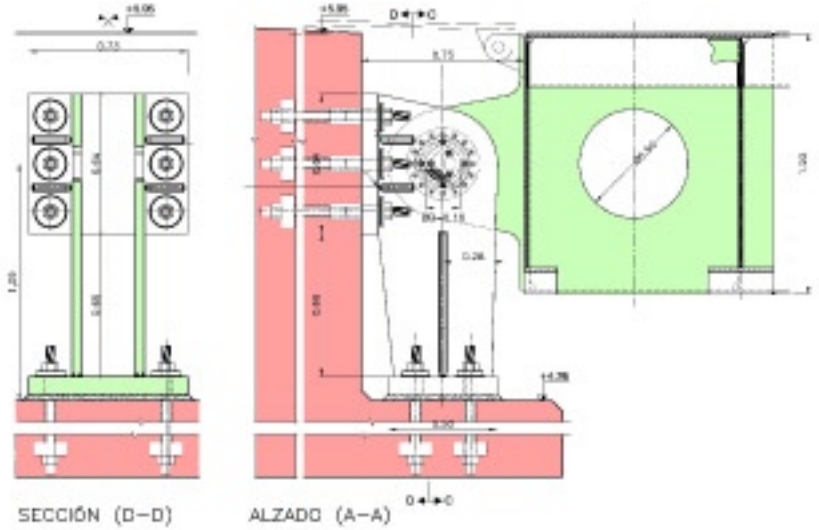


Figura 4. Arriba, cajón construido. Abajo, propuesta intermedia rechazada

Diseño de los apoyos

Los apoyos de la rampa fueron quizás los elementos en los que mas tiempo se invirtió en su definición, pues las sucesivas propuestas del contratista no se adaptaban a los requerimientos de la Autoridad Portuaria. En fase de concurso, el apoyo ofertado era del tipo Ravestein, consistente en 3 elementos: uno para absorber los esfuerzos verticales, otro para evitar el despegue y un tercer elemento de tope. Tras diversos diseños no aceptados, finalmente se optó por el diseño ejecutado constituido por dos apoyos con una rótula esférica para absorber los esfuerzos verticales y longitudinales a la rampa con posibilidad de permitir un cierto desplazamiento transversal, mientras que los esfuerzos transversales a la rampa por oleaje, viento o acción accidental se absorben mediante un tope transversal en el que unos neoprenos amortiguan la transmisión de esfuerzos a la obra fija.



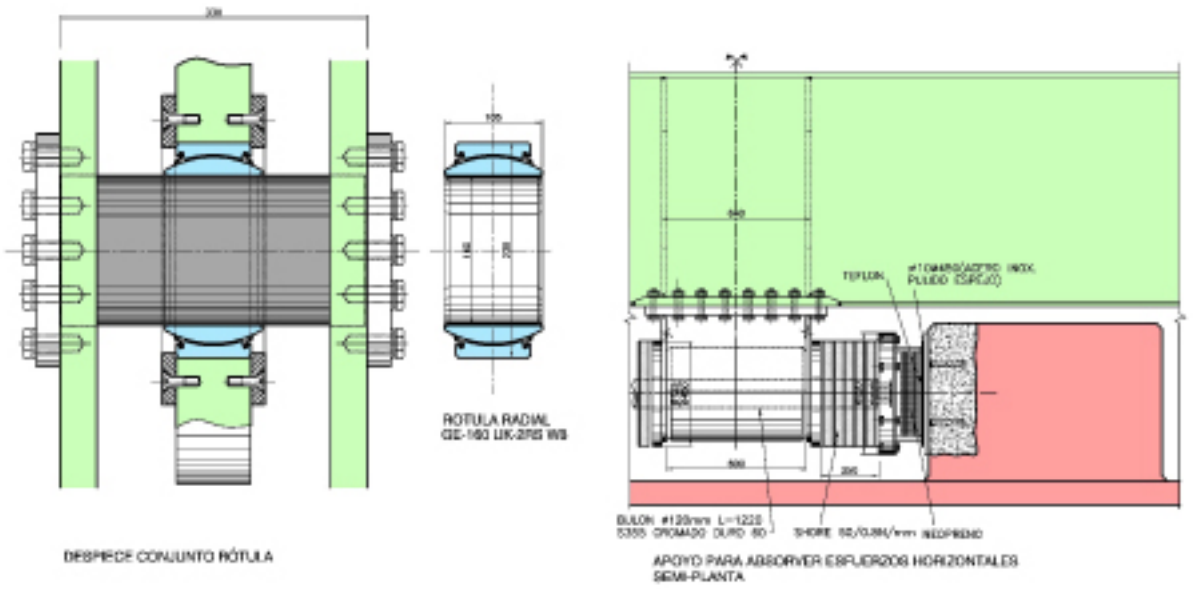
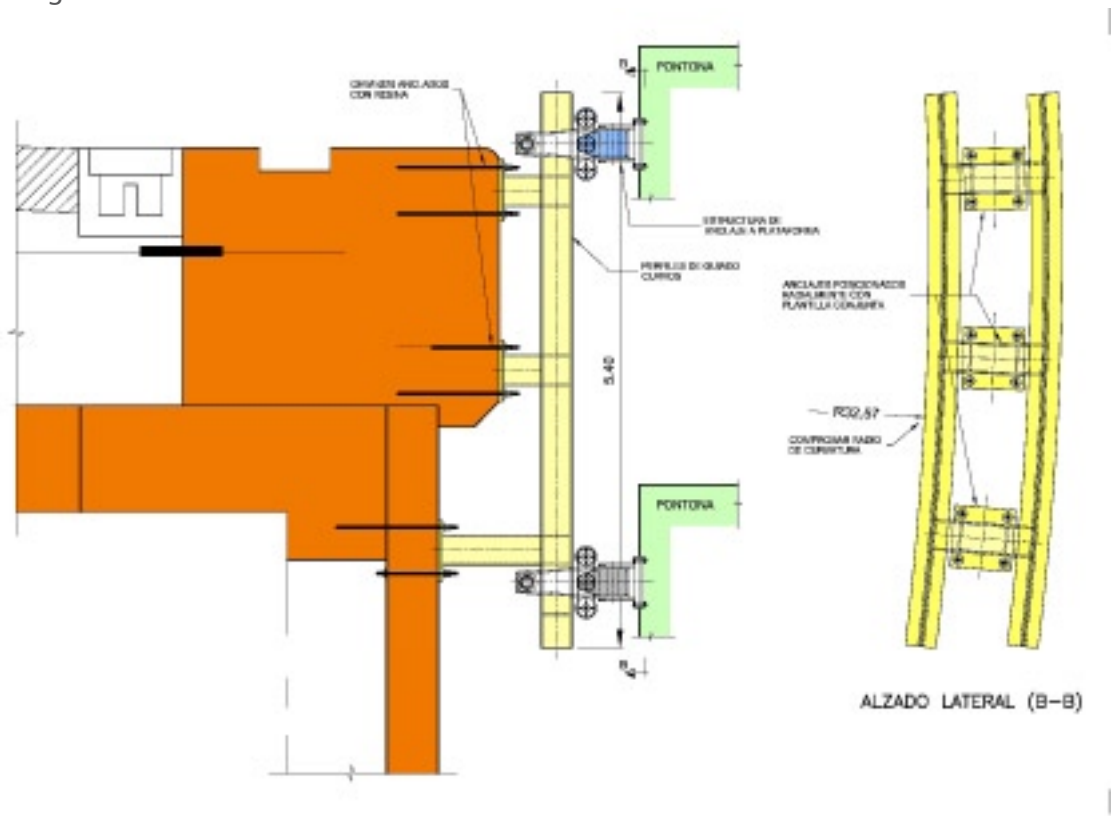


Figura 5. Apoyos

Elemento Guía

Otro elemento del que no se quería prescindir era de un elemento adicional de guiado del extremo de la rampa, habitualmente definido mediante una corredera sobre un pilote. Este elemento finalmente se ha sustituido por un perfil guía anclado en el muelle.



AGRADECIMIENTOS

La Autoridad Portuaria de Santander quiere agradecer el esfuerzo, preparación y dedicación de la asistencia técnica a la Dirección de las Obras, UTE EGENORI-CINSA, al contratista FCC CONSTRUCCIONES y su consultor ALATEC.

1.2.3. CREACIÓN DE UNA ZONA DE REPARACIONES PARA PLATAFORMAS JACK UP EN EL PUERTO DE LAS PALMAS

D. Salvador Capella Hierro[1], Dña. Antonia Bordón Guerra[2], D. José Manuel Martínez Santamaría[3], D. Enrique Asanza Izquierdo[4]

1. *Ing. de Caminos. Autoridad Portuaria de Las Palmas. C/ Tomás Quevedo Ramírez s/n 35008 Las Palmas de Gran Canaria. scapella@palmasport.es.*
2. *Ing. Téc. de OP. Autoridad Portuaria de Las Palmas. C/ Tomás Quevedo Ramírez s/n 35008. abordon@palmasport.es*
3. *Dr. Ing. de Caminos. CEDEX, Laboratorio de Geotecnia. Calle Alfonso XII nº 3 28014 Madrid. jose.m.martinez@cedex.es.*
4. *Dr. Ing. de Caminos. CEDEX, Laboratorio de Geotecnia. Calle Alfonso XII nº 3 28014 Madrid. easanza@cedex.es.*

INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El Puerto de las Palmas se encuentra en la ruta de los continentes europeo, africano y americano y destaca como el primer puerto del Atlántico Medio Oriental. Es, sobre todo, un puerto internacional que combina su tráfico de importación y exportación con la prestación de todo tipo de servicios a la escala de buques (reparaciones, avituallamiento y otros), con el tráfico pesquero, el pasaje y las embarcaciones de recreo. Es el primer centro distribuidor de mercancías de Canarias y uno de los más importantes de España. Está conectado con 180 puertos de los cinco continentes a través de una treintena de líneas marítimas. Se le conoce como la gran estación de combustible del Atlántico por dos millones de toneladas de productos petrolíferos que se suministran anualmente, unas tres toneladas por minuto. Por su cercanía a los ricos caladeros africanos y por sus infraestructuras es el primer puerto pesquero de la zona, con un movimiento anual de 400.000 toneladas de pescado congelado.

El tráfico de contenedores es el primero de África Occidental con cerca de 1.300.000 TEUs. Es un puerto tradicional en la ruta de los cruceros turísticos, con un volumen de más de un millón de pasajeros, entre turistas y tráfico doméstico. Dispone del mayor Puerto Deportivo de Canarias, con más de 1150 atraques de capacidad.

Es el mayor centro de reparaciones navales de la zona, con 170.000 m^2 de astilleros: varaderos preparados para 3.000 TRB, syncrolift con capacidad para 30.000 TPM y travelift para yates de hasta 60 toneladas. Cuenta con el mayor astillero de reparaciones de la zona, cuyos trabajos están certificados por las normas de calidad ISO 9002. La infraestructura se completa con una amplia gama de talleres de reparaciones navales, altamente cualificados, y con las principales sociedades de clasificación y peritaje. El Puerto de Las Palmas ha disfrutado de una tradicional libertad comercial, que ha perfeccionado a través del especial Régimen Económico y Fiscal de Canarias, que es un estatuto fiscal especial dentro de la Unión Europea.

Por ello, el Puerto de las Palmas puede ser un sitio perfecto para la ubicación en sus instalaciones de zonas de reparación y mantenimiento de plataformas tipo jack-up. Los jack-up son plataformas autoelevables compuestas de un casco y patas. La mayor parte de ellas son de perforación y se utilizan para la exploración o para la perforación de pozos alrededor de plataformas que no se equipan de unidad de perforación. Existen también algunas de éstas que sirven de hotel flotante, permitiendo colocar equipos que trabajan en el mar.

INFRAESTRUCTURA PARA INSTALACIONES TIPO JACK-UP

Se estudia la posibilidad de que varias de estas plataformas autoelevables, realicen en este puerto, las operaciones de reparación y mantenimiento por lo que se hace necesario disponer de instalaciones que cumplan con los requerimientos

técnicos que demandan este tipo de embarcaciones para realizar estas operaciones.

Estas plataformas, son estructuras flotantes que no amarran a muelle, sino que para conseguir su estabilidad empotran sus patas (denominadas "spud cans"), en el fondo existente, en una profundidad suficiente para garantizar su estabilidad. Para ello se debe disponer de una plataforma marina, formada por un material arenoso o suelto pero sin bolos, que permita que dichas patas se hinquen en el fondo.

Las plataformas "jack up" están constituidas por un casco, unos soportes con placas de cimentación especiales en su base y las instalaciones auxiliares para desarrollar la actividad para la que se diseña (Young et al, 1984; Dier et al. 2004; Vazquez et al. 2005).

Los soportes, que pueden ser cilíndricos o de celosía metálica, tienen una cimentación que puede ser aislada o conjunta. Las cimentaciones más generalizadas para "jack up" son las aisladas (Fig. 1), que suelen denominarse "spudcan". Normalmente, el "spudcan" tiene una forma bicónica o puramente cónica, que es el caso de la que se estudia. El casco es una estructura que constituye la plataforma de trabajo. Los soportes y la cimentación de la plataforma permiten resistir los esfuerzos de operación transmitidos por el casco, así como los esfuerzos debidos al oleaje y al viento.

Las necesidades que demandan las instalaciones son las siguientes:
- Aguas abrigadas.
- Línea de muelle de aproximadamente 122 metros (400 pies), por plataforma.
- Calado mínimo en muelle 9,00 metros (29 pies).
- Una superficie de apoyo para los pies de arena o material suelto sin bolos, con una potencia mínima de 6 metros.

Frecuentemente, estas plataformas pueden desarrollar una precarga tomando un lastre de agua con la que se fuerza la hinca de las patas en los sedimentos marinos.

El Puerto de Las Palmas dispone en el muelle Reina Sofía Norte, de una explanada con línea de atraque de aproximadamente 564 metros (1.855 pies). El ancho de la zona de maniobras es este muelle es de aproximadamente 34,20 metros (112 pies).

Para valorar sus condiciones de apoyo, resulta de interés conocer el procedimiento de instalación de los soportes y su puesta en servicio. Consta de diveras fases, que se ilustran en la Figura 2.

Para el atraque de las plataformas se dispone inicialmente de los primeros 257,26 metros (846 pies), el resto de la línea de muelle hasta completar los 395 metros (1.299 pies), estarían disponibles en un periodo de tiempo de aproximadamente un año. En cuanto a la superficie de muelle, sí se puede disponer de toda la que actualmente está libre, aproximadamente 13.509 m^2. La línea de muelle está construida por bloques de hormigón en masa. Sobre los que se ha ejecutado, con hormigón en masa, la superestructura del muelle coronada a la cota +4,50.

La línea de atraque dispone de escalas, defensas cilíndricas de caucho de 1.500 mm de diámetro y 1.000 mm de longitud, y bolardos de 150 Tn de tiro nominal, separados 20 metros entre sí, número suficiente para la óptima explotación del muelle. El cantil lo forman piezas de aristones prefabricados. El muelle dispone de una galería de servicio con sus correspondientes losas de registro, que recorre el dique longitudinalmente con arquetas de servicio para abastecimiento de agua a buques o futuras conducciones de combustible a utilizar por las compañías de suministro.

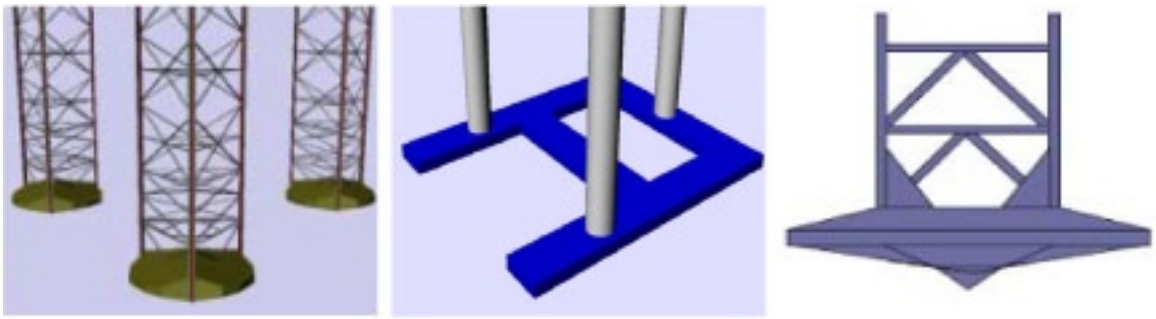


Figura 1. Tipologías de la base de cimentación: a) aislada mediante "spudcan" bicónico; b) cimentación conjunta; c) aspecto general de una cimentación con "spudcan".

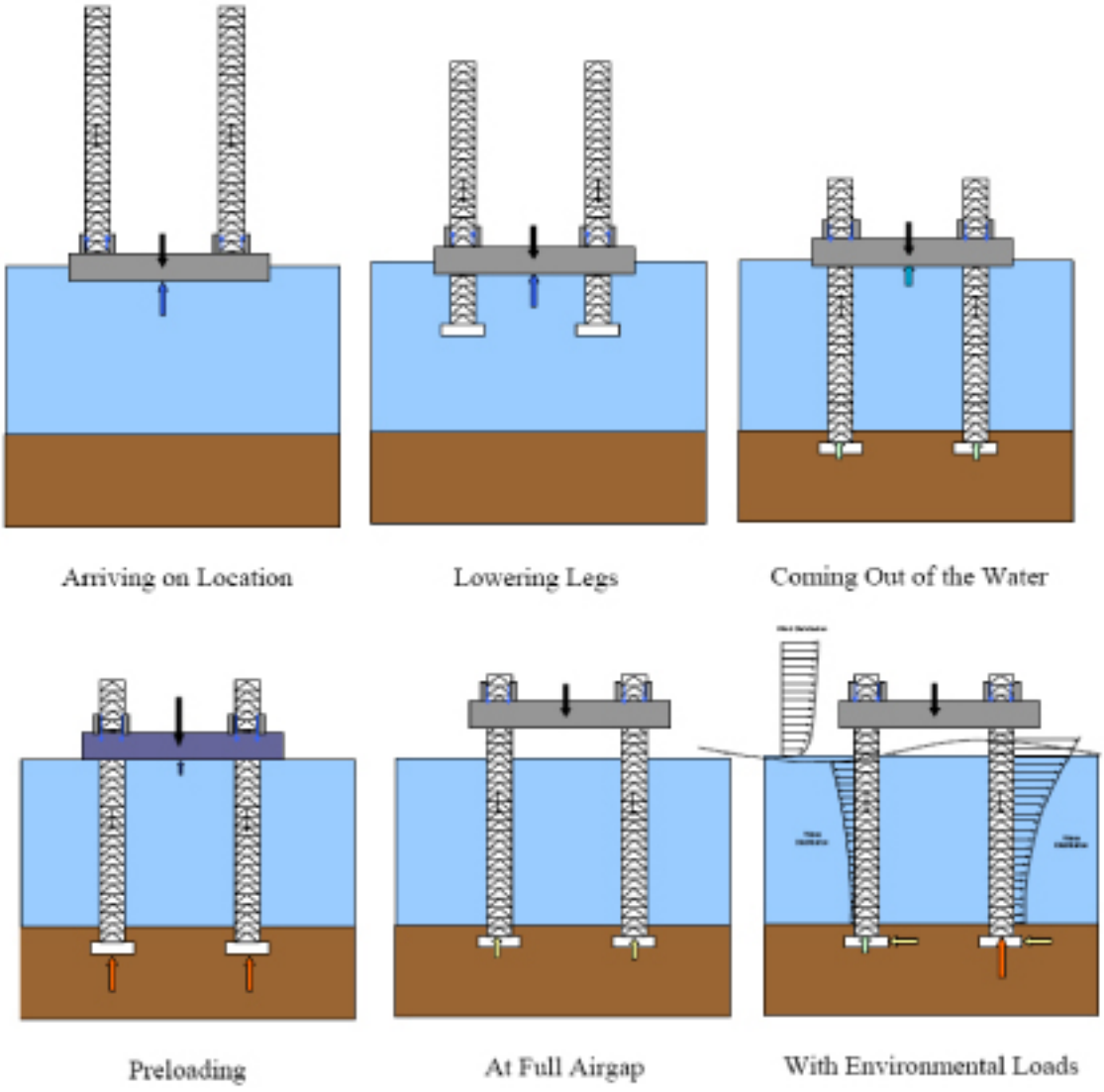


Figura 2. Fases de instalación de una plataforma "jack up".

La sección tipo futura del muelle será tal y como queda reflejada en la sección tipo (Fig. 3, superior)

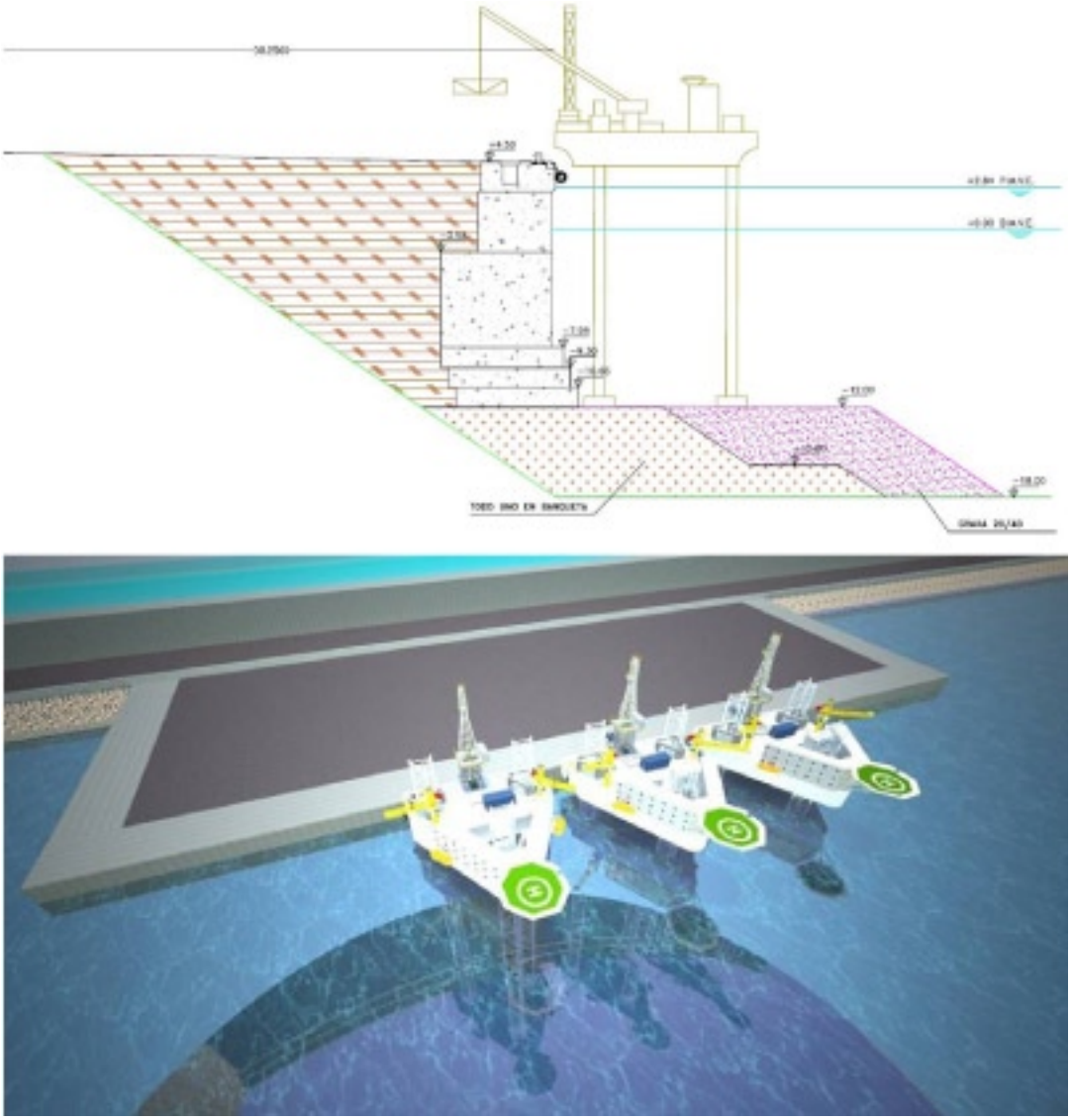


Figura 3.Sección tipo e infografía del Muelle Reina Sofía.

El objetivo del presente documento es valorar las incertidumbres que conlleva la cimentación de estructuras Jack-up en el Muelle Reina Sofía, a efectos de dar un parecer sobre la definición de la banqueta de apoyo que ha propuesto la Autoridad Portuaria de Las Palmas.

CONSIDERACIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS GENERALES

Habida cuenta de las singulares condiciones geológicas locales, que da lugar a que el sustrato rocoso sea prácticamente aflorante en el fondo marino, para poder resolver su apoyo satisfactoriamente, es obligado aportar material granular de cierto espesor sobre el que puedan hincarse las patas.

Además de que esta solución de cimentación difiere en cierta medida de los lechos marinos ordinarios, con predominio de suelos más finos y sueltos, en el caso presente aparecen algunas otras incertidumbres, tales como:
- la posible concentración de tensiones en el contacto entre la banqueta y el sustrato rocoso;
- la posibilidad de que dicha interfaz, que constituye un plano que gobierna el

verdadero mecanismo de rotura, modifique la capacidad portante de la grava de la banqueta;
- las implicaciones de que la hinca sea poco profunda;

Las bases de la estructura "jack-up" son cónicas, del tipo "spudcan", de D=16 m de diámetro en planta y con un ángulo de abertura de cono de β≈130°. En planta, los ejes de los soportes forman un triángulo equilátero de 44 m de lado. La profundidad relativa del sustrato rocoso puede cifrarse en H/D≈0,55 (=9m / 16m) antes de iniciar la hinca y en H/D≈0,33 (5,3 m /16 m) al quedar hincada la punta del "spudcan". Para los cálculos que procedan más adelante, se asignará un valor de profundidad relativa de H/D≈0,4.

Según la información relativa a la instalación, la máxima presión que pueden ejercer las patas sobre el fondo marino es de unas 41 t/m^2, valor que en primera aproximación parece moderado para la hinca total del "spudcan" por medios estáticos.

CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE LA BANQUETA

Para realizar la banqueta de cimentación de la plataforma "jack-up" se cuenta con material de origen basáltico, bien procedente de machaqueo de cantera, bien de un préstamo de grava natural. El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha realizado, además de los ensayos de identificación, ensayos de corte directo en caja de 30 x 30 cm. Se ha obtenido un peso específico relativo de las partículas de G_S=2,98, una densidad mínima de 1,60 g/cm^3 y una densidad máxima de 2,23 g/cm^3 (realizados con la fracción inferior a 5 mm). En el ensayo de corte directo, efectuado en la caja de 30x30cm, la muestra se colocó a una densidad seca inicial de 1,64 g/cm^3, muy próxima a la mínima, con tensiones verticales de 50, 150, 300 y 600 kPa. Las densidades secas al final del ensayo quedaron acotadas entre 1,68 (para 50 kPa) y 1,81 g/cm^3 (para 600 kPa), que corresponden a densidades relativas entre D_R≈17% y D_R≈40%.

Como es de prever en suelos granulares de estas características, la envolvente de rotura no es recta, sino que, fruto de la atenuación de su naturaleza dilantante a medida que se eleva la tensión de confinamiento, se va tendiendo a medida que se aumenta la tensión vertical, dando ángulos de rozamiento (ϕ) pico decrecientes: ϕ=50° para una tensión vertical de 50 kPa y ϕ=39° para 600 kPa. En la Figura 4 se muestran los resultados de este ensayo, con los valores del ángulo de rozamiento pico obtenidos con las diferentes tensiones verticales.

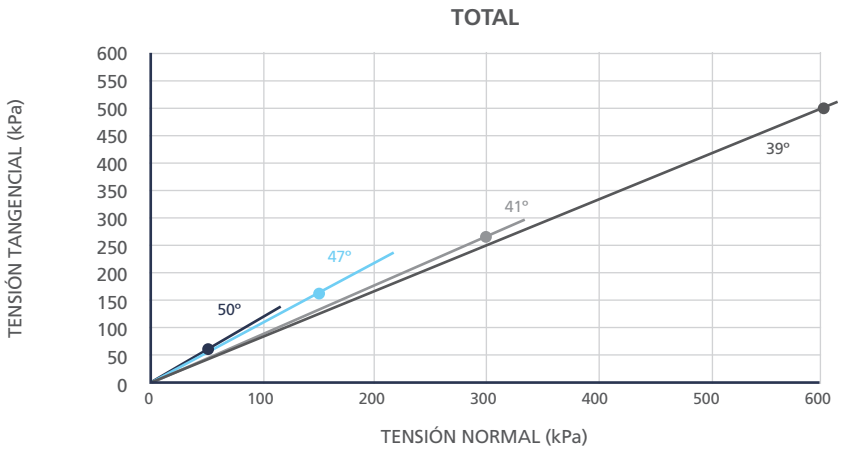


Figura 4. Resultados del ensayo de corte directo en caja de 30x30 cm.

INTERACCIÓN SPUD-CAN Y BANQUETA: MODELIZACIÓN NUMÉRICA

El análisis del proceso de penetración en el lecho marino y la determinación de la carga de hundimiento de las zapatas de los soportes de estructuras off-shore es un desafío científico en el ámbito de la Mecánica del Suelo. Los avances en las

técnicas numéricas, especialmente en lo que se refieren a grandes deformaciones, son prometedores, pero todavía están en desarrollo (Hu y Randolph, 1998; Carrington et al., 2003; Zhou y Randolph, 2007) y en la práctica de diseño no suelen emplearse como herramientas exclusivas. Así, Cassidy y Houlsby (2002) señalan que resulta complicado obtener resultados precisos mediante el empleo del método de los elementos finitos, sobre todo con ángulos de rozamiento elevados.

Expresión analítica de la carga de hundimiento

En la actualidad hay numerosas guías técnicas que recogen expresiones polinómicas de la carga de hundimiento similares. No hay total coincidencia en las expresiones dadas en las diferentes guías y normas, no sólo por el carácter semiempírico de algunos de los factores, sino por que parten de hipótesis diferentes (zapata lisa o rugosa, simplificación o no con el principio de superposición). De hecho, N_γ es un factor de carga fuertemente dependiente de las hipótesis antedichas. Más adelante se verá que este factor es el que gobierna la carga de hundimiento de este "spudcan".

Particularidades del caso actual

Con las expresiones polinómicas no puede determinarse con suficiente rigor la carga de hundimiento de la estructura "jack-up" que se instala en el muelle Reina Sofía, puesto que no abarcan factores que contemplen las siguientes particularidades:

- El apoyo se resuelve mediante un relleno granular de moderado espesor sobre un sustrato rígido, que da lugar a una concentración de tensiones y cuya interfaz altera el mecanismo de rotura clásico;
- La cimentación no está inclinada, sino que es de tipo cónico;
- Es de gran importancia valorar la influencia de la rugosidad de la base del "spudcan".

Aunque no se ha encontrado en la literatura técnica la solución analítica, experimental o numérica al problema de la carga de hundimiento con todas estas condiciones de contorno simultáneas, sí hay diversas soluciones, de una parte, al problema de cimentaciones superficiales cónicas en depósitos de arenas masivas; y de otra, estudios sobre el efecto de la presencia de un estrato infinitamente resistente bajo una capa de arenas de poco espesor.

Presencia de sustrato rígido

Cuando se trata de cimentaciones superficiales sobre terrenos estratificados, la situación más desfavorable se da cuando la capa superior está formada por un terreno blando cohesivo, ya que está expuesta a procesos de extrusión y fluencia de borde. Jürgenson (1934), que resolvió el problema de la capacidad portante de una cimentación superficial en faja de ancho B sobre una capa blanda cohesiva situada sobre una base rígida. Concluyó que si el espesor de dicha capa era de H=0,25B, la presión de hundimiento se reducía de 5,14 (= π+2) veces a 4 veces la resistencia al corte sin drenaje. Posteriormente, Hill (1950) resolvió el problema suponiendo un contacto liso entre el estrato delgado cohesivo y el sustrato rígido y obtuvo resultados en el mismo sentido. Una de las primeras aportaciones teóricas de gran valor se deben a Mandel y Saleçon (1969 y 1972), para el caso de cimentaciones en faja sobre suelos granulares. En el campo experimental, Myslivec (1971) realizó ensayos con zapatas rectangulares de 4x12 cm sobre arena con un ángulo de rozamiento de ϕ=40º y sobre una base de madera. Aunque se desconocen las características de rozamiento en la base de la zapata y en el contacto con la base, los resultados están en cierta consonancia con los de Mandel y Saleçon (1969 y 1972).

Suklje y Vidmar (1973) cuentan también con resultados experimentales, tanto con zapata lisa como rugosa, en los que emplearon un modelo bidimensional

formado por cilindros metálicos de 3 a 4 mm de diámetro y zapatas de entre B=10 y 30 cm de lado. Rodríguez Ortiz (1973) desarrolló un modelo experimental similar a los anteriores investigadores, empleando cilindros de duraluminio (ϕ=22.5º) y zapatas de B=10, 15 y 20 cm, variando las condiciones de rugosidad en las dos interfaces.

Los resultados de estas dos últimas investigaciones apuntan a que la presencia de la capa rígida a una profundidad H/B entre 0,5 y 1 puede conducir a una ligera reducción del coeficiente N_γ. Sin embargo, estas experiencias discrepan de los trabajos teóricos de Mandel y Saleçon (1969 y 1972) y de los experimentos de Myslivec (1971), pues ambos obtienen una relación entre N_γ y el factor H/B siempre creciente y de tipo hiperbólico. Los experimentos de Myslivec (1971) son difíciles de con los otros, pues corresponden a un ángulo de rozamiento bastante elevado ϕ=40º).

Rodríguez Ortiz (1973) estima que si se realizaran ensayos con suelos verdaderos no cohesivos (no con cilindros de duraluminio), con ángulos de rozamiento claramente superiores a 22,5º, muy probablemente desaparecería el mínimo advertido para el rango H/B entre 0,5 y 1. Según su revisión bibliográfica, dicho autor apunta que para suelos con $\phi \geq 35º$ la presencia de una capa rígida siempre supone un aumento de la capacidad portante, máxime si existe algo de rozamiento en el contacto suelo-base rígida. Por éste último motivo, y en un sentido puramente práctico, parecería conveniente que el techo rocoso estuviera suficientemente limpio antes de verter la grava de la banqueta.

Tratando en conjunto los resultados de las investigaciones anteriores, y anteponiendo aquellos resultados con materiales de ángulos de rozamiento próximos al de presente caso, puede aceptarse para relaciones H/B=0,4:
- según Myslivec (con ϕ=40º), que N_γ es unas 1,5 veces el N_γ teórico de Terzaghi;
- según Mandel y Saleçon (1972), que N_γ es unas 7 veces mayor para ϕ=40º y unas 3 veces mayor para ϕ=35º. Veáse la Figura 8.

Estos resultados han de manejarse con cautela, sobre todo porque las experiencias no son abundantes y porque se han de extrapolar al caso de zapatas cónicas. Así, del lado de la seguridad cabe aceptar que para ángulos de rozamiento altos (ϕ=35º a 40º) y capas arenosas de poca potencia (H/B≈0,3 a 0,6) el factor N_γ aumenta al menos un 50%.

Influencia de la forma cónica de la zapata

Bolton y Lau (1993), que resolvieron el problema axisimétrico de zapata circular mediante el método de las características, proporcionan los valores de N_q y N_γ directamente aplicables a cimentación circular, sin necesidad de incorporar un factor de forma, y distinguiendo los casos extremos: el de cimentación rugosa y lisa. Cassidy y Houlsby (2002) dan la solución para zapata cónica, incluyendo el caso de cono degenerado a plano (β=180º). Éstos introdujeron tanto el peso como la forma cónica de cimentaciones superficiales adoptando ángulos de abertura β de 30º, 60º, 90º, 120º, 150º y 180º (β=180º: sección plana circular), así como diferentes grados de rugosidad en la interfaz entre placa de cimentación y el suelo granular.

En la Tabla 1 se presentan los valores de N_γ para cimentación cónica, para un ángulos de rozamiento de ϕ=35º y ϕ=40º, con varios coeficientes de rugosidad (α=tg δ/tgϕ) y ángulos de abertura del cono (β). Para este caso basta hacer una interpolación para β=130º.

Estimación de la carga de hundimiento con todos los efectos conjuntos

A tenor de lo anterior, puede hacerse una estimación de la carga de hundimiento mínima esperable de los "spudcans", considerando la coexistencia de

los efectos que no figuran en la expresión de la carga de hundimiento básica. Para ello, se asumirá:

- un ángulo de rozamiento mínimo bien de ϕ=35º, bien de ϕ=40º, que lo respaldan los ensayos realizados en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Nótese que en caso de que se movilizaran ángulos de rozamiento superiores, la carga de hundimiento crecería muy notablemente y de una manera fuertemente no lineal.
- un coeficiente de rugosidad α=0 (lisa) ó de α=0,6
- una densidad sumergida del material granular de la banqueta de γ_{sum}=1 t/m^3, que es consistente con un material suelto;
- el verdadero diámetro del cono: D=16 m;
- que el peso del terreno por encima del apoyo del soporte es despreciable (q 0). A posteriori, se verá que, como la plataforma "jack-up" sólo puede aplicar una precarga máxima de 41 t/m2, no es previsible una gran penetración por medios estáticos. En consecuencia, la expresión puede reducirse en esta caso a:

  $p_h = 0.5\ \gamma_{sum}\ D\ N_\gamma$ (con N_γ para β=130º, interpolado de la Tabla 3)
- un aumento del 50 % de la carga de hundimiento (pvh) por presencia de la capa rígida. En realidad el aumento es mucho mayor si la cimentación es plana y no cónica.

Tabla 1. Factores de carga N_γ para cimentación superficial cónica, en función de la rugosidad y del ángulo de abertura del cono (β). Cassidy y Houlsby (2002).

	α=0 (lisa)	α=0.6 (valor probable)	α=1 (rugosa)
β=120º	ϕ=35º: N_γ≈12 ϕ=40º: N_γ≈26	ϕ=35º: N_γ≈35.8 ϕ=40º: N_γ≈103	ϕ=35º: N_γ≈45 ϕ=40º: N_γ≈129
β=150º	ϕ=35º: N_γ≈14 ϕ=40º: N_γ≈34	ϕ=35º: N_γ≈36.4 ϕ=40º: N_γ≈110	ϕ=35º: N_γ≈42 ϕ=40º: N_γ≈128
β=180º (plana)	ϕ=35º: N_γ≈43 ϕ=40º: N_γ≈129	ϕ=35º: N_γ≈36.8 ϕ=40º: N_γ≈117	ϕ=35º: N_γ≈42 ϕ=40º: N_γ≈128

Tabla 2. Carga de hundimiento (pvh) del "spudcan" (β=130º), para dos rugosidades y ángulos de rozamiento de la banqueta, según la expresión de Cassidy y Houlsby (2002), sin tener en cuenta el efecto de la capa rígida (arriba) y teniéndolo (abajo).

	RESULTADOS SIN EL EFECTO DE LA CAPA RÍGIDA	
	α=0 (lisa)	α=0.6 (valor probable)
ϕ=35º	p_h =101 t/m^2	p_h =288 t/m^2
ϕ=40º	p_h =250 t/m^2	p_h =864 t/m^2
	RESULTADOS CON EL EFECTO DE LA CAPA RÍGIDA (un 50 % mayor)	
	α=0 (lisa)	α=0.6 (valor probable)
ϕ=35º	p_h =151 t/m^2	p_h =432 t/m^2
ϕ=40º	p_h =375 t/m^2	p_h =1296 t/m^2

Los valores de N_γ son los valores de la Tabla 3, interpolados para β=130º.

La carga de hundimiento resultante para las distintas combinaciones de rugosidad y ángulo de rozamiento se recoge en la Tabla 2. En consecuencia, la tensión de trabajo máxima no supondrá ningún riesgo frente a hundimiento, pues al-

canza valores entre 5 y 8 veces inferiores a ph. Así, aun en el caso más pesimista de considerar que ϕ=35º (inferior a los resultados de laboratorio), que la zapata es lisa y no contar con el efecto de la capa rígida, superaría en unas 2,5 veces el valor máximo (41 t/m2) que puede desarrollar el "jack-up" por cada pata.

CONCLUSIONES

- Según los ensayos realizados por este Laboratorio, el ángulo de rozamiento de material en el estado suelto en que quedará al ser vertido para formar la banqueta, será del orden de ϕ=39 a 50º, siendo ϕ=40º un valor de diseño razonable;

- Debido a las singularidades de los "spudcan", el estudio de la carga de hundimiento y su mecanismo de rotura, no pueden abordarse con suficiente rigor con las expresiones ordinarias recogidas en la R.O.M. Se recomienda para casos análogos emplear los resultados de Cassidy y Houlsby (2002).

- En el presente caso, para una hipótesis muy conservadora (ϕ=35º, zapata lisa) se obtendría una carga de hundimiento de p_v=100 t/m^2. Sin embargo, lo más razonable es asumir parámetros próximos a ϕ=40º y una cierta rugosidad en la zapata, con los que se alcanzan valores p_v>250 t/m^2, que son unas 6 veces mayores a la presión estática máxima de cada "spudcan" (41 t/m^2). En suma, el riesgo frente a hundimiento es mínimo.

- Además, la proximidad del un sustrato rígido al apoyo de los "spudcan" puede aumentar al menos en un 50 % la carga de hundimiento.

- Las implicaciones prácticas de lo anterior pueden condensarse en lo siguiente:

  · Son recomendables labores de saneo previo mediante dragado que garanticen que el lecho rocoso esté moderadamente limpio y exento cobertura fangosa continua que pudiera ser un plano de debilidad preferente de rotura planar;
  · Se recomienda proteger el talud de la banqueta con un material tipo escollera, puesto que un material con el huso granulométrico establecido puede ser erosionable;
  · Por último, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX cree realmente importante obtener los datos de asiento de los "spudcans" en función de la presión ejercida cuando queden instalados en el muelle. Con estos datos experimentales podrá hacerse un análisis retrospectivo que permita depurar el modelo de cálculo y optimizar los sobreanchos y la protección para posibles implantaciones posteriores.

BIBLIOGRAFÍA

Bolton, M. D., and C. K. Lau (1993) "Vertical Bearing Capacity Factors for Circular and Strip Footings on Mohr-Coulomb Soil," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 1024-1033.

Cassidy and Houlsby (2002). Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand", Géotechnique, Vol. 52, No. 9, November, pp 687-692.

1.3. ORDENACIÓN Y GESTIÓN INTEGRADA DE LA COSTA

1.3.1 PROYECTO DE CREACIÓN DE LA RED ESPAÑOLA DE GESTIÓN INTEGRADA DE ÁREAS LITORALES

Javier García Sanabria, Javier García Onetti

Grupo de Investigación en Gestión Integrada de Áreas Litorales. Universidad de Cádiz. javier.sanabria@uca.es // javier.onetti@uca.es

INTRODUCCIÓN

El Grupo de Investigación "Gestión Integrada de Áreas Litorales" de la Universidad de Cádiz tiene, desde hace más de 20 años, una línea de trabajo relacionada con el tema que lo nomina. A lo largo de este período de tiempo nuestro interés ha estado centrado en las costas de España, en las de diferentes países de Iberoamérica y del Mediterráneo. En nuestro país, la gestión realizada por la Administración General del Estado (AGE), a través de un organismo específico de costas, nos ha interesado sobremanera. Y a ello le hemos dedicado no pocos esfuerzos; que han sido reflejados en libros y artículos publicados en revistas especializadas.

Por otra parte, el proceso de descentralización del Estado de los últimos treinta años, que ha dado lugar a la aparición de las Comunidades Autónomas (CCAA), exige una reflexión en otro nivel de escala territorial. Porque incluso reconociendo el trascendente papel que sigue jugando la AGE en la administración del Dominio Público Marítimo Terrestre, no cabe duda que las CCAA han concentrado importantísimas competencias ligadas a las decisiones sobre estos valiosos y frágiles ecosistemas y sus servicios. Con esta reflexión pretendemos subrayar el enfoque del trabajo que el lector tiene en sus manos: se trata de analizar la gestión de las áreas litorales a la luz de las posibilidades de la escala regional. Y no por ello restamos protagonismo al Estado y a la Administración Local. En caso contrario no sería posible la gestión integrada.

Resulta muy grato dar las gracias a todos los coordinadores regionales que han participado en este proyecto por su especial colaboración. Su papel ha sido fundamental. Gracias muy sinceras a Javier Franco, Raúl Medina, Juan L. Doménech, Javier Sanz, Joaquín Farinós, Xavier Martí, Yaiza Fernández-Palacios, Joana Petrus. Ellos son los nodos fundamentales de esta red que se está tejiendo en España. Por supuesto que también agradecemos a los 70 entrevistados de todas las regiones españolas (de la AGE, de las CCAA, de Ayuntamientos, de la empresa, del mundo académico, de ONG´s, etc.) su generosa aportación. Nunca hemos olvidado que son los verdaderos gestores costeros. Por último, un agradecimiento muy especial a las dos instituciones que creyeron en nuestra idea: la Fundación Biodiversidad (Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural, y Marino) y el Vicerrectorado de Investigación, Desarrollo Tecnológico e Innovación (Universidad de Cádiz). OBJETIVOS Y METODOLOGÍA En el proyecto REGIAL se analizó la gestión de las áreas litorales de España, poniendo especial énfasis en la tarea realizada por los gobiernos regionales de las Comunidades Autónomas costeras del país. Su desarrollo se compone, por tanto, de 10 informes elaborados para cada una de dichas regiones. Todos ellos pueden consultarse en www.gestioncostera.es.

La iniciativa de poner en marcha de la Red Española de Gestión Integrada de Áreas Litorales (REGIAL) surgió como resultado de la experiencia de un grupo de expertos que coinciden en la necesidad de actuar para colaborar en la mejora de la gestión del litoral español. Para ello se partió de la certeza de que era

necesario crear un espacio de encuentro para la búsqueda de sinergias, para el aprendizaje y en el que surgieran ideas que permitieran fomentar una gestión más apoyada en el consenso, en la participación pública, en la coordinación entre administraciones o en la cooperación entre los diferentes agentes públicos y privados de la costa. Por otro lado, la Gestión Integrada de Áreas Litorales (GIAL)[1] es, hoy por hoy, el modelo de gestión que ofrece más consenso, tanto a nivel europeo como internacional para lograr dar respuesta al objetivo de revertir la actual tendencia negativa del espacio costero-marino.

En España es habitual observar cierto desconocimiento de las acciones y las iniciativas sobre gestión costera desarrolladas por la Comunidad Autónoma vecina. Existen múltiples proyectos dirigidos al trabajo conjunto entre grupos de investigación y/o de gestores de diferentes países (Unión Europea, Iberoamérica, países del Mediterráneo…), sin embargo se constata el escaso conocimiento de la iniciativas más cercanas.

La iniciativa de REGIAL surge, de esta manera, con el fin de trabajar por generar diálogo y una comunicación más fluida entre agentes relacionados con el espacio y los recursos costero-marinos de las distintas escalas territoriales de gestión (haciendo énfasis en la regional) y el resto de agentes involucrados en su futuro. El proyecto se ha enmarcado en la línea de actuación de Conservación del Medio Marino de la Fundación Biodiversidad y dentro del programa de Gestión Integrada del litoral terrestre y Marino[2]. El objetivo último ha sido el de contribuir a la creación de una red española para la promoción de la gestión integrada del litoral. Sin embargo, la experiencia de otras iniciativas similares aconsejó comenzar este proceso con cautela.

Su diseño se gestó entonces desde la premisa de consolidar tanto la necesidad como la meta de esa Red. Así, se establecieron dos objetivos específicos:

1. **Estudiar y definir las líneas de trabajo más efectivas** para promocionar y desarrollar la gestión integrada en el litoral español.

2. **Crear un espacio para el intercambio, el aprendizaje y la cooperación** en la gestión del litoral español: preparación de los instrumentos y las bases organizativas de la REGIAL.

Estos objetivos se desarrollaron a su vez en varios programas de trabajo diseñados con una lógica de continuidad siempre dirigida a una meta común (ver la figura 1).

En primer lugar se planteó la necesidad de unir a expertos e interesados en la materia siguiendo las mismas premisas básicas, que hacen referencia tanto a la necesidad de la Red como al modelo que ésta pretende fomentar.

---

[1] En este proyecto se ha entendido la GIAL como sinónimo de Gestión Integrada de Zonas Costeras (GIZC o ICZM en inglés) y Manejo Costero Integrado (MCI) bajo la siguiente definición: la GIAL es un proceso dinámico, continuo e iterativo destinado a promover el desarrollo sostenible mediante la integración de políticas, objetivos, estrategias y planes sectoriales en el espacio y el tiempo, así como la integración de los componentes terrestres y marinos del litoral. Se trata, por tanto, de un instrumento al servicio de una política pública basado en la cooperación y la participación (Barragán Muñoz, J. M., 2003).

[2] El proyecto desarrollado por el Grupo de Investigación en Gestión Integrada de Áreas Litorales de la Universidad de Cádiz, dirigido por el Profesor Juan Manuel Barragán Muñoz, ha sido financiado en un 55% por la Fundación Biodiversidad y en un 45% por la Universidad de Cádiz. Ha contado, además, con el asesoramiento y la participación de expertos de reconocida experiencia en cada una de las CC.AA. costeras. Más información disponible en la Web de este grupo de investigación: www.gestioncostera.es.

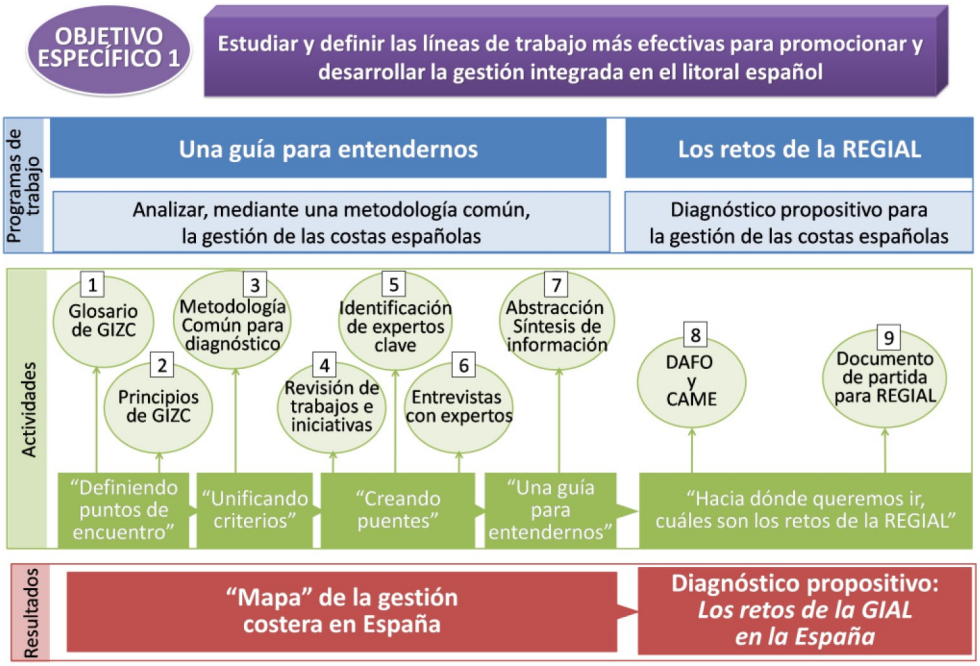


Figura 1. Actividades para el Objetivo Específico 1

El segundo objetivo (ver la figura 2), encaminado a crear formalmente la REGIAL, se sustentó en los resultados del primero. Tras un proceso de reflexión y debate, siempre basado en un enfoque constructivo y propositivo, con los colaboradores autonómicos del proyecto, se trató de obtener los motivos que justificaban el esfuerzo, pero sobre todo su naturaleza, su finalidad y sus objetivos. Serían éstas las bases de los estatutos de la Red, que debían consolidarse de manera legal con la correspondiente Asamblea Constituyente posterior de la Asociación REGIAL.

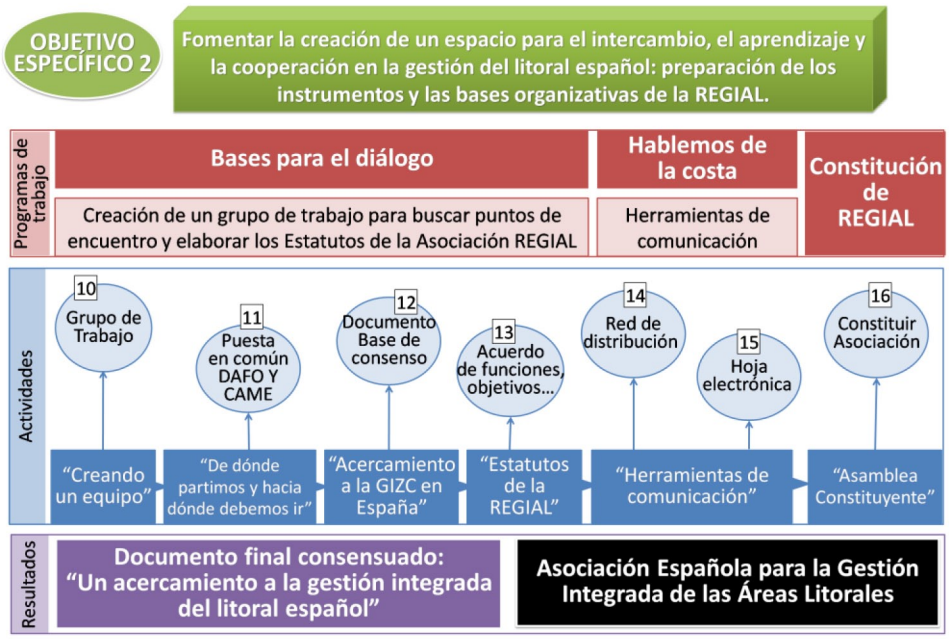


Figura 2. Actividades para el Objetivo Específico 2

EL PROCESO Y LOS RESULTADOS ALCANZADOS

El primer paso para la puesta en marcha del Proyecto REGIAL fue la identificación de colaboradores clave en cada CC.AA. Teniendo en cuenta la naturaleza del trabajo en red se consideró como criterio prioritario a la persona y su experiencia, y no tanto la institución a la que ésta pertenecía. De esta manera se contactó a 10 expertos, alguno asociado a la administración pública, otros investigadores, etc. vinculándoles de manera voluntaria a un proyecto de futuro. El siguiente paso fue la elaboración de un glosario básico relacionado con la gestión costera que sirviera de base para el diálogo entre los miembros de la REGIAL. Para llevar a cabo este proceso se elaboraron una serie de criterios y de prioridades que guiaron la elaboración de un listado de 65 definiciones, con sus fuentes documentales.

Posteriormente se buscaron **los principios más representativos para la GIAL**[3], que permitieran establecer las bases de la colaboración entre los miembros de la REGIAL, dotándola de una filosofía común que orientara el conjunto de sus acciones a partir de unas pautas o ideas consensuadas. Estos principios facilitaron también la coherencia en los documentos y propuestas que se elaboraron posteriormente desde REGIAL, teniendo en cuenta que serían un pilar para definir los estatutos de la futura asociación y probablemente también de sus futuros manifiestos y acciones. Algunos de los principios, seleccionados a partir de unos criterios preestablecidos (ver tabla 1), destacaban por estar oficialmente reconocidos por organismos internacionales a través de compromisos en los que España participa (Convención de Biodiversidad Biológica, Convenio de Barcelona…) o por provenir de autores de referencia.

Tabla 1: Ejemplos de los criterios utilizados para la selección de principios de GIAL

Deben ser principios generales, evitando especificidades para que sean comunes para todas las regiones costeras españolas.
El número de principios debe ser manejable, agrupando los más relacionados.
Dicha agrupación no puede suponer dejar en segundo plano principios básicos.
Priorizar principios enfocados directamente hacia la GIAL.
Buscar principios relacionados con otras aproximaciones relacionadas con la GIAL, como la gobernanza, el enfoque ecosistémico, la gestión y planificación del espacio marino, la gestión adaptativa, la valoración de servicios que otorgan los ecosistemas...
Enfocar y reorientar siempre los principios hacia aspectos de gestión y relacionados con las políticas públicas.
Acercar los principios a la realidad de la GIAL en España.

Para elaborar un **diagnóstico propositivo de la gestión costera en las regiones españolas**, que permitiera identificar de dónde partimos, hacia dónde queremos ir y, en definitiva, cuáles son "los retos de la REGIAL", se diseñó una metodología, también consensuada con los colaboradores autonómicos. El método propuesto se basó en la identificación de los asuntos claves estructurales y mínimos para abordar un análisis de la GIAL. Dichos asuntos debían ir dirigidos al

[3] Presentes en Stephen B. Olsen et al, 2008; CBD, 2000 y 2004; UNEP, 2005; Red Latinoamericana de Manejadores Costeros, 2008; Recomendación 2002/413/CE; Ehler, Charles, and Fanny Douvere, 2009; IUCN, 2004; Barragán Muñoz, J.M, 2003 y 2007; Clark, 1992; Comisión Europea, 2000, entre otros.

estudio del marco jurídico y administrativo, pues es el sistema a través del cual se regulan las relaciones entre los sistemas socio-económico y físico-natural en el litoral, y porque muchas de sus disfunciones pueden ser el origen del problema o de la solución de los mismos. El objetivo era realizar un análisis de la gestión que identificara sus aspectos clave, entendiera las peculiaridades de las distintas realidades y observara las disfunciones.

Para responder a la metodología se llevó a cabo una **investigación a partir de la realización de una serie de entrevistas**. El proceso de selección de los entrevistados fue tutelado por los coordinadores autonómicos, de manera que pudieran identificarse las entrevistas que pudieran ser más productivas para los objetivos perseguidos. Después, tras el tratamiento de la información obtenida, contrastada siempre a través de la investigación, se procedió a la redacción del diagnóstico estratégico final (ver proceso completo en la figura 3).

Todo este esfuerzo, que conllevó la **visita a todas las Comunidades Autónomas litorales españolas**, dio como resultado la elaboración de **diez documentos** de síntesis sobre el estado de la GIAL en las regiones costeras españolas. Finalmente, se llevó a cabo un proceso de abstracción para la elaboración de los **análisis sintéticos DAFO y CAME**[4], en el que se contó con la participación de los colaboradores regionales del proyecto. Con este resultado se obtuvieron **las bases sobre las que sustentar la creación de la REGIAL**.

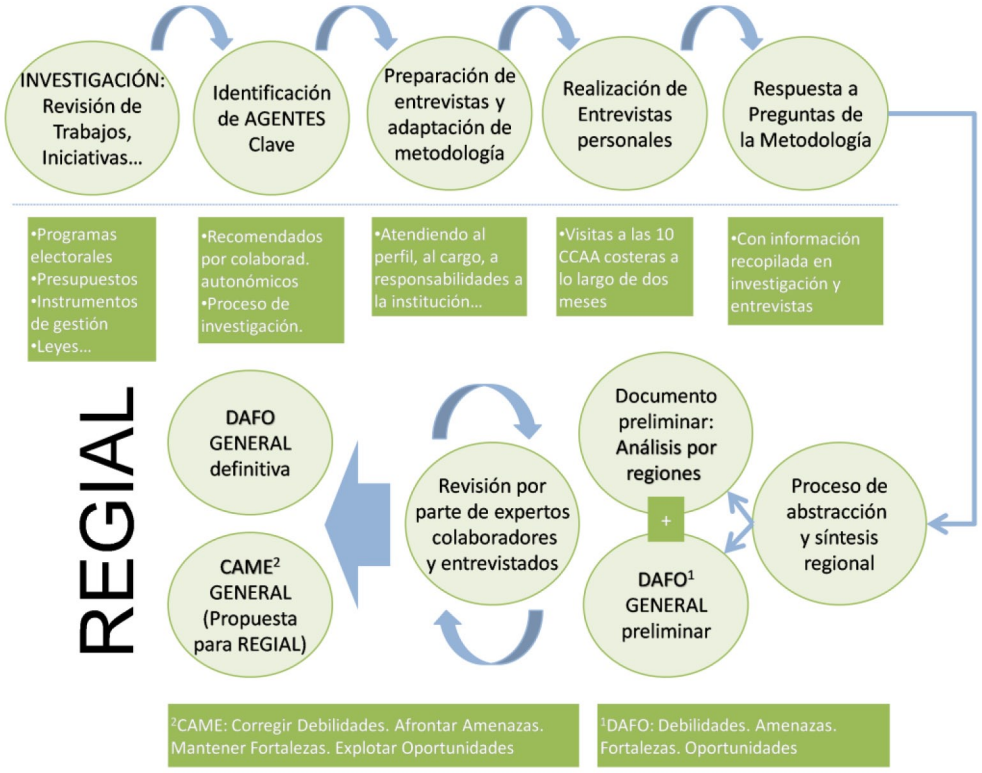


Figura 3: Proceso para la elaboración de diagnósticos regionales de GIAL

En este largo proceso ha destacado la excelente voluntad de colaboración encontrada, el interés mostrado por parte de los entrevistados y la obtención de

[4] Metodología que facilita organizar los aspectos clave de un proceso de análisis o evaluación identificando Debilidades, Amenazas, Fortalezas y Oportunidades (DAFO). Este diagnóstico estratégico sirve posteriormente para obtener propuestas, respondiendo al resultado obtenido mediante una matriz CAME, que permite identificar cómo Combatir las debilidades, cómo Afrontar las amenazas, cómo Mantener las fortalezas y cómo Explotar las oportunidades.

resultados indirectos. Gracias a esta tarea, se contactó con los protagonistas últimos de REGIAL; los mismos que probablemente formarán parte de su futuro, pues a ellos se destina también este trabajo.

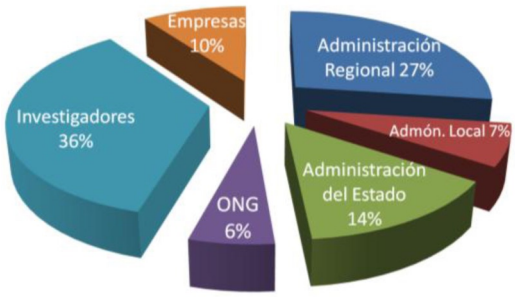


Figura 4: representatividad de las entrevistas realizadas

Se realizaron más de 70 entrevistas a lo largo de todo el litoral español, buscando la mayor representatividad posible (ver la figura 4). Posteriormente se enviaron borradores de los trabajos a aquellos agentes que, pese a no haber podido entrevistarse en persona, pudieron enviar sus aportaciones a través del correo electrónico, consultándose a más de 120 personas.

LAS CONCLUSIONES: ANÁLISIS DAFO DEL LITORAL ESPAÑOL

Fortalezas identificadas en la gestión del litoral español

1. Aspectos relacionados con la gobernanza y la gestión integrada de áreas litorales (GIAL) comienzan a estar presentes en algunas estrategias o instrumentos de carácter estratégico (planes, programas…).
Algunas regiones costeras cuentan con propuestas de estrategias de GIAL y en otras se encuentran cada vez más aspectos relacionados con esta materia en estrategias y políticas sectoriales, si bien debe mejorarse su desarrollo.

2. Existen interesantes iniciativas de gestión que ofrecen una referencia a la hora de tratar de impulsar cambios en el modelo de gestión del litoral.
Es posible encontrar buenas prácticas y nuevos intentos de desarrollo de normativas y proyectos orientados a provocar cambios en el modelo de gestión de las zonas costeras.

3. Las responsabilidades en la gestión del litoral están bien definidas.
Las competencias entre las distintas escalas territoriales están por lo general bien definidas.

4. La administración estatal dispone de una amplia base normativa sectorial para el litoral a partir de la que avanzar hacia su adaptación para la GIAL.
El hecho de que las costas y el medio marino sean considerados en España como Dominio Público Marítimo Terrestre a través de su Constitución supone una fortaleza incuestionable. Además, pese a sus posibles carencias y al retraso en su aplicación, disponer de la Ley 22/88 de Costas es una experiencia relevante para la administración pública y un punto de partida que debe ser aprovechado.

5. Comienzan a aparecer novedosos instrumentos de carácter voluntario y operativo.
Destaca la reciente aparición en algunas CCAA de interesantes instrumentos operativos de gestión, muchos de carácter voluntario y participativo.

6. A lo largo de todo el litoral español existen profesionales con la capacitación y motivación necesarias para liderar iniciativas de GIAL.

7. Existen iniciativas de educación ambiental en todas las regiones costeras.
La mayoría de las administraciones regionales costeras españolas realizan algún esfuerzo relacionado con la educación ambiental, que pese a no ser todavía suficiente, indican una apuesta firme que debe ser aprovechada para tratar asuntos específicos del litoral y el medio marino.

8. Existen iniciativas de formación de posgrado específicas de GIAL de las que surgen trabajadores convenientemente preparados.
Se está dando un aumento significativo de iniciativas formativas específicas sobre GIAL, la mayoría de reciente creación e impulsadas desde la universidad.

9. Existe una importante base de conocimiento del litoral español que podría facilitar a la Administración emprender acciones con mayor solvencia y recorrido.
En términos generales se dispone de un conocimiento suficiente para la toma de decisiones de cierta trascendencia.

Las oportunidades identificadas en la gestión del litoral español.

1. Un nuevo escenario de gestión puede favorecer la aparición de políticas y estrategias regionales de GIAL y de nuevos instrumentos para la gestión del medio marino.
Los avances a nivel internacional y nacional y las nuevas competencias sobre el DPMT asumidas por algunas CCAA (Cataluña, Andalucía y Baleares) favorecen un contexto propicio para la aparición de nuevas políticas y estrategias regionales de GIAL. Es posible que esto permita por primera vez la gestión desde una misma administración de la zona terrestre, la ZSP, el DPMT y algunos asuntos relacionados con el Mar Territorial.

2. Se han observado cambios en el ámbito público que pueden ser favorables para la elaboración de normas regionales de carácter integrado para el litoral.
En paralelo a los progresos necesarios en políticas y estrategias del litoral, y teniendo en cuenta los últimos cambios en el actual contexto jurídico-administrativo, es de prever que surjan nuevas normas regionales para el litoral con carácter integrado.

3. Existen estructuras administrativas (no específicas para el litoral) que pueden ser adaptadas y mejor aprovechadas para desarrollar iniciativas de integración y coordinación de políticas sectoriales en este ámbito.
En todas las CCAA litorales existen órganos que podrían asumir las funciones de coordinación intra e inter institucional. Los de mayor interés para esta labor son los que dependen directamente de presidencia y no se asocian a ningún ente sectorial.

4. Se ha observado un importante interés y algunos movimientos para el intercambio de experiencias entre entidades, agentes y expertos.
En la mayoría de las universidades de las CCAA litorales hay investigadores con interés en la GIAL que ya están encontrando sinergias y constituyendo redes de trabajo, sin embargo éstas aún no están formalizadas. Por otro lado, se ha observado gran interés por parte de técnicos, gestores y profesionales para el intercambio de experiencias y conocimientos, pero sin embargo aún no disponen del apoyo y las estructuras necesarias para ello desde la administración.

5. Se está trabajando en incorporar argumentos de lógica económica en el destino de fondos para la conservación de los ecosistemas litorales así como sus bienes y servicios.
Resulta sencillo justificar el destino de mayores fondos públicos a la gestión del litoral, pues este ámbito es sin duda el espacio que más beneficio económico genera del país.

6. El reconocimiento de la GIAL a escala internacional puede facilitar la futura consolidación de este modelo en España.
Existe consenso internacional sobre la necesidad de incorporar la GIAL en las

Agendas políticas de gobierno. Europa ha avanzado mucho en materia de política marítima y marina, con la formulación del Libro Azul sobre la Política Marítima Integrada y la Directiva Marco de Estrategia Marina Europea, que ha conllevado la aprobación en España de la Ley 41/2010 de protección del medio marino.

7. Existen instrumentos de participación con potencial para la GIAL.
Existen órganos en la mayoría de las Comunidades Autónomas que, pese a no ser específicos del litoral, incorporan entre sus funciones la participación ciudadana. Estos órganos si bien hay que reconocer que muchos no se han desarrollado por completo, tienen gran potencial para la GIAL.

Las debilidades identificadas en la gestión del litoral español.

1. Frecuentes reestructuraciones de administraciones públicas y cambios constantes de responsables políticos por motivos ajenos a la gestión costera dificultan indirectamente las iniciativas de GIAL.
El reparto de responsabilidades en los gobiernos regionales a veces se aleja de criterios científico-técnicos y con frecuencia no obedece a un acercamiento hacia la gobernanza de los espacios costero-marinos. Esta inestabilidad produce la desmotivación de técnicos y profesionales que han invertido mucho esfuerzo en la elaboración de instrumentos de gran interés que luego no han tenido el desarrollo esperado.

2. El litoral español es gestionado a través de políticas sectoriales, sin un marco común que las integre.
El litoral español se gestiona a partir de políticas sectoriales, siendo necesario avanzar hacia la formulación de políticas específicas para la GIAL (algo que de momento no parece una prioridad política) que doten de un enfoque más estratégico a la gestión de estos espacios.

3. Los instrumentos estratégicos relacionados con la gobernanza y la gestión integrada del litoral han tenido escasa aplicación.
Algunos de los instrumentos estratégicos identificados, relacionados aparentemente con la gobernanza o la GIAL, resultan documentos de carácter excesivamente operativo (perdiendo su utilidad para la integración, mirada en el largo plazo o la visión holística del ámbito). Los que tienen una mirada puesta en el largo plazo han tenido escasa aplicación y poco éxito a la hora de influir en las decisiones prácticas posteriores sobre las que establecía un marco de actuación.

4. El marco normativo actual, aunque abundante, responde a asuntos sectoriales y no facilita la gestión integrada del litoral.
Existe un amplio campo normativo relacionado con la gestión del litoral en las tres escalas administrativas (nacional, regional, local), pero tienen un marcado carácter sectorial y no responde a las complejas características físico-naturales, socio-económicas y administrativas de este espacio. Por otro lado es necesario destinar mayores esfuerzos al cumplimiento de la normativa existente.

5. El liderazgo institucional y la coordinación en la gestión costero-marina no son suficientes para responder a la convergencia de instituciones y competencias en este ámbito.
En el litoral se concentran múltiples administraciones responsables de algún aspecto relacionado con su gestión, pero sin embargo no se persigue una política de alianzas ni se encuentra una administración con el liderazgo institucional necesario para impulsar un modelo de GIAL. Las responsabilidades en los asuntos costero-marinos se encuentran muy repartidas entre diferentes instituciones.

6. La cooperación y el diálogo entre científicos, formadores y tomadores de decisiones en el ámbito de la GIAL no es suficiente.
La escasa coordinación entre las instituciones generadoras de conocimiento y los tomadores de decisiones hace que en ocasiones el esfuerzo investigador, o

no atienda a las necesidades de la gestión, o se convierta en un ejercicio intelectual de escasa aplicación.

7. Se observan carencias por parte de la administración en las ofertas de capacitación y formación de sus técnicos y gestores.
En la administración pública regional el perfil profesional es alejado del conocimiento costero marino y debe aumentarse la formación de técnicos en materia de GIAL. Predominan perfiles relacionados con la ingeniería, la ordenación del territorio o la biología, echándose en falta equipos de trabajo más multidisciplinares. Además, no se han logrado identificar estrategias formativas ni de capacitación de carácter formal específicas para la GIAL o que incluyan ésta en su programa de actividades.

8. Existe una manifiesta falta de financiación para desarrollar la GIAL.
En general se cuenta con una manifiesta falta de recursos, tanto económicos como humanos. Se constata un desequilibrio entre los ingresos generados por el uso o aprovechamiento de los recursos costero-marinos y los gastos destinados a su protección y conservación. No se identifican nexos de unión entre las diferentes partidas presupuestarias destinadas al litoral. Además el origen de los recursos es predominantemente público, con escasa implicación del sector privado.

9. La generación, organización, tratamiento y difusión de la información relativa al litoral tiene importantes carencias para los objetivos de la GIAL.
La generación de información sobre el litoral, impulsada desde la Administración Pública, responde a criterios no consensuados marcados por la necesidad de los diferentes agentes con competencias en el ámbito. Esto implica escaso aprovechamiento de los esfuerzos para su generación y de los resultados posteriores obtenidos. Existen sistemas de información en todas las Comunidades Autónomas, pero éstos no responden a los mismos criterios, ni tampoco suelen ser específicos para el litoral, por lo que la información de este ámbito se encuentra dispersa.

3.10 La Administración Pública no ha incorporado suficientemente la participación pública en los procesos que llevan a la toma de decisiones
Se ha observado un importante retraso desde la administración pública para la implicación de los ciudadanos en la toma de decisiones. No existen órganos de participación pública específicos y estables para el litoral, y la participación pública suele canalizarse a través de los grupos ecologistas y conservacionistas y limitarse a procesos puntuales no siempre vinculados al proceso de toma de decisiones. Los mecanismos de participación existentes no son bien aprovechados y no disponen de medios suficientes. No se facilita la participación de los distintos sectores privados más activos en la costa.

Las amenazas identificadas en la gestión del litoral español.

1. Los avances en la búsqueda de una política de alianzas para la GIAL no son suficientes
La gestión integrada del litoral español precisa alcanzar una política de alianzas entre los diferentes agentes que intervienen en el medio costero-marino de manera que las metas y objetivos que se planteen para este ámbito sean compartidos y asumidos por administraciones (estatales, regionales, locales), ciudadanos, empresarios, ONG´s, etc. No se han puesto en funcionamiento los instrumentos necesarios para ello.

2. Los ciclos políticos y económicos condicionan notablemente todo el proceso de gestión y toma de decisiones en el litoral.
Los ciclos políticos dificultan el desarrollo de políticas de GIAL, que precisan de compromisos a largo plazo.

3. La distribución de presupuestos generales en la administración pública no contempla mecanismos de financiación estables para el desarrollo de políticas a largo plazo.
La decreciente disponibilidad de recursos para la GIAL sumada al hecho de que

no se hacen valoraciones de los impactos reales de las inversiones efectuadas en el litoral, sobre todo en relación a su conservación o uso sostenible, hace que resulte muy difícil asegurar los compromisos de recursos en el largo plazo para el desarrollo de instrumentos de gestión costera. La GIAL no es considerada como elemento estratégico en la asignación de recursos públicos.

4. El esfuerzo investigador no es convenientemente aprovechado y el conocimiento del medio marino aún no es suficiente.
Pese a los avances alcanzados, existen vacíos de información y aún se debe profundizar desde los centros de investigación en el conocimiento del litoral, sobre todo del medio marino, y de los ecosistemas, procesos y dinámicas que rigen su funcionamiento. Gran parte del amplio conocimiento generado no es aprovechado al ser desconocido o no estar disponible de la manera adecuada (formato, extensión,..)

5. Posible transferencia de costes entre regiones costeras vecinas por falta de comunicación y coordinación.
El medio costero-marino se caracteriza por su continuidad territorial, tanto en el ámbito marino como en el terrestre, de manera que las transferencias de costes y beneficios derivados de una determinada acción transgreden los límites administrativos. La ausencia de colaboración entre CCAA y municipios vecinos en materia de costas y medio marino agrava esta situación.

6. El nivel de concienciación social y de participación pública no es suficiente para facilitar la gobernanza del litoral.
Se detecta una baja concienciación de la ciudadanía que no valora lo suficiente su medio costero-marino, al menos hasta el punto de exigir un cambio en su gestión pública hacia un escenario más sostenible. El nivel de asociacionismo y de implicación ciudadana en la identificación y resolución de problemas y conflictos de estos espacios es bajo, si bien tampoco se facilita el desarrollo de una cultura participativa en la sociedad.

Por último, se invita al lector interesado a ampliar la información sobre los resultados alcanzados y a consultar las propuestas realizadas para una gestión más integrada del litoral español a través de la publicación titulada ***"Las Comunidades Autónomas y la gestión integrada de las áreas litorales en España. Materiales para un debate sobre gobernanza"***. Esta publicación está disponible para su consulta y descarga en la web del grupo de investigación www.gestioncostera.es

1.3.2. GESTIÓN INTEGRAL DEL FRENTE COSTERO ENTRE LOS PUERTOS DE GANDÍA Y LA GOLETA (OLIVA)

V. Esteban[1], J. Serra[1], J. González[1]

1. Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, c/Camino de Vera 14, 46022 Valencia, jserra@tra.upv.es, vesteban@tra.upv.es, jgonzale@upvnet.upv.es

INTRODUCCIÓN

Entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva), un frente litoral de casi ocho kilómetros (7.906 m), agrupa una serie de playas, que podemos ver en la figura 1, afectando a los municipios de Gandia, Daimus, Guardamar de la Safor, Bellreguard, Miramar, Piles y Oliva.

Este frente, con carácter general y en origen, se conforma como una playa al pie de un cordón dunar que encierra en su trasdós una zona baja, marjal, que ha sido rellenada por el hombre, bien con fines agrícolas, o urbanísticos. La costa forma parte de un todo litoral continuo integrado en la unidad morfodinámica artificial limitada, al norte, por el puerto de Valencia y, al sur, por el Cabo de San Antonio, y que se ha denominado como Unidad Morfodinámica Culera.

PLANTEAMIENTO

Para alcanzar los objetivos se plantearon diversos estudios sectoriales: estudio climáticohidrológico para la definición geomorfológica del sector costero entre las desembocaduras de los ríos Júcar y Racons para el desarrollo de los proyectos de regeneración y acondicionamiento del borde litoral; caracterización geomorfológica y de la flora del frente litoral entre las desembocaduras del Júcar y del río Racons y su desarrollo urbano para el desarrollo de los proyectos de regeneración y acondicionamiento del borde litoral; dinámica litoral del frente costero entre las desembocaduras del Júcar y del río Racons y vertido y calidad de aguas; y estudio integral del frente litoral entre las desembocaduras del Júcar y del río Racons para el desarrollo de los proyectos de regeneración y acondicionamiento del borde litoral.



Figura 1: Frente litoral

LOCALIZACIÓN

El frente se localiza en el extremo sur de la provincia de Valencia, formando parte de la denominada Comarca de La Safor; el frente de casi ocho kilómetros (7.906 m) está limitado, al norte, por el puerto comercial de Gandia, y, al sur, el puerto de recreo de La Goleta (Oliva). Desde el norte el primer municipio con litoral es Gandia, Grao de Gandia, en los casi ochocientos metros (799 m) encontramos dos playas separadas por la desembocadura del Serpis. La primera playa, denominada Venecia, ha visto reducido su frente por la ampliación del área comercial del puerto de Gandia y detallando que la formación actual esta definida como de uso portuario, y su nombre se debe al núcleo urbano localizado en el trasdós de la playa, lo mismo ocurre a sotamar de la desembocadura con la playa de Rafalcaid, asociada al núcleo de Els Marenys de Rafalcaid. El litoral en este tramo se significa por la presencia del puerto de Gandia y la desembocadura del Serpis. La playa conserva casi en su totalidad las formas naturales, playa seca y escarpe formado por un cordón dunar, aunque parcialmente ocupado por algunas edificaciones aisladas y algunas en ruinas; en este sentido lo más significativo es la ocupación del escarpe en su tramo final por tres adosados que lo ocupan completamente.

El segundo frente corresponde al Término Municipal de Daimus, en los algo más de mil cuatrocientos metros (1.404 m) encontramos las playas de Pedregals y Daimus; en este frente dos cauces desembocan en la playa, el escurridor de Daimus y el Riuet de Daimus, siendo este último el más destacable al tiempo que limita por el sur con el frente litoral de dicho municipio. La playa de Pedregals presenta sus formas naturales habiendo sido respetado el escarpe formado por un cordón dunar continuo; pero la playa de Daimus carece del escarpe natural, en la casi totalidad de su frente, estando sustituido por un paseo marítimo ocupado parcialmente por viviendas y servicios; el tramo final de Daimus recupera de nuevo su forma natural con escarpe dunar. El puerto de Gandia, aunque relativamente lejos, tiene una cierta influencia sobre la playa, en Pedregals fundamentalmente, abrigándola parcialmente.

Guardamar de la Safor es el tercer Término Municipal, desde el norte, que conforma el frente, cerca de trescientos metros (277 m) conforman la playa del mismo nombre. La casi totalidad del frente conserva el cordón dunar, regenerado, coexistiendo un paseo marítimo que se prolonga por Bellreguard. En este frente ya no podemos hablar de una influencia del puerto, al menos desde el punto de vista de abrigo. Tanto en este frente, Guardamar de la Safor, como en el anterior, Daimus, podemos establecer que la presión urbanística es un factor que condiciona la evolución natural de la playa y su entorno.

La playa de Bellreguard con algo más de novecientos metros (904 m) presenta las mismas características que la playa de Guardamar de la Safor, playa seca y escarpe ocupado por un paseo marítimo, no lineal, y que añade un elemento más de riesgo a la estabilidad natural de la playa; como en los casos anteriores la presión urbanística marca la evolución del frente litoral.

Miramar con un frente de algo más de mil cien metros (1.108 m), presenta una playa dividida en su centro por la Acequia Madre de Miramar, o Acequia Nova. Morfológicamente la playa es una continuación de las anteriores, playa seca y escarpe ocupado por paseo marítimo y edificaciones de primera línea. Es evidente que en este frente como en los inmediatos, al norte y sur, el puerto de Gandia no ejerce un efecto abrigo sobre las playas, en estos casos el efecto barrera es el que prima, aunque por su relativa lejanía su efecto esta minorado.

Las playas de Terranova y Burguera, en el Término Municipal de Oliva, con un frente de más de mil trescientos metros (1.316 m), cierran el frente entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva), es precisamente el puerto de la Goleta (Oliva) el límite y apoyo de la playa. El Barranco de Beniteixir y la Acequia de

Terranova desembocan en el tramo norte de las playas. La playa presenta una morfología distinta a las anteriores, la presión urbanística actual es puntual y está separada de la playa por un escarpe formado por un cordón dunar.

RIESGOS EXTERNOS EN EL FRENTE LITORAL ENTRE LOS PUERTOS DE GANDIA Y OLIVA

El principal riesgo externo del frente analizado, sin minusvalorar el resto de riesgos, es la *regulación hidráulica* significada por la ausencia de aportes sedimentarios desde el continente vía cauces. Aunque en cierta forma deberíamos decir que el principal riesgo de las formaciones sedimentarias de los litorales, en general, es la ausencia de alimentación, pero ausencia de alimentación no achacable únicamente a los embalses, que es lo que podríamos concluir de la exposición anteriormente realizada, ausencia debida tanto a dichas barreras fluviales, como a la sobreexplotación, para riego y/o abastecimiento, el acondicionamiento de los cauces y la tópica sequia; en definitiva causas que disminuyen el caudal de los cauces, caudal liquido y sólido, bien por obras, fijación de suelos o explotación de aguas. Sirva como ejemplo el Júcar cuyas aguas no alcanzan el Mediterráneo, en Cullera, debido a su explotación no solamente en su cuenca baja sino en la misma cuenca media.

Nuestro frente litoral, entre las desembocaduras de los ríos Júcar y Racons, históricamente ha sido alimentado por los ríos Ebro, Turia y Júcar, fundamentalmente, por otros cauces como el Mijares, Carraixet, Serpis, y otros menores, incluyendo barrancos, ramblas y torrentes, que por su lejanía relativa a nuestro litoral concreto, son fuentes menores; el transporte litoral norte-sur de nuestra área ha garantizado, en ausencia de barreras litorales, la llegada de sedimentos provenientes de fuentes tan lejanas como el Ebro. Señalemos que en las playas de Denia podemos encontrar especies minerales cuyo origen, indiscutible, es la cabecera del río Ebro.

En condiciones normales, sin la intervención del hombre, todos los cauces vertientes a nuestra cuenca litoral, entre el río Ebro y el cabo de San Antonio, de forma regular han estado aportando materiales sueltos a la corriente de transporte sólida litoral, la cual ha alimentado y permitido la formación de playas arenosas, en su mayor parte, al tiempo que la sobrealimentación a permitido la formación de campos dunares, algunos ya desaparecidos, como la Devesa del Saler o las dunas de La Safor. Pero junto a la alimentación regular hay que destacar la alimentación extraordinaria, en casos de avenidas, que junto al riesgo que implican de pérdidas materiales y humanas, por contra significaban un aporte extraordinario de materiales que podían dar lugar a la formación de deltas y contribuir al crecimiento de playas y dunas; las obras realizadas por el hombre para prevenir los efectos catastróficos de las avenidas, y su regulación, impiden la llegada extraordinaria e sedimentos al litoral, únicamente alcanzan la costa, en esas situaciones, sedimentos muy finos, limos y arcillas, que no se depositan en el perfil de playa, se pierden a mayores profundidades.

Las *actuaciones exteriores*, lejanas a nuestro frente en estudio, pueden ser positivas o negativas. Las positivas son todas aquellas aportaciones de sedimentos que se realicen a barlomar del puerto de Gandia, y considerando que este no es una barrera toral, si las aportaciones son libres, sin quedar sujetas por obras, a medio largo plazo pueden alcanzar las playas entre Gandia y Oliva, aunque evidentemente en volúmenes bajos, no resolverán problemas de regresión pero sí los atenuaran.

Por el contrario la fijación de sedimentos o construcción de barreras totales al sur del puerto de Valencia, impedirán que los sedimentos de barlomar alcancen las playas objeto del presente informe. Este no parece ser un riesgo externo importante, pero no podemos dejar de recomendar que cualquier actuación sobre el litoral deba de estudiarse su impacto no solamente sobre las playas inmedia-

tas, a barlomar y sotamar de la actuación, sino en todo el ámbito de la Unidad o Subunidad Morfodinámica en la que se encuadre dicha actuación. Recordemos que el frente en estudio se encuadra dentro de la Unidad Morfodinámica Artificial denominada Cullera, limita por el puerto de Valencia, al norte, y el Cabo de San Antonio, al sur, y en concreto en la Subunidad Morfodinámica Natural de 1er Orden denominada Gandia y limitada, al norte, por el Cabo de Cullera y, al sur, por el Cabo de San Antonio.

El tercer riesgo a considerar en nuestro frente es la elevación del nivel medio del mar, riesgo que intrínsecamente se considerará en el momento de finir las actuaciones en el frente litoral, y que aquí queremos esbozar algunas de las consideraciones. La elevación del niel base del niel medio del mar implica afecciones a los sistemas desagüe, tanto naturales como artificiales, implicando un retranqueo de los puntos de vertido, en el caso de desagües naturales por gravedad, implicando problemas de inundación en caso de avenidas; en el caso de desagües introducidos por el hombre se plantea la necesidad de forzar la salida de las aguas continentales, a medio plazo.

En relación a la estabilidad de la playa podemos partir de la hipótesis de que dado que la elevación del nivel medio del mar es continua, no es una pulsación o ascenso discontinuo, el perfil de playa responderá a dicha elevación reconstruyéndose y defendiéndose de dicha elevación, pero dicha defensa de la propia playa siempre se producirá si la playa mantiene sus formas naturales, que en la parte emergida es playa seca y escarpe, constituido este último por un cordón dunar; en aquellos frentes en que el escarpe se haya sustituido por un paseo marítimo, el ascenso implicara el lance del muro del paseo por el oleaje y el inicio de procesos recesivos desestabilizando el perfil de playa.

Las conclusiones que podemos establecer del análisis de los riesgos externos sobre el frente litoral entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) es que el riesgo externo más relevante y que afecta a la evolución de las playas entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) es la ausencia de fuentes naturales de sedimentos. La importancia de esta falta de alimentación nos lleva a la consideración de que actualmente el principal riesgo, principal problema, de nuestro litoral es dicha ausencia de alimentación natural, dejando en un segundo plano la existencia de barreras litorales, la presión urbanística y otros. La ausencia de aportes naturales puede llevarnos a la desaparición de las actuales formas sedimentarias, ya que las propias playas actuarían como fuentes de sedimentos de las playas a sotamar, lo que llevaría al agotamiento de los actuales depósitos.

Una segunda conclusión sería la necesidad de regenerar las formas naturales de las costas bajas, playas, consiguiendo una anchura que podemos establecer como optima y con capacidad de absorber el efecto de los temporales de forma que la oscilación natural de la playa, paso de perfil de calmas a perfil de temporales, pueda ser asumido por la anchura de la playa, al tiempo que la presencia de un escarpe natural, formado por un cordón dunar estabilizado con capacidad de dar respuesta a situaciones de temporal extraordinario, con una cota muy superior a la cota de inundación, considerando la elevación del nivel medio del mar a medio plazo, pueden ser suficiente garantía de mantener unas playas estables.

Tras lo expuesto todo parece llevarnos forzosamente a concluir que la única posibilidad de poder regenerar o mantener, al menos, las actuales formas costeras, con garantías, es la aportación de sedimentos, alimentación artificial, como solución única o apoyada en obras de estabilización y/o trasvases, alimentación que supla la natural inexistente, al tiempo que se regeneren las formas naturales, bien recuperándolas o creándolas frente a las actuales infraestructuras costeras, y que garanticen un periodo de residencia de los sedimentos aportados de al menos cinco años.

RIESGOS INTERNOS EN EL FRENTE LITORAL ENTRE LOS PUERTOS DE GANDIA Y OLIVA

La presión urbanística en el frente litoral limitado por los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) es hasta cierto punto importante, no por el volumen edificado pero sí por su localización, superficie, infraestructuras y previsión a futuro, planeamiento existente.

La playa de Venecia en origen presentaba un frente mayor pero su ocupación por las obras del puerto han reducido dicho frente, sí bien al encontrarse al abrigo del puerto su posición a propiciado la formación de una extensa playa. El trasdós de la playa está ocupado por el núcleo urbano de Venecia. El paseo marítimo de la playa de Venecia se desarrolla en Dominio Público, aunque podemos considerar que no afecta en nada al equilibrio y estabilidad de la playa, con una cota baja por debajo de los dos metros aunque protegido por un cordón dunar que supera los dos metros y medio y se localiza entre el paseo y la línea de costa. Podemos concluir, respecto de esta zona, que no existe riesgo sobre la estabilidad de las playas, la anchura y su localización en la zona de sombra garantiza dicha estabilidad. El principal riesgo del frente de Venecia radica en el riesgo de inundación, por aguas continentales y aguas marinas. No existe riesgo de pantalla eólica dada la baja volumetría de las edificaciones de la zona, lo que permite el mantenimiento del escarpe en condiciones de aparente estabilidad.

La playa de Rafalcaid hasta cierto punto es similar a la de Venecia, se encuentra al abrigo del puerto de Gandia, el desarrollo urbano es idéntico, formado por el núcleo urbano de Rafalcaid que da nombre a la playa, uso residencial de baja densidad, y un planeamiento que prevé la urbanización de un franja normal a la costa. El paseo Marítimo, conocido como Avenida de la Playa, que no recorre todo el frente, finalizando en la Calle Rafalcaid, se localiza en Dominio Público, dejando a las parcelas de primera línea en Servidumbre de Protección. La playa conserva el escarpe natural formado por un cordón dunar que supera más de los tres metros de cota, localmente interrumpido por varias parcelas, la primera situada entre las calles Rafalcaid y Marenys, al final de la Avenida de la Playa, unas ruinas, son la segunda interrupción y localizada al final del Camino Bocana, y por último, y en el extremo sur de la plata, tres parcelas ocupan completamente el escarpe natural, en los dos primeros casos se localizan en Dominio Público, y en el último en Servidumbre de Protección. En la figura al margen podemos ver la localización del escarpe natural, y las tres interrupciones detectadas. En la figura podemos ver precisamente algunas las edificaciones que ocupan el cordón dunar que constituye el escarpe. No existe un riesgo evidente en la urbanización que pueda provocar desestabilización de la playa, salvo el confinamiento bajo la urbanización de sedimentos sueltos, casos de Venecia y Rafalcaid; por otro lado la existencia de un cordón dunar, en el caso de Rafalcaid, con cota suficiente garantiza una cierta defensa frente a los temporales, salvo en las zonas de interrupción.

La zona litoral de la playa de Daimus es de baja densidad, urbanísticamente, con un planeamiento que prevé la urbanización completa del frente litoral. Morfológicamente podríamos decir que existen dos concepciones distintas del frente litoral en Daimus; la playa de Pedregals conserva el escarpe, localizando el paseo marítimo a sotavento del cordón dunar, mientras que la playa de Daimus mayoritariamente el escarpe está ocupado por el paseo marítimo y la primera línea de edificación, únicamente en el tramo final el diseño es idéntico al de Pedregals. La playa de Daimus tiene una configuración muy distinta a la de Pedregals, dominada por edificaciones de gran volumen, constituyendo una barrera eólica que modifica el régimen de vientos en la franja litoral. Pedregals sitúa en una posición retranqueada los grandes volúmenes, ordenación que igualmente se aplica en el tramo sur de la playa de Daimus. La ocupación del escarpe es diferente a lo largo del paseo marítimo; un primer tramo, en el norte, el paseo está ocupado por edificios residenciales, localizándose los espacios comunes sobre el

escarpe, mayoritariamente; el segundo tramo el escarpe esta soterrado bajo el paseo sobre el cual encontramos áreas del sector servicio o deportivos. En el extremo norte, playa de Pedregals, nos encontramos con la ocupación del escarpe por una parcela que forma unidad con las definidas en la playa de Rafalcaid.

El impacto sobre la estabilidad de la playa sería más evidente, pero gracias a la relativa proximidad del puerto de Gandia, y su efecto sombra, reina una aparente estabilidad, en cualquier caso es evidente la presencia del paseo marítimo y su efecto sobre la playa, así mientras en el frente donde se conserva el escarpe la playa mantiene una anchura, en situación de temporal, relativamente sostenible, al pie del paseo la playa se ve claramente amenazada. La mayor evidencia del riesgo urbanístico, en este frente, es la ocupación extensiva del trasdós de la playa lo que ha significado el confinamiento de una superficie de sedimentos que no pueden incorporarse a la dinámica litoral, e igualmente ocurre con el cordón dunar soterrado bajo el paseo; el planeamiento prevé la urbanización de todo el frente aunque respetando las formaciones dunares, el escarpe que aún persiste en Pedregals y el extremo final de Daimus, igualmente parece existir salvaguarda de la Servidumbre de Protección, extremo que habrá que controlar. Por otro lado sí bien el paseo se encuentra relativamente alejado de la línea de costa, y existiendo precedentes de regresión, representa un riesgo para la estabilidad de la playa.

En relación al Dominio Público el Paseo Marítimo se desarrolla enteramente por el Dominio Público; en el extremo norte de la playa de Daimus nos encontramos con cuatro parcelas en Dominio Público, entre las calles, de norte a sur, Rafelcofer y Potries, y frente a la plaza de Colon nos encontramos con instalaciones en la propia playa seca; en Servidumbre de Protección entre las calles Rafelcofer y Potries no encontramos con diversas edificaciones ocupando este espacio, e igualmente ocurre entre las calles Potries y Alcoi, a partir de esta calle, Alcoi, y a lo largo de todo el paseo Marítimo nos encontramos con instalaciones del sector servicios e instalaciones deportivas ocupando la Servidumbre y soterrando el escarpe natural de la playa. En el caso de la playa de Pedregals podemos considerar que la ordenación existente libera la Servidumbre de Protección.

La zona litoral de Guardamar es de uso residencial de media densidad, y no se necesita hablar del planeamiento dado que todo el frente está ya urbanizado. La ocupación del escarpe es parcial, el tramo norte de la playa lo conserva con un paseo en el lado de sotavento del cordón dunar regenerado; el segundo tramo, de este corto frente litoral, tiene el escarpe ocupado por el paseo marítimo y unifamiliares, quedando en segunda línea las edificaciones de mayor volumen. Como en los casos anteriores, el de Daimus, el régimen de vientos se ve limitado por los volúmenes situados en segunda línea, los sedimentos del trasdós de la playa han sido confinados bajo las edificaciones e infraestructuras de comunicación, y el cordón dunar ha quedado soterrado parcialmente; en definitiva se repite el ordenamiento visto más al norte. El riesgo sobre la estabilidad de la playa se centra en el paseo marítimo como elemento reflejante y riesgo potencial de recesión, como en los casos anteriores, y la evidente ocupación de un espacio dunar como es el escarpe. Igualmente a como ocurre en las playas anteriores el Paseo Marítimo se desarrolla en Dominio Público, quedando las edificaciones de primera línea, en la mitad sur de la playa, en Servidumbre de Protección.

El frente litoral de Bellreguard es muy similar al anterior, el uso es residencial de baja densidad, el planeamiento poco añade dado que todo el frente esta urbanizado y las previsiones es seguir urbanizando en paralelo a la actual ordenación. No encontramos escarpe natural, el cordón dunar ha sido sustituido por un paseo marítimo, aunque realmente hay que decir que en el tramo norte es el paseo el que suple al cordón dunar, y el tramo sur el cordón dunar está constituido por la primera línea de edificaciones.

En este caso queremos fijar la atención en el desarrollo en planta del paseo marítimo; desde el norte el paseo ocupa la posición natural del cordón dunar,

en el centro, aproximado de la playa, el paseo avanza su línea situándose por delante del cordón dunar teórico, ocupando de esta manera playa, ocupación que se hace mayor casi al final de la playa de Bellreguard, donde el paseo avanza en forma de arco.Solamente habría que añadir el impacto provocado por la presión urbanística con referencia a la fijación de los sedimentos bajo la zona urbanizada, la afección al régimen de vientos litoral debido al volumen de las edificaciones, y la destrucción del escarpe, una copia de los riesgos ya definidos en playas a barlomar, aunque en este caso el riesgo, si lo cuantificáramos, es mayor en las playas descritas al norte. En relación al Dominio Público nos encontramos con lo mismo visto hasta el momento, paseo marítimo que se desarrolla, casi íntegramente, en Dominio Público, y la primera línea de edificaciones en Servidumbre e Protección.

El frente de Miramar se encuentra en su totalidad urbanizado, con un uso residencial de media densidad. El escarpe, cordón dunar, se localiza bajo la primera línea de edificaciones y el paseo marítimo, el perfil de la playa en este tramo resta riesgo sin anularlo y un aspecto a reseñar es la importancia del régimen eólico litoral que fuerza la construcción de un edificio dunar al pie del paseo marítimo. Como en los casos anteriores la presión urbanística ha condicionado la evolución de la playa, ha restado movilidad al confinar los sedimentos bajo la zona urbanizada y confinados por el paseo y el frente litoral. En relación al Dominio Público cabe resaltar que en este caso el paseo Marítimo no ocupa dicho dominio, se localiza en la Servidumbre, como corre con las edificaciones de primera línea que ocupan la Servidumbre de Protección.

El frente litoral de Piles es similar al de Miramar, uso residencial de media densidad, frente litoral urbanizado, escarpe ocupado por paseo marítimo y primera línea de edificaciones, restos de campo dunar en tramo inicial y final, planeamiento previsto de ocupación residencial del trasdós de la actual zona urbanizada, respetando los cordones dunares existentes, aunque con una Servidumbre limitada a veinte metros. Una característica del frente es la posición avanzada del paseo, con un diseño en planta quebrada que genera puntos de recesión diferencial y cataliza los procesos recesivos En este frente la posición avanza del paseo, y la ocupación de la misma por dicha infraestructura litoral es muy evidente, de tal manera siendo el tramo con menores problemas de estabilidad, en teoría, es por el contrario el más desestabilizado debido a la facilidad con que los oleajes alcanzan el muro del paseo, precisando de continuas recargas de arena con el objetivo de ofertar una playa seca para su uso en temporada de baños.

Como en los casos anteriores la presión urbanística ha condicionado la evolución de la playa, ha restado movilidad al confinar los sedimentos bajo la zona urbanizada y confinados por el paseo y el frente litoral, pero en este caso el problema se ve agravado por la posición tan avanzada del paseo, ocupando tanto escarpe como playa seca, y su diseño poligonal junto con un muro que le confiere un efecto reflejante superior al presentado en playas a barlomar. La conclusión es que la probabilidad de desestabilización de la playa es aquí mayor que en el resto del frente estudiado. El Dominio Público de esta playa precisa e un análisis en detalle. Nos encontramos con una definición del Dominio Público Marítimo-Terrestre de 1993 (O.M. 08.09.93), según esta definición toda la primera línea de edificación, menos las de la Calle de Las Brisas, se localizan en Servidumbre de Protección, sin olvidar que soterran la playa seca y el escarpe.

Existe una segunda línea de Zona Marítimo-Terrestre de 1951 (O.M. 14.12.51) situada al interior y que deja la primera línea de edificaciones en Dominio Público, y la segunda línea, entre las calles Miramar y Dos de Mayo igualmente en Dominio Público, lo que supone, prácticamente, que las dos primeras líneas se localicen en Dominio Público y/o Servidumbre. De acuerdo con la actual Ley de Costas el límite del Dominio Público debería situarse en la línea de la Z.M.T. definida en 1951, la situación es bastante paradójica y debería de revisarse y adecuarse a la legislación vigente.

El frente litoral del término de Oliva, a barlomar del puerto de La Goleta (Oliva), es claramente diferente de los anteriores, el suelo de uso residencial de baja densidad, presenta actualmente una edificación dispersa y de muy bajo volumen, uso unifamiliar salvo el camping y su entorno, y conservación del escarpe formado por un cordón dunar continuo. El planeamiento previsto tiene como objetivo copiar el modelo de playas a barlomar, suelo urbanizable en todo el frente y hasta la misma profundidad de los términos municipales al norte. En la situación actual podríamos considerar que la urbanización no representa un riego para la estabilidad del frente de las playas de Terranova y Burguera, pero existe el riesgo potencial del desarrollo urbanístico previsto que puede situar la playa en una situación similar a las descritas a barlomar.

En relación al Dominio Público destaca el frente entre las desembocaduras del Barranco de Beniteixir y la Acequia de Terranova, con núcleos residenciales en Dominio Público; en el resto del frente encontramos algunas edificaciones en la misma situación, entre los mojones M-13 y M-14, M-20 y M-21 y entre M-29 y M-30; igualmente podemos encontrar edificaciones en Servidumbre de Protección. Es evidente que existe una gran diferencia entre estas playas y las anteriores, no existe un riesgo actual con relación a la ocupación urbanística de la playa, y es un frente que conserva sus formas naturales.

El frente litoral se encuentra enmarcado por dos barreras al transporte sólido litoral, los puertos de Gandia, al norte, y de La Goleta (Oliva), al sur. Los efectos sobre la costa son distintos; mientras al norte el puerto de Gandia ejerce un efecto de barrera parcial permitiendo el paso de sedimentos desde barlomar a sotamar, aunque no en la totalidad de la capacidad de transporte del frente; al sur La Goleta (Oliva) igualmente es una barrera, pero por las formas en planta de la playa no se intuye que sea un riesgo para la estabilidad, es más importante el efecto de los martillos del dique y contradique generando playas abrigadas a ambos lados del puerto.

CONCLUSIONES

La costa entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) es una playa continua, salpicada por algunas desembocaduras que no cortan la linealidad del frente en gran medida; la playa se extiende al pie de un escarpe natural formado por un cordón dunar, pero dicho cordón no es continuo habiendo sido sustituido en algunos tramos por un paseo marítimo con sección en muro vertical.

El transporte sólido litoral del frente litoral se considera, habitualmente, de norte a sur, pero el estudio de la dinámica litoral señala una componente neta sur-norte, que es compatible con la evolución de la costa y el importante apoyo de las playas de Venecia y Rafalcaid en las obras del puerto; podemos establecer que este tramo es de transición realmente entre los dos sentidos, ya que no puede establecerse un limite exacto entre los dos, aquí conviven los dos y función del régimen medio anual del oleaje será la componente neta. Se establece un déficit sedimentario entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) de veinte mil metros cúbicos anuales (-20.000 m^3/año), valor al que se le ha supuesto la ejecución de las obras de ampliación del puerto de Gandia.

El riesgo más importante del frente es la presión urbanística, la ocupación del trasdós de la playa, a sotavento del cordón dunar/paseo marítimo, es casi total, la urbanización domina la costa salvo escasos espacios libres, pero amenazados según el planeamiento previsto. Este riesgo no se ha limitado a la ocupación de un espacio, en principio no de playa, pero en algunos frentes, como Piles, el desarrollo urbano ocupa la propia playa lo que justifica la anchura mínima de dicha playa frente al resto lo que añade un riesgo más a la playa de Piles.

Al mismo nivel de riesgo está la falta de alimentación natural, riesgo que afecta a la totalidad del litoral, y que podríamos considerar como principal problema para garantizar la sostenibilidad de las formas costeras actuales.

En relación a las propuestas de regeneración y acondicionamiento del borde litoral se proponen las siguientes:

Implantación de un ***Programa de Seguimiento*** del litoral entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva) con el objetivo de conocer mejor el funcionamiento del frente costero, cualificar y cuantificar los movimientos sedimentarios y evaluar la efectividad de las soluciones que se adopten, corrigiendo las mismas y adecuándolas a la realidad que se deduzca.

Recuperación del Medio Biótico Dunar con el objetivo de recuperar un espacio único y que garantiza una respuesta de la costa a los temporales. Los trabajos serían de regeneración del cordón dunar, desbroce de las especies invasoras y aloctonas, y plantación de especies autóctonas y propias de los sistemas dunares costeros; igualmente se ordenaran los accesos a la playa y adecuaran para que el impacto sobre el cordón dunar sea nulo. Los trabajos de refenreación se aplicaran tanto a los cordones actuales que ya forman parte del LIC dunas de la Safor, como de los que puedan recuperarse tanto por regeneración como por rescate.

Actuación en Cauces y que supondrá, entre otras, la recuperación del cauce del Serpis, tramo final, como Paisaje Protegido; dragado y adecuación sección de desagüe y desembocadura del Serpis; limpieza y adecuación sección desagüe del resto de cauces; automatización y motorización del sistema de compuertas de Acequia Vall Mare o Barranco de Benemis o Gola del Gat, y limpieza de la sección de los cauces en su trazado urbano; apoyándose en un Programa de Seguimiento se garantizaran las secciones de desagüe de los cauces en todo el frente.

Rescate del Dominio Público Marítimo-Terrestre, localmente se propone el rescate del Dominio Público; en las playas de Rafalcaid (Gandia), Daimus (Daimus), y Terranova y Burguera (Oliva). Entre rescate y retirada se propone la modificación de los accesos a las playas desde los paseos, suprimiendo puntos avanzados, como escaleras, y el avance del paseo marítimo de Bellreguard en forma de plaza semicircular.

Retirada Planeada, como opción se ha planteado la retirada planeada de parcelas aisladas que ocupan el cordón dunar, fundamentalmente en las playas de Rafalcaid y Daimus. Opcionalmente se ha propuesto la retirada de todo el frente litoral urbanizado, entendemos que de acometerse la retirada de primeras líneas debe ser conjuntamente de todas y nunca de forma parcial.

Alimentación Artificial, se propone la aportación de trescientos mil metros cúbicos de arena (**300.000 m³**) entre las playas de Guardamar y Piles, la propuesta se justifica por el déficit sedimentario establecido y con la finalidad de mantener las actuales condiciones de la playa, garantizando, hasta cierto punto, su sostenibilidad al tiempo que el posible exceso vertido puede ser fuente de alimentación de las formaciones dunares.

• ***Trasvases***, se propone la realización de trasvases de arenas dentro de la unidad litoral entre los puertos de Gandia y La Goleta (Oliva); las operaciones, apoyadas en el Programa de Seguimiento, consistirán en trasvases arenas de las zonas de superávit a las deficitarias, vertido de los productos de excavación en cauces; en todos los casos y especialmente en el último de los expuestos, deberá garantizarse la calidad ambiental de las arenas e idoneidad para su vertido en playas.

• ***Obras de Protección***. Como 2ª fase de algunas alternativas, incluso como 1ª Fase, se ha propuesto la ejecución de obras rígidas de sujeción para aumento del periodo de residencia de los aportes de arenas propuestas; la adopción siempre se adoptara en el caso de que se estime como necesario y como conclusión del programa de seguimiento.

1.3.4. LA ORDENACIÓN DEL FRENTE MARÍTIMO DE BURRIANA

J. Llin[1], J.M. Torner[2], P.Gorostiza[3]

1. División de Puertos, Aeropuertos y Costas, Generalitat Valenciana llin_jos@gva.es
2. División de Puertos, Aeropuertos y Costas, Generalitat Valenciana torner_jma@gva
3. AT División de Puertos, Aeropuertos y Costas, Generalitat Valenciana gorostiza_pablo@gva.es

INTRODUCCIÓN

La costa es un recurso frágil, finito, no deslocalizable y constituye un factor de singularidad que genera oportunidades excepcionales de actividad económica, por lo que su ocupación masiva por usos que generan escaso valor añadido, restan calidad y pueden tener una ubicación alternativa más adecuada, es un coste de oportunidad difícilmente asumible.

En Burriana, el ámbito situado a barlomar del puerto es conocido popularmente como El Arenal. Es un espacio singular por su situación y por su naturaleza, ya que en su mayor parte se trata de una potente cuña arenosa apoyada en el puerto producto del elevado dinamismo de este tramo de costa.

El Arenal ha estado al margen de los procesos urbanísticos pese a ser objeto, desde su adquisición por el Ayuntamiento en 1968, de numerosas iniciativas de diversa índole y estar recogido en el Plan General de Ordenación Urbana como sector de suelo urbanizable programado con una edificabilidad residencial asignada de cerca de 80.000 m^2 de techo. Actualmente, gran parte de este espacio está artificializado y ocupado por actividades residuales y poco adecuadas para un frente litoral urbano.

Durante las últimas décadas se ha consolidado una intensa demanda social sobre la conveniencia de que El Arenal se conserve como un espacio abierto y de carácter esencialmente público.

En este sentido, el Ayuntamiento pretende reducir sustancialmente la edificabilidad prevista en El Arenal por el Plan vigente con un cambio previsto en el uso, de residencial a terciario, al tiempo que la Conselleria de Infraestructuras, Territorio y Medio Ambiente de la Generalitat Valenciana trabaja en la planificación de este tramo de costa mediante la tramitación del Plan Especial "Parque Marítimo de la Playa del Arenal" y del Plan de Usos del puerto.

Se trata por tanto de una operación territorial que requiere de un enfoque integral sobre los aspectos naturales, funcionales y urbanos en el frente marítimo, teniendo en cuenta en cuenta los objetivos y las aspiraciones de los agentes sociales y Administraciones que confluyen en él, bajo ciertas premisas básicas.

El objetivo de esta comunicación es presentar las líneas fundamentales de las actuaciones que la Generalitat está impulsando en el frente marítimo de Burriana desde la perspectiva de su gestión.

CONTEXTO TERRITORIAL

En primer lugar es conveniente hacer referencia al contexto en el que se desarrollan las actuaciones, cuyo conocimiento es necesario para enmarcar y entender el conjunto de iniciativas que se están desarrollando en este ámbito.

Burriana se encuentra centrada en el arco costero conocido como óvalo valenciano, que se desarrolla a lo largo de aproximadamente 250 km entre el Delta del Ebro y el Cabo de la Nao, en Denia (Alicante). En concreto se encuentra en la unidad que definen los puertos de Castellón y Sagunto; Burriana, con una población de aproximadamente 35.000 habitantes, es claramente el municipio

más importante de esta franja costera. Se sitúa a algo más de 15 km de Castellón de la Plana y a unos 60 km de Valencia.

La unidad Castellón - Sagunto es un tramo de costa de acumulación, formada fundamentalmente por gravas, de aproximadamente 40 km de longitud, extremadamente dinámico desde el punto de vista sedimentario y con un elevado grado de artificialización (véase Figura 1). La complejidad de la problemática que plantea la gestión de su borde costero ha llevado al Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (MARM) a evaluar las posibles alternativas de actuación en la unidad a través de un estudio específico, actualmente en redacción.

En este sentido, el puerto de Burriana proporciona una de las imágenes paradigmáticas de los acusados cambios que en este tipo de costas genera la implantación de infraestructuras que interfieren el transporte sólido litoral.



Figura 1. Puerto de Burriana y artificialización del borde costero

La plana litoral en este tramo de costa conserva buena parte de los humedales costeros que se sucedían a lo largo del óvalo valenciano, y que actualmente se alternan con terrenos destinados a la agricultura.

A lo largo de los 40 km de desarrollo de la unidad, estos humedales drenan al mar en 35 puntos, a los que hay que añadir el resto de vertidos (por ej. tuberías o emisarios). Esta circunstancia unida a la situación descrita anteriormente (artificialización de la costa), pese a no interferir fuertemente en los parámetros objetivos de calidad de las aguas de baño, no favorece la percepción de este espacio como una alternativa turística de sol y playa atractiva.

No obstante, esta situación no ha sido obstáculo para la proliferación de desarrollos inmobiliarios, fundamentalmente en esta última década. De acuerdo con la Estrategia Territorial de la Comunitat Valenciana, en el área funcional de Castellón, a la que pertenece esta zona, el suelo artificial se ha duplicado en los últimos 20 años.

Por otra parte, sobre este ámbito existe un buen número de planes y proyectos públicos de diferentes rangos y escalas (véase Figura 2): la mencionada Estrategia Territorial de la Comunitat Valenciana (ETCV) – ya aprobada-, diversos planes de acción territorial (PATs) en tramitación (PAT del litoral, PAT del Entorno

de Castellón), la revisión del Plan General de Ordenación Urbana de Burriana, las previsiones del MARM en desarrollo de la Estrategia para la Sostenibilidad de la Costa para establecer una estrategia de gestión del Dominio Público Marítimo Terrestre en todo el tramo y diversos proyectos concretos para regenerar y mejorar las condiciones de uso público en la costa sur de Burriana.



Figura 2. Previsiones en el Área Funcional de Castellón. ETCV.

Así mismo, en este ámbito hay un buen número de iniciativas privadas, vinculadas fundamentalmente a los desarrollos inmobiliarios anteriormente mencionados, para dotar a la zona de cierto valor añadido mediante oferta complementaria al sol y playa. Entre estas, hay dos iniciativas para construir nuevas marinas deportivas tanto al norte como al sur de Burriana, cuya viabilidad está condicionada por factores ambientales y ligados a la dinámica litoral.

Pese a esta concentración de proyectos, ninguno de ellos aborda la ordenación del frente litoral de Burriana mediante determinaciones concretas. En este contexto, la Generalitat Valenciana inició hace aproximadamente cuatro años los trabajos para ordenar el frente marítimo de Burriana con la contratación de una asistencia técnica a la empresa Proes.

EL FRENTE MARÍTIMO DE BURRIANA: ELEMENTOS Y PREMISAS DE ACTUACIÓN

El frente marítimo urbano de Burriana tiene una longitud de 2,8 km. Sus principales elementos son los siguientes (véase Figura 3):

- El grao, núcleo costero de Burriana;
- El puerto, que es el único entre Sagunto y Castellón de la plana; y
- El Arenal, que es la cuña arenosa generada a barlomar del puerto, de propiedad municipal en su mayor parte desde 1968, y sobre la que el plan general prevé la materialización de 80.000 m^2 de techo edificable.



Figura 3. Ortofoto del ámbito de actuación

El Puerto de Burriana es una instalación de titularidad autonómica, y aglutina servicios que se consideran estructurantes para el sistema portuario valenciano, manteniendo unos niveles de actividad relativamente altos vinculados a la actividad pesquera, a la reparación naval y a la náutica de recreo, entre otros. Por otro lado, la ausencia de los correspondientes documentos de planificación para el puerto ha generado desencuentros puntuales con el Ayuntamiento en la concesión de licencias de actividad.

El Arenal, por su parte, está entre los espacios costeros que reúnen mejores cualidades para su uso público en la unidad puerto de Castellón – Puerto de Sagunto. Tal como se ha explicado en la introducción, El Arenal se ha mantenido al margen de los procesos urbanísticos pese a que, desde su adquisición por el Ayuntamiento en 1968, han gravitado sobre él numerosas y variopintas iniciativas, incluyendo un parque temático. Durante estos 40 años, mientras los sucesivos gobiernos locales no lo han tenido claro a la hora de desarrollar ninguno de los anteriores proyectos, se ha consolidado una intensa demanda social sobre la conveniencia de que El Arenal se conserve como un espacio abierto y de carácter esencialmente público que ha favorecido que permanezca libre de ocupaciones.

Actualmente, la situación del frente marítimo de Burriana está muy influida por el aislamiento de sus principales elementos (grao, puerto y arenal). La mayor parte del espacio está artificializado, se trata de un entorno urbano, sin que la transición entre ellos esté adecuadamente resuelta.

En consecuencia, proliferan usos residuales, poco adecuados para un frente urbano litoral de la calidad de El Arenal, y en ocasiones escasamente compatibles con los relacionados con el uso y disfrute del Dominio Público, especialmente en el espacio situado entre el puerto y el arenal. Efectivamente, un recorrido por los bordes del puerto permite observar situaciones que ilustran esta realidad; entre otras, duplicidad de viales, empleo poco eficiente del espacio u ocupación de espacios vacantes por usos residuales (véase Figura 4).

Actualmente la actividad vinculada al turismo y al ocio, salvo por la celebración puntual de determinados eventos, es débil.



Figura 4. Empleo poco eficiente del espacio y usos residuales en el frente marítimo

Así las cosas, al tiempo que la Generalitat Valenciana iniciaba sus estudios, el Ayuntamiento inició los trámites previos a la revisión de su Plan General de Ordenación Urbana con la previsión de reducir a la mitad la edificabilidad eliminando los usos residenciales del sector.

Así las cosas, el planteamiento de la Generalitat para abordar la ordenación del ámbito de El Arenal se realiza bajo las siguientes premisas:

- Atender la demanda social, manteniendo el carácter de espacio libre y esencialmente público de El Arenal mediante un parque marítimo;
- Generar actividad económica en torno a la implantación de usos terciarios;
- Impulsar la regeneración del tejido urbano, especialmente en el grao y el frente portuario;
- Consolidar la actividad en el puerto proporcionando un marco estable para comunidad portuaria y administraciones, y estableciendo unas previsiones de desarrollo y unos usos de borde compatibles con el resto de objetivos; y
- Garantizar el desarrollo del proyecto incorporando las nuevas previsiones del planeamiento e incorporando el proyecto al propio planeamiento;

En definitiva un planteamiento muy ambicioso para proporcionar una imagen diferenciada a Burriana, intentar recabar el apoyo de todas las administraciones e ilusionar a la sociedad.

PROCESO DE CONCERTACIÓN Y PROPUESTA DE ACTUACIÓN

Recién iniciados los trabajos se entablaron una serie de contactos con el Ayuntamiento y con el Servicio Provincial de Costas en Castellón (MARM) con el fin de concertar las actuaciones a planificar. De aquellas que figuraban entre las bases de partida para alcanzar los objetivos establecidos hubo tres que requirieron un esfuerzo de concertación mayor (véase Figura 5):

- La reserva para una instalación náutica de recreo, tomando parte de los terrenos municipales del arenal, como elemento que garantiza una transición idónea entre los usos recreativos y terciarios propuestos para el propio Arenal y los usos portuarios, proporcionando además una reserva para ampliar la capacidad náutica del tramo de costa Castellón – Sagunto en el medio y largo plazo, minimizando los efectos potenciales sobre el medio ambiente y, en particular, sobre la dinámica litoral
- La extensión del ámbito de actuación, con un vial en Dominio Público y edificios de siete plantas con numerosas viviendas afectadas por la Servidumbre de Tránsito que, por un lado, hacían difícilmente conciliables las posturas de las Administraciones Local y Central y, por otro, desbordaban la operación por las implicaciones urbanísticas que suponía asumir; y
- La necesidad de reubicar fuera del sector determinados usos residenciales existentes en el arenal, para lo cual se redactó el correspondiente instrumento urbanístico;



Figura 5. Principales puntos de fricción en la concertación del Plan

Finalmente se alcanzó una solución de compromiso en la que se acordaba:

- Contemplar una reserva mínima para usos náuticos que garantizase la viabilidad de una hipotética instalación. La ejecución de la dársena permitirá reincorporar previsiblemente al circuito sedimentario una parte significativa de las arenas que se obtengan del dragado de la dársena;

- Redelimitar el ámbito de actuación, dejando diferida la ordenación del sector situado al norte;
- Reubicar los usos residenciales existentes dentro del sector, puesto que no pudo alcanzarse un consenso que permitiese hacer viable la operación

Para poder abordar el desarrollo de la actuación se acordó la conveniencia de tramitar y aprobar los siguientes instrumentos de planificación:

- Un Plan de Ordenación de los Espacios Portuarios para el puerto de Burriana que tiene entre sus objetivos básicos en este caso establecer una nueva zonificación del puerto y una reserva de suelo para usos náuticos deportivos;
- Un Plan Especial que regule la ordenación del frente marítimo, incluidas las zonas de contacto ciudad puerto; y
- Una modificación del planeamiento que le permitiese al ayuntamiento transferir los 40.000 m^2 de techo residencial a otro sector del municipio;

Los dos primeros instrumentos debe redactarlos y tramitarlos la Generalitat Valenciana, mientras la modificación del Plan General de Ordenación Urbana corresponde al Ayuntamiento.

El calado del proyecto hace prever un recorrido temporal hasta su completa ejecución tal, que sólo una óptima coordinación sostenida de las actuaciones de todas las Administraciones Públicas puede permitir actuar integrando los objetivos del proyecto. Por ello, ambas administraciones han estimado necesaria la suscripción de un Protocolo General de Colaboración para impulsar el desarrollo de los anteriores instrumentos que permita, a su vez, la incorporación de otras administraciones y ampare la suscripción de convenios particulares para la ejecución de actuaciones concretas. El protocolo, que establece como mecanismo de coordinación una comisión mixta de seguimiento de los trabajos, se firmó finalmente en Burriana en marzo del pasado año.

Barajadas diferentes alternativas, la propuesta de actuación recogida en la versión preliminar de la ordenación es la siguiente (véase Figura 6):



Figura 6. Propuesta de actuación. Versión preliminar del Plan.

En ella se prevé:

- Una nueva zona náutica de recreo de tamaño medio con capacidad para cerca de 300 embarcaciones de esloras de entre 10 y 20 m asociada a la mayor parte de usos terciarios;
- La reurbanización de la avenida del mediterráneo, que separa actualmente el frente marítimo del tejido urbano, y su conversión a bulevar;
- El parque marítimo de El Arenal, que ocupa la mayor parte del espacio;

- La previsión para equipamientos municipales; y
- Una nueva ordenación para la playa, el borde costero y los servicios de temporada;

El Plan Especial recoge previsiones de programación y gestión para su desarrollo. En ellas se prevé la participación de la iniciativa privada tanto en el desarrollo de las instalaciones asociadas al puerto, como en el del terciario hotelero y comercial asociado a El Arenal, de modo que gran parte de las actuaciones pueden ser desarrolladas mediante cargas urbanísticas y de compensación por concesiones.

Así las cosas, la Generalitat, mediante inversiones público / privadas, desarrollaría las siguientes actuaciones:

- La reordenación del frente marítimo portuario;
- La instalación náutica; y
- Las infraestructuras portuarias.

El ayuntamiento mediante inversiones público /privadas, desarrollaría las siguientes actuaciones:

- El terciario comercial y hotelero, pudiendo vender el aprovechamiento previa enajenación de los terrenos o realizar cesiones de suelo a 99 años, y las cargas urbanísticas asociadas;
- El parque marítimo; y
- Los equipamientos previstos.

El Ministerio, por su parte, tendría bajo su competencia las actuaciones relacionadas con:

- El acondicionamiento y uso de la playa;
- La mejora del borde costero; y
- Las actuaciones relacionadas con la gestión recursos de los recursos sediment rios en esta unidad costera

CONCLUSIÓN

Como principales conclusiones de la comunicación cabe destacar las siguientes:

- Existe una necesidad de recualificar la costa entre Castellón y Sagunto para responder a los cambios que se están produciendo en ella, anticipando una respuesta global que permita explotar racionalmente sus atributos y evite situaciones sobrevenidas (actuaciones y planificaciones desafortunadas) que incrementen la gravedad de los problemas existentes;
- La actuación planteada se ha concebido bajo una perspectiva que, si bien ha reducido el ámbito de actuación inicialmente planteado, es amplia e integradora;
- El conjunto de iniciativas constituye un ejemplo de como aprovechar una infraestructura existente en la costa, traduciendo sus parte de los efectos negativos que ha generado en una gran oportunidad para Burriana y su entorno;
- Esta oportunidad es posible porque, entre otros factores, se ha realizado un gran esfuerzo de concertación sobre las actuaciones a realizar, que ha permitido alcanzar un consenso sobre la ordenación del frente marítimo después de 40 años de iniciativas frustradas;
- Cabe destacar también la importancia de integrar las actuaciones en el planeamiento urbanístico y territorial de modo que este sirva como marco básico para su futuro desarrollo; y
- Por último, si bien actualmente el PUEP está ya aprobado y los instrumentos urbanísticos se encuentran en tramitación, tan sólo nos encontramos en el punto de partida de un proceso de largo plazo para materializar las previsiones establecidas en la ordenación del frente marítimo de Burriana.

1.4 INTERACCIÓN ENTRE LOS SISTEMAS FLUVIALES Y COSTEROS

1.4.1. ONDAS DE ARENA EN COSTAS CURVILÍNEAS. APLICACIÓN AL SISTEMA LITORAL DE DOÑANA

A. López-Ruiz[1], M. Ortega-Sánchez[1], A. Baquerizo[1], M. Á. Losada1

1. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Centro Andaluz de Medio Ambiente. Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. alopezruiz@ugr.es, miguelos@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

Las ondas de arena son suaves ondulaciones que se observan en determinadas líneas de costa arenosas y que suelen presentar una longitud de onda de entre 10 y 1000 m y una amplitud de aproximadamente la décima parte de la longitud de onda. Pueden presentar un carácter efímero, como las observadas en la flecha de El Puntal en Santander (Medellín et al. 2008), o permanente como las descritas en la flecha de Doñana situada en la desembocadura del Guadalquivir (López-Ruiz et al. 2011). Por otra parte, estas ondas están presentes tanto en tramos de costa rectilíneos (Figura 1) como curvilíneos (Figura 2).



Figura 1. Ondas de arena en una línea de costa rectilínea en Torrox-Costa, Málaga.



Figura 2. Ejemplos de ondas de arena en costas curvilíneas de flechas litorales: Isla de Sylt (Alemania), Cabo Lookout (EEUU), Arçay (Francia) y Sandy Hook (EEUU).

Aunque el origen de estas morfologías sigue en estudio, en la última década se ha extendido la teoría desarrollada por Ashton et al. (2001), Falqués (2003) y Ashton y Murray (2006a,b) de la inestabilidad del transporte longitudinal de sedimentos generada por la incidencia de un oleaje muy oblicuo (High angle wave instability). Sin embargo, en líneas de costa con gran curvatura como las observadas en flechas litorales (Figura 2), los procesos de transformación del oleaje derivados del brusco cambio de alineación media de la playa producen gradientes energéticos a lo largo de la línea de costa que pueden ser los responsables de la formación de las ondas de arena. Estos gradientes energéticos han sido obtenidos tras la propagación de oleaje con el modelo REF-DIF (Kirby y Dalrymple, 1983) sobre una batimetría cónica de pequeño radio de curvatura como la presente en los frentes de avance de flechas, observando zonas de concentración de energía en la transición entre el tramo de costa rectilíneo y el curvilíneo (Figura 3). Estos gradientes de energía a lo largo de la línea de costa provocan que exista una variación de la anchura de la zona de rompientes a lo largo de la playa.

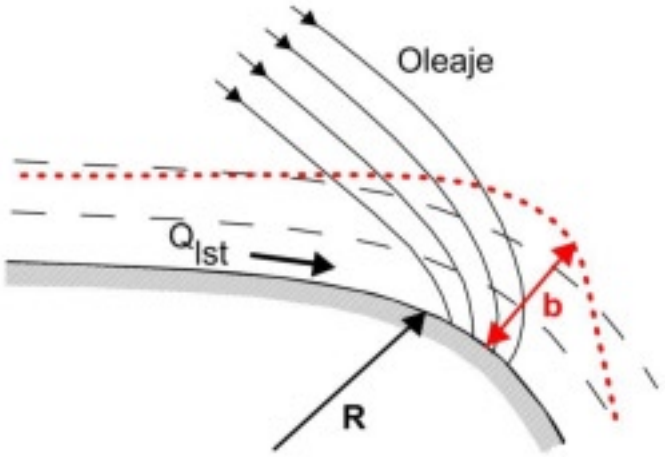


Figura 3. Esquema del patrón de concentración de energía y la variación de la anchura de la zona de rompientes (b) obtenidos para frentes de avance de flechas litorales con batimetrías cónicas de pequeño radio de curvatura.

La influencia de la curvatura de la línea de costa en las condiciones del oleaje y las variaciones de energía en la costa que estas provocan han sido estudiadas por otros autores. Pocinki (1950) estudió la refracción del oleaje sobre una isla circular de batimetría paralela (Isla de Pocinki) describiendo la geometría de los rayos en su propagación hacia la costa, y mostando que la propagación del oleaje sobre batimetrías curvilíneas produce zonas de concentración y divergencia de energía a lo largo de la costa. Observó que se produce una concentración de rayos en la zona de costa más cercana a la dirección de procedencia del oleaje, y una divergencia en la opuesta generando así un gradiente en la anchura de la zona de rompientes a lo largo de la línea de costa.

Por otro lado, el estudio teórico y experimental de Petersen et al. (2008) analizó la forma, las dimensiones y la tasa de crecimiento de una flecha litoral. En él se consideró el caso idealizado de una flecha creciendo sin cambios de forma bajo un oleaje constante. Los resultados experimentales muestran que durante el desarrollo de la flecha la línea de costa va adquiriendo un carácter ondulatorio similar al observado en la Figura 2. Con el paso del tiempo, estas ondulaciones se hacen más pronunciadas hasta que sobrepasan la punta de la flecha. Asimismo, realizaron propagaciones con el modelo bidimensional (integrado en profundidad) MIKE 21 desarrollado por DHI para caracterizar el oleaje la hidrodinámica y el transporte de sedimentos a lo largo de la flecha. Por otro lado, en este trabajo también se propone la anchura de la zona de rompientes como magnitud para el estudio de la variación de las condiciones energéticas a lo largo de la línea de costa. A pesar

de estos estudios numéricos y experimentales, los procesos físicos responsables de la formación de las ondas de arena no fueron estudiados en detalle.

Para el estudio de estos procesos, este trabajo se centra en las ondas de arena presentes en la flecha de Doñana, situada en la desembocadura del río Guadalquivir (Figura 4). A partir de la observación de imágenes aéreas en los últimos 50 años, se observa que aunque estas ondulaciones están siempre presentes, van modificando su forma y posición a lo largo del tiempo. El oleaje predominante de la zona presenta cierta oblicuidad, aunque el más energético, y por tanto responsable de mayores cambios en la línea de costa, es normal a la alineación media de la flecha (Figura 4).

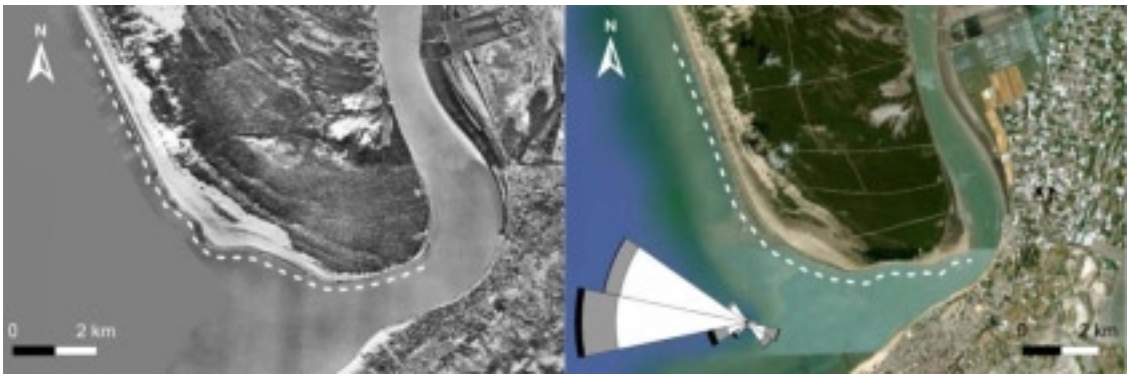


Figura 4. Imágenes aéreas de la flecha de Doñana en 1956 (izquierda) y 2008 (derecha). En esta última se muestra la rosa de oleaje registrada para la zona de estudio (Punto WASA14718).

El objetivo fundamental de este trabajo es establecer un modelo para la formación de ondas de arena en tramos de costa curvilíneos como los presentes en los frentes de avance de flechas litorales que tenga en cuenta la variación longitudinal de las condiciones energéticas a través de la variación de la anchura de la zona de rompientes.

METODOLOGÍA

La metodología empleada para la definición del modelo de evolución de las ondas de arena tiene dos fases fundamentales: (1) obtención de una expresión para el transporte longitudinal de sedimentos expresada en función de la anchura de la zona de rompientes y que tenga en cuenta la curvatura de la línea de costa, y (2) obtención de la expresión del modelo de una línea utilizado para estudiar la evolución de las ondas de arena en la flecha litoral de Doñana.

Transporte longitudinal de sedimentos

El esquema general del problema se muestra en la Figura 5. Para incluir la variación de la anchura de la zona de rompientes se consideran las siguientes hipótesis: (1) batimetría de pendiente constante $tan\beta$ y paralela en la zona de rompientes; (2) la velocidad de las partículas en el fondo u_m, altura de ola H, granulometría del sedimento D_{50}, tensor de radiación S_{sy}, flujo de energía Ec_g y corriente longitudinal son funciones continuas de derivada continua que decrecen monótonamente hacia la costa, estimadas mediante teoría lineal (Dean y Dalrymple, 2001); (3) zona de rompientes saturada, en la que se aplica la ley de Snell y (4) efecto de la difusión turbulenta despreciable. La expresión del transporte longitudinal de sedimentos es una modificación de la fórmula definida por Inman y Bagnold (1963):

$$S_{lst} = \frac{K}{(\rho_s - \rho)g(1-p)} Ec_g \cos\theta \frac{V}{u_m}$$

Siendo ρ_s y ρ las densidades de las partículas sólidas y del agua respectivamente, p la porosidad del sedimento $\theta = \alpha + \phi$ y en ángulo entre los frentes del oleaje y la línea de costa.

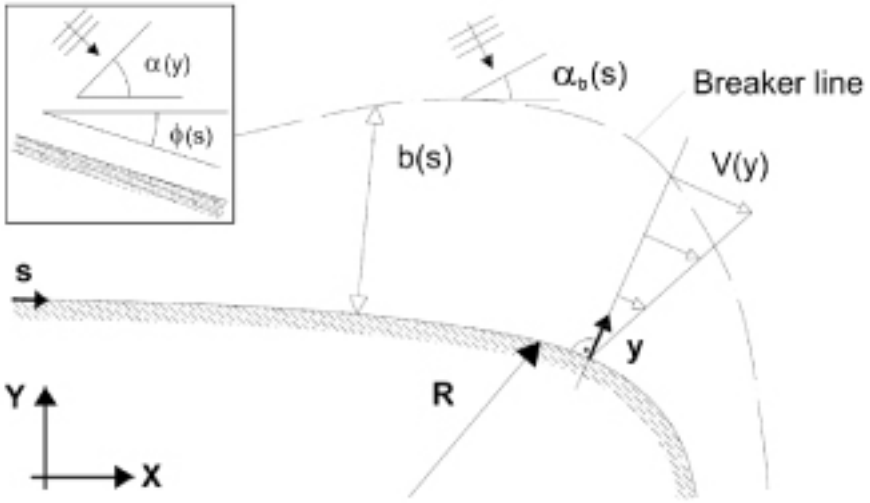


Figura 5: esquema general del problema y definición de variables

Esta fórmula es expresada en función de la anchura de la zona de rompientes b y promediada a lo largo de la zona de rompientes para obtener la expresión modificada de Inman y Bagnold (1963) que es utilizada para la definición del modelo de una línea:

$$Q(s) = \frac{1}{b(s)} \int_0^{b(s)} S_{lst}(s,y)dy = P_1\big(b(s)\big)\cos\big(2\phi(s)\big) + P_2\big(b(s)\big)\sin(2\phi(s))$$

En esta expresión P_1 y P_2 son expresiones polinómicas que tienen en cuenta la variación de la anchura de la zona de rompientes y el ángulo del oleaje en rotura, mientras que las funciones sinusoidales contemplan la variación del ángulo de la línea de costa.

Modelo de una línea

Para la definición del modelo de una línea se aplica la ecuación de conservación del sedimento a la expresión obtenida para el transporte longitudinal de sedimentos:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = -\frac{1}{D}\frac{\partial Q}{\partial s} = -\frac{1}{D}\left[(P_2\cos(2\phi) - P_1\sin(2\phi))\frac{\partial \phi}{\partial s} + \left(\frac{\partial P_1}{\partial b}\cos(2\phi) + \frac{\partial P_2}{\partial b}\sin(2\phi)\right)\frac{\partial b}{\partial s}\right]$$

Donde η representa la línea de costa y D la profundidad de cierra. La primera parte del lado derecho de la ecuación considera la curvatura de la línea de costa, mientras que la segunda parte tiene en cuenta la variación longitudinal de las condiciones energéticas. La posición de la línea de costa para cada paso temporal es obtenida con esta ecuación, dados los parámetros del oleaje definidos en la sección anterior.

APLICACIÓN A LA FLECHA LITORAL DE DOÑANA

Para la aplicación de esta metodología a la zona de estudio, se ha definido un tramo litoral con una alineación recta seguida de un tramo circular (Figura 6), con una anchura variable de la zona de rompientes de acuerdo con las dimensiones del frente de la flecha de Doñana. La pendiente de la zona de rompientes es $tan\beta$ =0.004 y el tamaño del sedimento es D_{50}=0.17 mm.

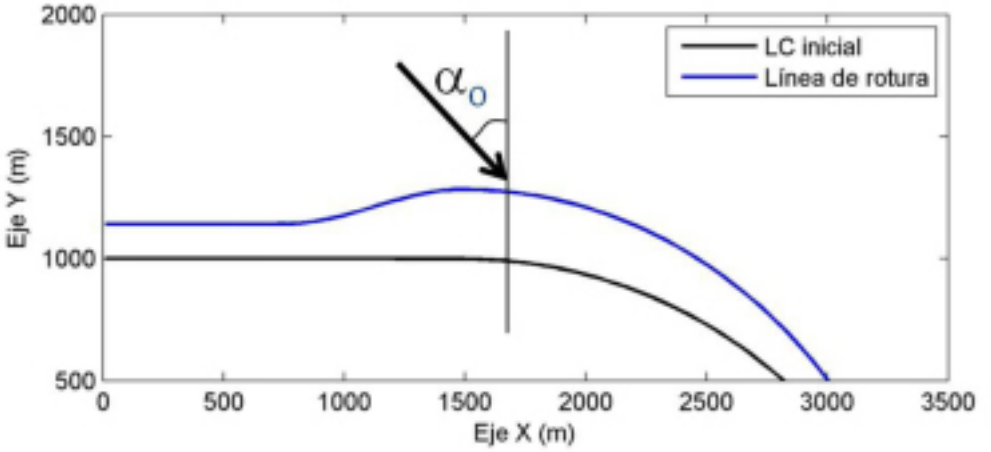


Figura 6. Caracterización de la zona de estudio y definición del ángulo del oleaje.

Por otra parte, las imágenes aéreas disponibles desde 1956 muestran que las ondas de arena de la flecha de Doñana parecen estar siempre presentes, por lo que su generación y evolución no está ligada al paso de un solo temporal. Por ello, y dadas las dimensiones de la zona de estudio y el gran volumen de sedimento a movilizar, se ha realizado una simulación de la línea de costa mediante la ecuación obtenida anteriormente con 10 ciclos de tormentas y calmas, necesarios para la obtención de ondas de dimensiones similares a las observadas. Las condiciones del oleaje durante cada calma y tormenta se han mantenido constantes.

Se ha escogido una altura de ola significante característica para eventos de tormenta de aproximadamente 3.5 m, sólo superada el 5% de los estados de mar según los datos de oleaje del punto WASA14718 (Puertos del Estado, Ministerio de Fomento), y de 1 m para condiciones energéticas medias. El periodo de pico del oleaje es de 12 s y 8 s respectivamente, mientras que el ángulo de incidencia en profundidades indefinidas es de α_0=55° y α_0 =0°. Esta última dirección se corresponde con el oleaje predominante en la zona (Figura 4). Estos valores son representativos del oleaje generado durante el paso de las borrascas sudatlánticas por el Golfo de Cádiz y los intervalos de calma intermedios. Los temporales se han definido con una duración de unos 7 días, mientras que los periodos de condiciones medias se han establecido con una duración de unos 150 días. La combinación elegida de condiciones de clima marítimo y de duración de los eventos es una de las posibles tras estudiar los datos del punto WASA, aunque pueden existir otras con las que se llegue a una morfología costera similar. Por ejemplo, oleajes menos energéticos podrían llegar a provocar una configuración final similar, pero su duración debería ser demasiado elevada.

Los resultados obtenidos tras el paso del quinto ciclo de tormentas y calmas se muestran en la Figura 7. Se observa la formación de una ondulación de la línea de costa con una longitud de onda de unos 1200 m y una amplitud de 150 m.

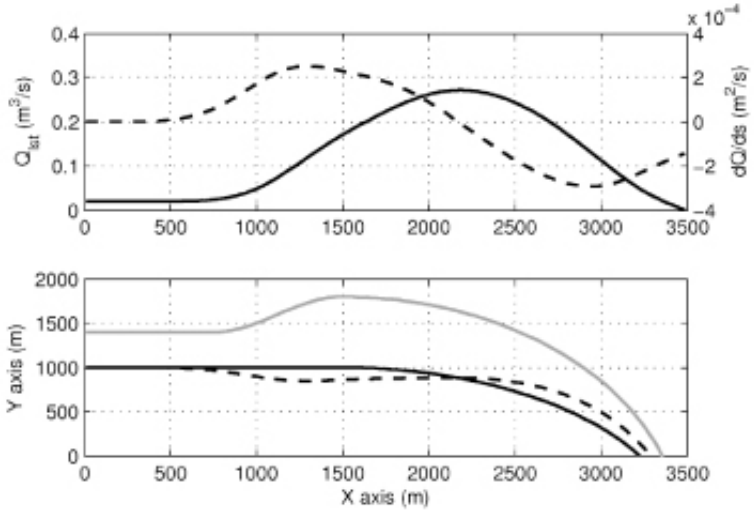


Figura 7. Resultados tras el paso del quinto ciclo de tormenta-calma. En la parte superior se observa el transporte longitudinal de sedimentos (línea continua) y su derivada (línea discontinua). En la parte inferior se muestra la línea de costa inicial (negro), la obtenida (discontinuo) y la línea de rotura (gris).

En el estado final de la simulación (Figura 8) se observa la presencia de dos ondas de arena con longitudes de onda de unos 700 m, mientras que la amplitud de estas morfologías se mantiene en unos 150 m. Estas dimensiones se corresponden aproximadamente con las observadas en la flecha de Doñana.

Por otra parte, en la Figura 8 se observa también un crecimiento longitudinal neto de la flecha litoral. En este caso, el crecimiento obtenido es mayor que el observado debido a que en este estudio se han despreciado los efectos tanto de la marea como de las descargas del río Guadalquivir.

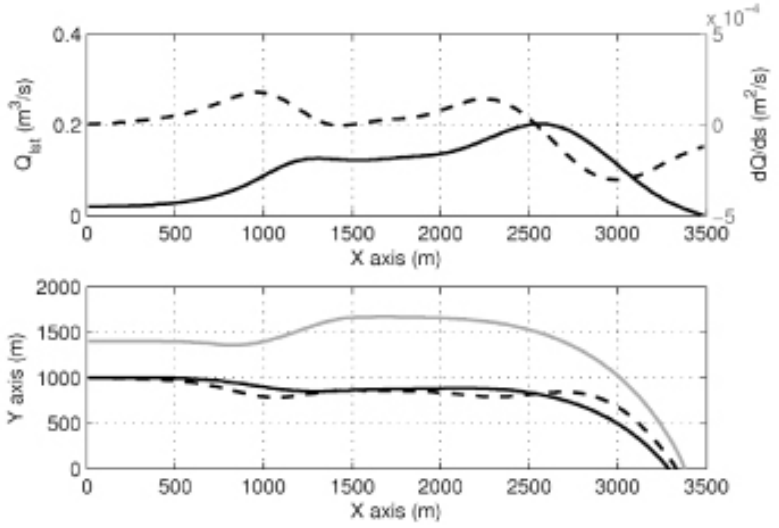


Figura 8. Resultados finales de la simulación. En la parte superior se observa el transporte longitudinal de sedimentos (línea continua) y su derivada (línea discontinua). En la parte inferior se muestra la línea de costa inicial (negro), la obtenida (discontinuo) y la línea de rotura (gris).

CONCLUSIONES

Este trabajo propone la aplicación de un modelo de una línea para el estudio de la formación y evolución de ondas de arena en costas curvilíneas como las observadas en la flecha de Doñana. El modelo ha sido definido a partir de una expresión del transporte longitudinal de sedimentos modificada a partir de la definida por Inman y Bagnold (1963). Las principales conclusiones obtenidas son:

1. La formulación del transporte longitudinal de sedimentos obtenida tiene en cuenta la variación de la anchura de la zona de rompientes (y por tanto de las condiciones energéticas) y de la curvatura de la costa a lo largo de ella. Estos gradientes se observan en zonas como los frentes de avance de flechas litorales.
2. Los resultados obtenidos tras la aplicación del modelo muestran longitudes de onda y amplitudes simulares a las observadas en la zona de estudio, por lo que parece reproducir correctamente los procesos físicos involucrados en la formación y desarrollo de las ondas de arena debidos a los procesos de transformación del oleaje en presencia de una batimetría cónica de pequeño radio de curvatura.
3. Tras la simulación de los ciclos de tormentas y calmas definidos, se observa un crecimiento neto de la flecha de Doñana. Este crecimiento parece ser más rápido que el real, debido a que se ha despreciado el efecto de la marea y descargas del río Guadalquivir que lo limitan.
4. El mecanismo descrito para la formación de ondas de arena puede ser complementario a otros estudios como el de la inestabilidad del transporte de sedimentos. En zonas donde haya poca oblicuidad, la formación de ondas debidas al mecanismo aquí descrito puede provocar un cambio de alineación suficiente como para que el mecanismo de inestabilidad entre en funcionamiento. Por otro lado, en zonas con oleaje muy oblicuo, las ondas formadas

por inestabilidad pueden crear la curvatura suficiente como para que el mecanismo estudiado comience a actuar.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación (CTM2009-10520/MAR) y la Junta de Andalucía (P09-TEP-4630). El primer autor ha sido financiado a través del programa FPU del Ministerio de Educación (AP2009-2984).

REFERENCIAS

Ashton, A.; Murray, A. B. (2006a): High angle wave instability and emergent shoreline shapes: 1. Modeling of sand waves, flying spits, and capes. In: Journal of Geophysical Research, Vol. 111, F04011, doi: 10.1029/2005JF000422

Ashton, A.; Murray, A. B. (2006b): High angle wave instability and emergent shoreline shapes: 1. Wave climate analysis and comparisons to nature. In: Journal of Geophysical Research, Vol. 111, F04012, doi: 10.1029/2005JF000423.

Ashton, A.; Murray, A. B.; Arnoult, O. (2001): Formation of coastline features by large-scale instabilities induced by high–angle waves. In: Nature, Vol. 414, pp 296-300.

Falqués, A. (2003): On the diffusivity in coastline dynamics. In: Geophysical Research Letters, 30(21), 1-5. doi:10.1029/2003GL017760

Dean, R. G..; Dalrymple, R. A. (2001): Coastal processes with engineering applications. Cambridge University Press, ISBN 978-0521602754.

Inman, D. L..; Bagnold, R. A. (1963): Littoral processes. In: The sea. Volume 3. Wiley-Interscience, New York.

Kirby, J.; Dalrymple, R. (1983): A parabolic equation for the combined refraction-diffraction of Stokes waves by mild varying topography. In: Journal of Fluid Mechanics, Vol. 136, pp 543-566.

López-Ruiz, A; Ortega-Sánchez, M.; Baquerizo, A; Losada, M. (2011): Shoreline undulations on curvilinear coasts. Submitted to Geomorphology. Manuscript Number GEOMOR - 2984

Petersen, D.; Deigaard, R.; Fredsøe, J. (2008): Modeling the morphology of sandy spits. In: Coastal Engineering, Vol. 55, pp 671-684.

Pocinki, L. S. (1950): The application of conformal transformations to ocean wave refraction problems. In: Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 31, pp 856-860.

1.4.3. SEGUIMIENTO HIDROLÓGICO ESPACIO-TEMPORAL DE LA PLUMA DE TURBIDEZ CAUSADA DURANTE UN DRAGADO OFF-SHORE

J. Román-Sierra[1], M. Navarro[2], J.J. Muñoz-Pérez[1], G. Gómez[1], A. de la Casa[1], L. Fages[1], A. Carmona[1], F. González[3]

1. Demarcación de Costas Andalucía Atlántico (MMARM). C/ Marianista Cubillo, 7, 11008, Cádiz. jroman.costas@gmail.com
2. Departamento de Física Aplicada. Facultad de Ciencias del Mar y Ambientales. Universidad de Cádiz. Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real (Cádiz).
3. Departamento de Medio Marino. Tecnoambiente. C/Newton, 15, E, 11407 Jerez Fra. (Cádiz).

INTRODUCCIÓN

Durante los últimos dos años la costa española ha sufrido el implacable azote de grandes temporales acompañados de olas de más de 10 metros de altura y rachas de viento superiores a los 100 Km/h. Esto ha propiciado la irremediable erosión de playas y dunas litorales con la consiguiente recesión de la línea de costa. En el caso de la provincia de Cádiz, estos efectos se han puesto de manifiesto en varias playas de su litoral: punta Montijo (Chipiona), punta Candor (Rota), punta de los Saboneses (El Puerto), playa de Camposoto (San Fernando), playa La Barrosa (Chiclana) o en la misma playa Victoria (Cádiz). Dicho litoral presenta una gran variedad de problemas de gestión costera y de ingeniería, a veces de difícil solución (Gómez Pina et al. 2006). Consecuentemente, debido algunas veces a motivos de seguridad ciudadana y otras dada la gran importancia del sector turístico en la provincia de Cádiz, la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, a través de la Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico, ha tenido que intervenir para salvaguardar el buen estado de las playas y línea de costa para el uso y disfrute de los ciudadanos. En este sentido, algunas de las diversas actuaciones que ha desarrollado esta Dirección General, han consistido en la aportación de arenas de excelente calidad a las playas más necesitadas, basándose en criterios sociales, técnicos, ambientales, económicos y sobre todo, de seguridad (Muñoz Pérez y otros, 2000).

En base a esta demanda de restituir la arena en las playas, se hace necesaria la búsqueda de fuentes de arenas aptas para regeneraciones de playa, tanto de índole marina, como fluvial o terrestre. Para el caso que nos ocupa, se ha seleccionado una actuación que la Dirección General ha realizado recientemente en el litoral de la provincia de Cádiz: "Proyecto de explotación de un banco de arena submarino, para la posterior realimentación de las playas de La Barrosa, Camposoto y La Victoria, todas ellas localizadas en la provincia de Cádiz".

La zona de estudio se encuentra sobre el yacimiento arenoso denominado Placer de Meca, situada al oeste del Cabo de Trafalgar, sobre la plataforma continental que se extiende frente a la costa occidental de Cádiz. Esta zona de la costa atlántica española, incluida dentro del Golfo de Cádiz, forma parte de la entrada occidental del Estrecho de Gibraltar (Figura 1).



Figura 1. Localización del área de estudio

La búsqueda bibliográfica y el análisis de datos de campo y fotografías aéreas a lo largo del último medio siglo, han determinado una tasa de recesión máxima de la línea de costa de aproximadamente 1 metro lineal por año en algunos de los puntos de la costa de la provincia de Cádiz (Muñoz-Pérez y Enríquez, 1998) y hasta 2 metros lineales en la costa de Vejer de la Frontera, concretamente en la playa de El Palmar (Figura 2).

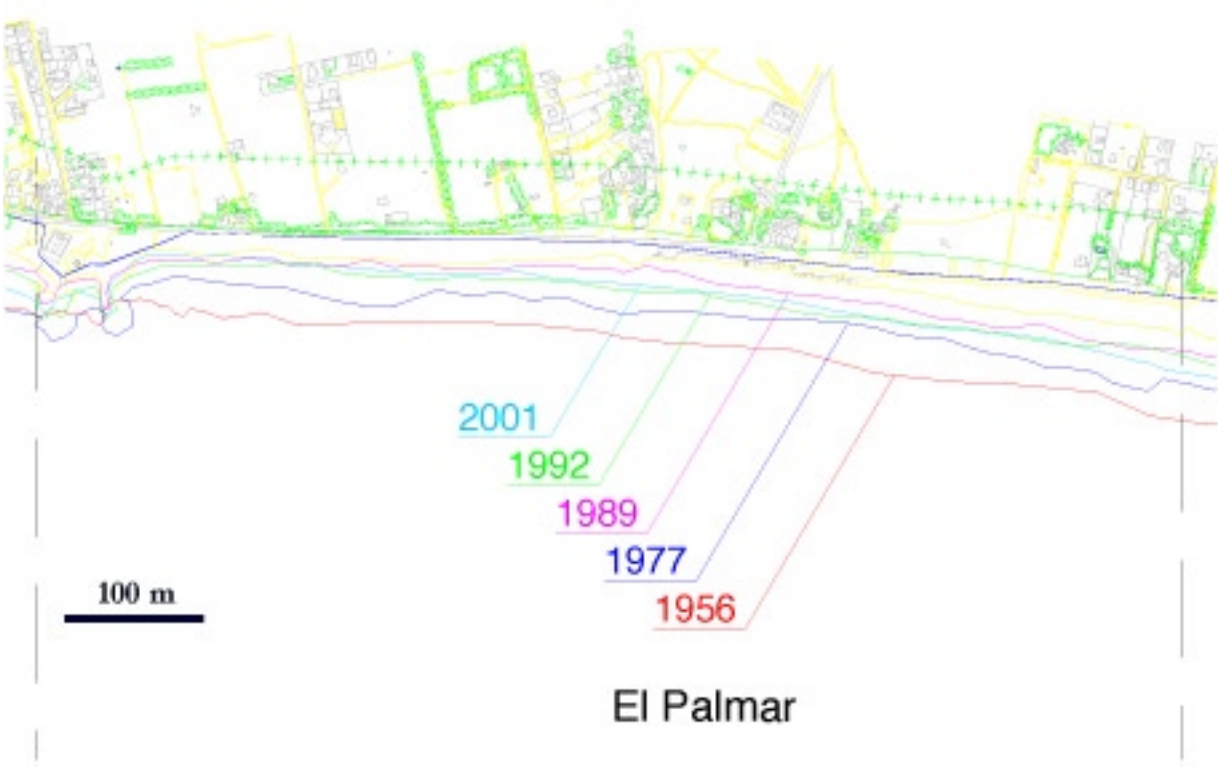


Figura 2. Esquema del retroceso de la línea de costa en la playa del El Palmar (T.M. Vejer de la Frontera, Cádiz).

Con la finalidad de corroborar resultados y conclusiones obtenidas en anteriores estudios ambientales (Román-Sierra y otros, 2009), en la presente investigación se muestran los resultados obtenidos del seguimiento de la calidad hidrológica durante dicha obra de dragado realizada durante el mes de agosto de 2010. Los objetivos que se persiguen en el presente artículo son los de conocer el comportamiento espacio-temporal de la pluma de turbidez causada por un dragado, en sentido transversal y longitudinal a la dirección del mismo, durante un ciclo completo de marea (vaciante y creciente) y comparar todos los resultados con los obtenidos en campañas anteriores.

METODOLOGÍA

Resumidamente, los trabajos llevados a cabo fueron:

· Control de la limitación de la afección de la turbidez en la superficie prevista.
· Determinación del comportamiento espacio-temporal de la pluma de turbidez en sentido transversal y longitudinal al avance de la draga.
· Comparación con los resultados de las obras desarrolladas durante el año 2008.

La draga utilizada fue una draga de succión en marcha, con una capacidad de carga de arena en cántara superior a los 3.500 metros cúbicos, una potencia de la bomba de 1.500 Kw en carga y 2.800 Kw en descarga, y con una profundidad máxima de dragado hasta 30 metros (Figura 3).



Figura 3. Imagen de la nave dragadora en acción.

Para llevar a cabo estos objetivos se realizaron cuatro campañas de muestreo, dos para la determinación del comportamiento espacio-temporal de la pluma de vertido en sentido trasversal (una con la vaciante y otra con la creciente) y otras dos para el sentido longitudinal (vaciante y creciente). El control de la limitación de la afección a la superficie prevista, se ha realizó junto con las campañas anteriores.

Para el cumplimiento del objetivo propuesto se han establecido varias estaciones de control en la zona de dragado, repartidas de manera transversal y longitudinal al avance de la embarcación dragadora (Figura 4).

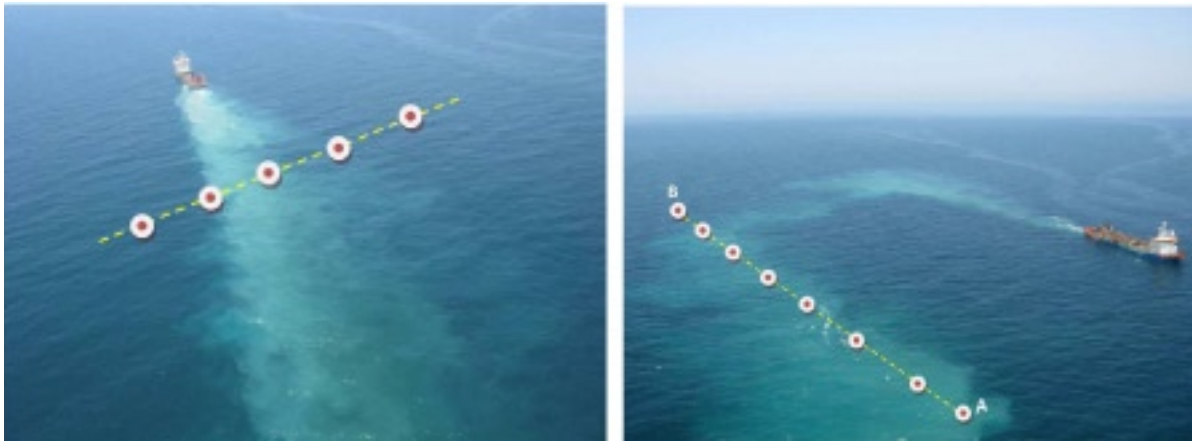
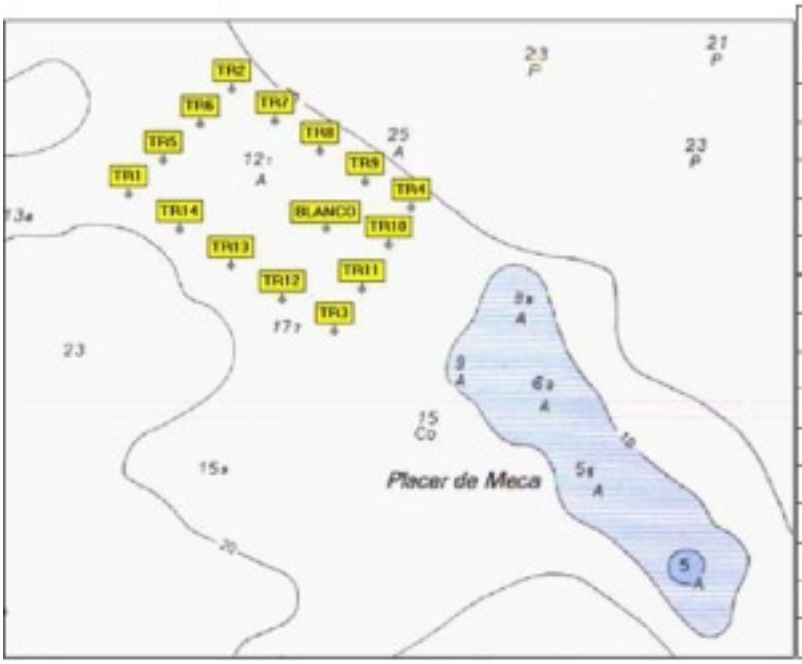


Figura 4. Transectos permanentes en sentido transversal (izd.) y longitudinal (der.)

Asimismo, para llevar a cabo el control de calidad hidrológica de la zona, se han definido 14 estaciones de muestreo, distribuidas a lo largo del perímetro del polígono, donde se han realizado perfiles en continuo de diferentes parámetos físico-químicos, así como la toma de muestras de agua para el análisis en laboratorio de los sólidos en suspensión. Todas las estaciones fueron geoposicionadas mediante la utilización de un GPS de precisión centimétrica (Figura 5).



ESTACIONES	COORDENADAS UTM	
	X	Y
TR1	757673	4009688
TR2	758339	4010404
TR3	759071	4008836
TR4	759547	4009664
TR5	757906	4009927
TR6	758132	4010172
TR7	759245	4009123
TR8	759418	4009411
TR9	758713	4009031
TR10	758367	4009246
TR11	759020	4009473
TR12	758633	4010206
TR13	758934	4010015
TR14	759242	4009824
BLANCO	759004	4009511

Figura 5. Localización de las estaciones de muestreo en la zona de dragado y coordenadas.

Además, en cada una de las estaciones se determinaron varios parámetros físico-químicos en continuo como la temperatura, conductividad/salinidad, pH, potencial red-ox, oxígeno disuelto, y especialmente la turbidez, obteniendo perfiles completos de la columna de agua.

El equipo utilizado para llevarlas acabo fue una sonda multiparamétrica HIDROLAB DS-5X (Figura 6).

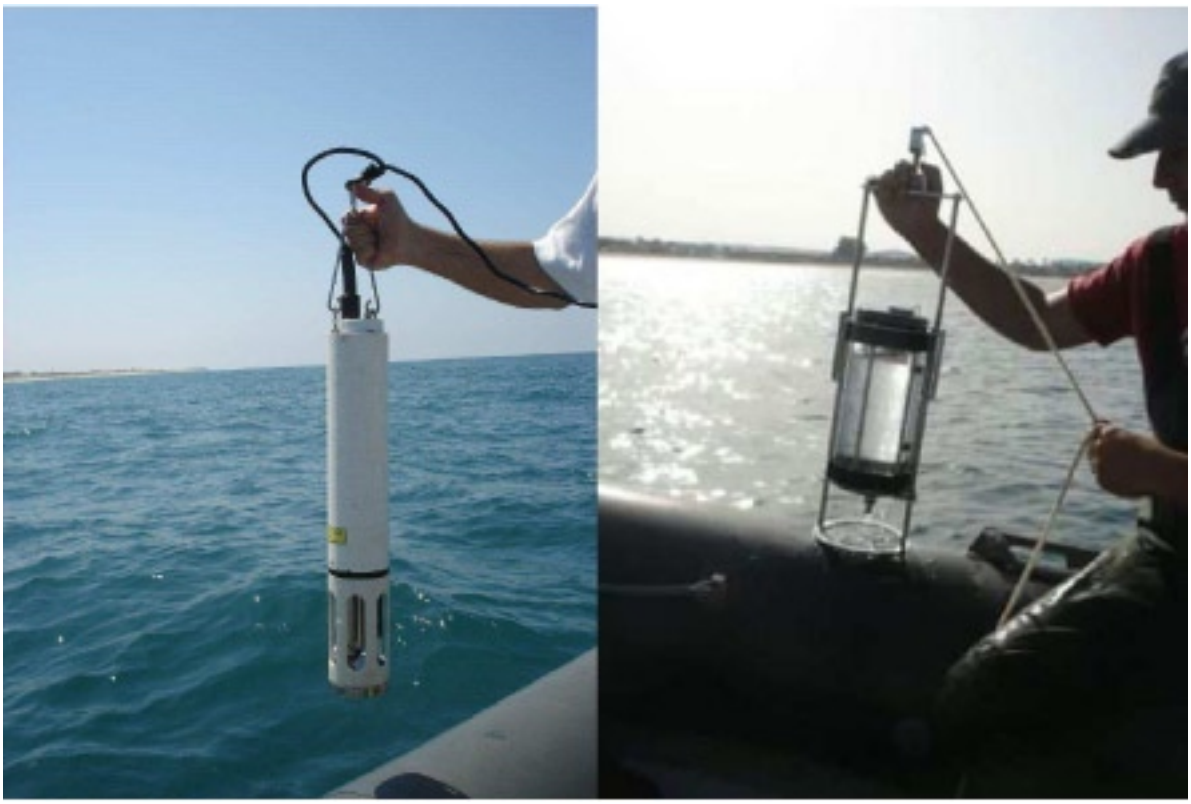


Figura 6. Sonda multiparamétrica (izd.) y botella oceanográfica Ruttner (der.)

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los parámetros físico-químicos fueron determinados en toda la columna de agua antes, durante y tras las operaciones de dragado y vertido de sedimento en todas las estaciones de muestreo, controlando la turbidez en marea creciente y vaciante.

Control de la turbidez en la zona de dragado con marea vaciante y creciente.

Los valores de turbidez detectados en la zona de dragado durante las operaciones de obra, no han superado en ningún momento los 4 NTU en toda la columna de agua, excepto la estación TR2, en la que el valor de la turbidez aumenta exponencialmente con la profundidad hasta alcanzar un valor máximo de 8 NTU a 17 metros de profundidad (Figura 7).

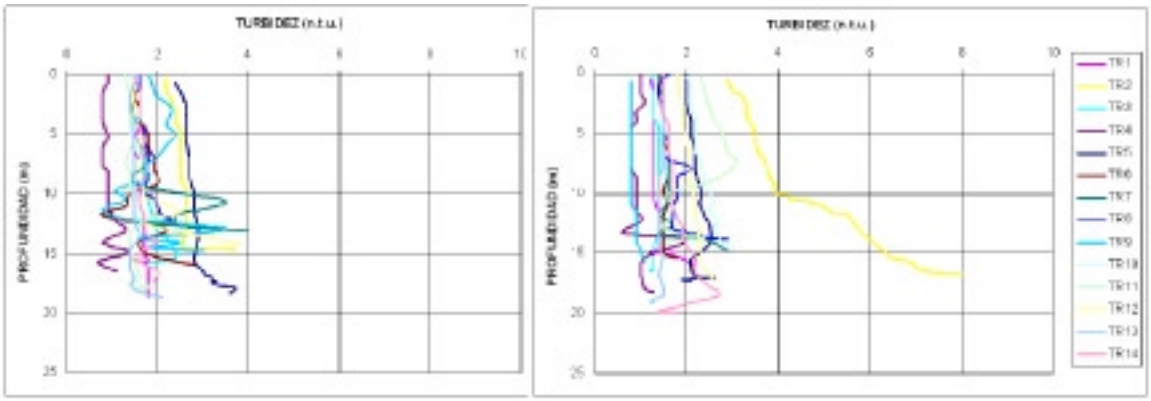


Figura 7. Valores de turbidez en la zona de dragado con marea vaciante (izd.) y marea creciente (der.)

Comportamiento espacio-temporal de la pluma de sedimentos

En este apartado se representan los resultados correspondientes al estudio transversal y longitudinal de la pluma de sedimentos durante un ciclo completo de marea, es decir en marea vaciante y creciente.

Para el caso del estudio transversal, el comportamiento de la pluma de sedimentos ha demostrado un comportamiento estable en toda la columna de agua, con valores entre 0 y 10 NTU para el estudio con la marea vaciante (con picos de hasta 17 NTU a 13 metros de profundidad) y valores entre 0 y 6 NTU para el estudio con marea creciente (Figura 8).

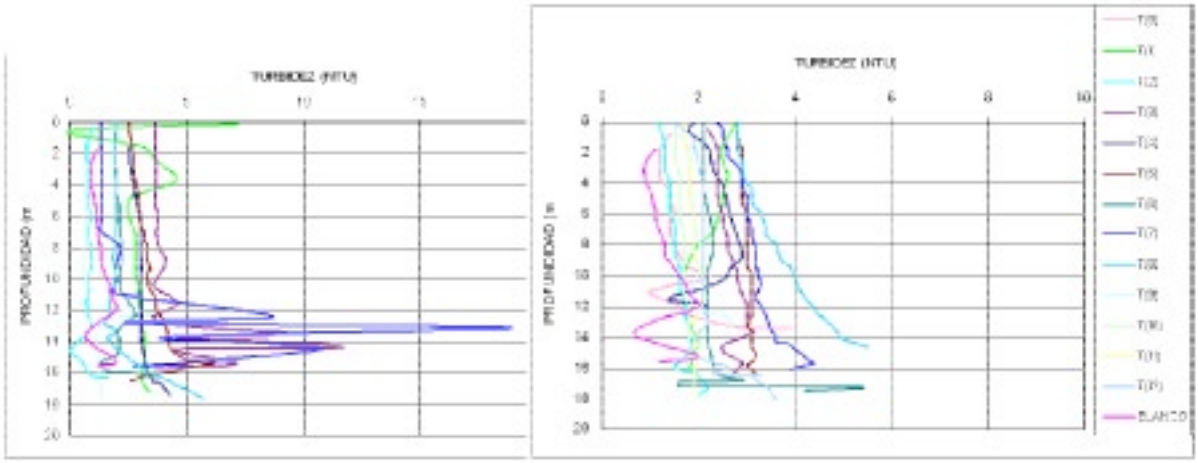


Figura 8. Comportamiento transversal de la pluma de sedimentos con marea vaciante (izd.) y marea creciente (der.)

Para el caso del estudio longitudinal, el comportamiento de la pluma de sedimentos ha demostrado también un comportamiento bastante estable en toda la columna de agua, con valores entre 0 y 6 NTU para el estudio con la marea vaciante y valores entre 0 y 3 NTU para el estudio con marea creciente (Figura 9).

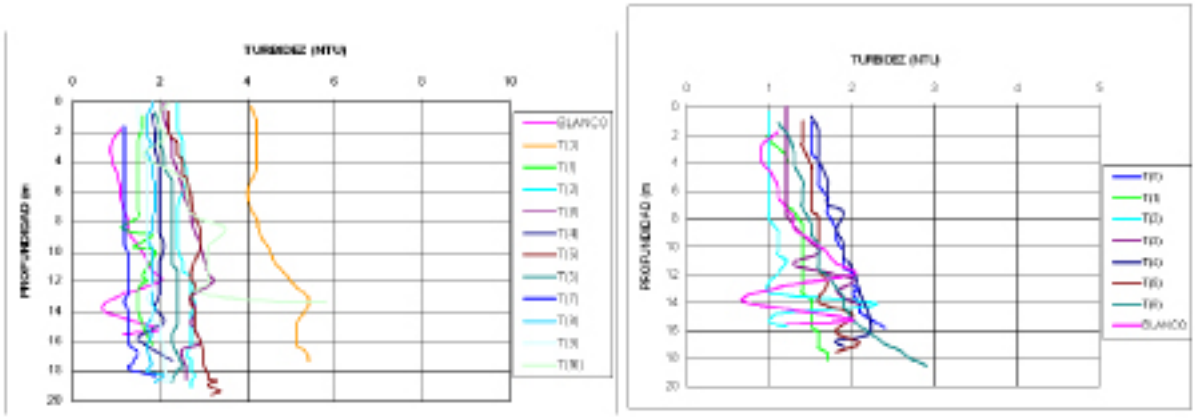


Figura 9. Comportamiento longitudinal de la pluma de sedimentos con marea vaciante (izd.) y marea creciente (der.)

Comparación con resultados anteriores

En campañas similares desarrolladas durante las obras de regeneración de la playa de El Palmar con arenas procedentes del Placer de Meca, realizada en 2008, se obtuvieron también valores de turbidez similares y que sirven para corroborar los resultados de ambas campañas y demostrar los bajos valores de turbidez obtenidos al dragar este tipo de sedimentos (D50= 0,44 mm) en este tipo de aguas (Figura 10).

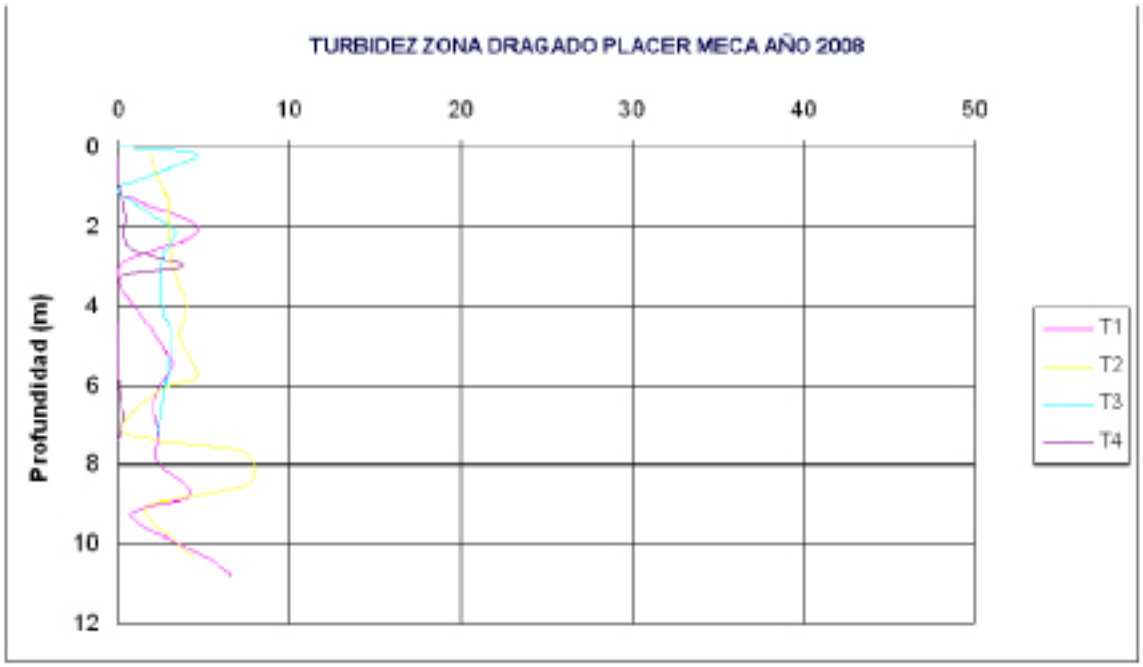


Figura 10. Valores de turbidez durante las obras de dragado del Placer de Meca, año 2008.

Siguiendo exactamente la misma metodología e instrumental para todas las campañas, los valores de turbidez en aquellos casos no sobrepasaron los 10 NTU, aunque bien es cierto que se dieron valores asilados y puntuales de hasta 25 NTU (Román-Sierra y otros, 2009).

CONCLUSIONES

Los valores obtenidos para el comportamiento espacio-temporal de la pluma en sentido transversal presentan diferencias en superficie y fondo, indicando un desplazamiento de la pluma con la marea y también un rápido hundimiento de los materiales resuspendidos (la elevada granulometría de las arenas extraídas permite su rápida sedimentación).

Los valores obtenidos para el comportamiento espacio-temporal de la pluma en sentido longitudinal indican que los niveles naturales de turbidez se alcanzan trascurridos unos 20 minutos tras el inicio del dragado.

En cuanto al comportamiento de la pluma de turbidez durante la marea creciente o vaciante, existen diferencias no sólo asociadas al momento de la marea, sino también a variables como la dirección de dragado, el overflow, las corrientes de viento, etc.

En general se puede decir que los incrementos de turbidez observados han sido mínimos y equiparables a la turbidez natural del medio en condiciones marinas y atmosféricas severas. Estos datos obtenidos durante el dragado del 2010 corroboran los datos obtenidos durante los dragados del 2003 y 2008, asegurando un mínimo impacto ambiental provocado por este tipo de actuaciones en el Placer de Meca

Para este tipo de actuaciones de dragado, varios estudios de seguimiento realizados en los últimos años, han puesto de manifiesto que la explotación de yacimientos submarinos de arena en zona abiertas y con buena renovación carecen de efectos perjudiciales a medio plazo sobre la calidad hidrológica y el medio ambiente marino (MMARM, 2010).

REFERENCIAS

Gomez Pina, G., Fages, L., Ramírez, J.L., Muñoz Perez, J.J., Enríquez, J. (2006). "A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years". *30th International Conference on Costal Engineering* (ASCE), 4167-4178.

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2010). "Directrices para la gestión ambiental de las extracciones marinas para la obtención de arena".

Muñoz-Pérez, J.J., Enríquez, J., 1998. Littoral dynamic of a complete physiography unit: Sanlucar-Rota. *Rev. Obras Públicas*, Vol. 3375, pag. 35-44.

Muñoz Pérez, J.J.; López de San Román Blanco, B.; Gutiérrez Más, J.M.; Cuena López, G.J. (2000). "La regeneración de playas en el Golfo de Cádiz: Un coste asumible y sostenible". *Revista de Obras Públicas*, nº 3.399, 23-28.

Román Sierra, J.; Navarro, M.; Caballero, I.; Muñoz Pérez, J.J.; Gómez, G.; De la Casa, A.; Fages, L.; Barrientos, M. (2009). "Comparación de la turbidez natural del placer de Meca frente a la generada por un dragado". *X Jornadas de Puertos y Costas.*

1.4.4. INFLUENCIA DE LAS ACTUACIONES HIDROLÓGICAS EN LA ESTABILIDAD DE UN TRAMO LITORAL: SISTEMA DE DELTAS DE ALBUÑOL Y HUAREA (GRANADA)

L. Ruiz[1], M. González[1], R. Medina[1], R. Garnier[1], M. Calleja[2], S. Benavides[2], A. González[2], M. A. Fernández[2]

1. Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria "IH Cantabria". PCTCAN. C/ Isabel Torres nº 15. 39011. Santander. España. ruizl@unican.es
2. Servicio de Costas en Granada. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. C/ Camino de Ronda, 83, 1º. 18071. Granada. España. mcallejag@marm.es

INTRODUCCIÓN

La situación actual de las playas de La Rábita y El Pozuelo y de las ramblas de Albuñol y Huarea, Figura 1, es el resultado de los cambios que ha sufrido la zona debido a la construcción de diversas obras en su entorno (encauzamientos y muros de escollera).



Figura 1. Zona de estudio. Google Earth

La posición de la línea de costa de la zona de estudio ha variado significativamente con el paso de los años. El cambio más importante tuvo lugar en octubre de 1973, debido a que se produjo una riada que provocó que la línea de costa avanzara en todo el área de estudio más de 200 metros a causa del gran aporte de material acarreado en la misma. Esta riada ocasionó grandes daños y víctimas, por lo que se encauzaron las ramblas de Albuñol y Huarea para evitar que se repitiera una situación similar. Con esta actuación se modificó la alineación en el tramo final de la rambla de Albuñol, cauce que fue canalizado según la salida del agua en la riada de 1973 en lugar de hacerlo según el cauce antiguo habitual, originando el desplazamiento de la desembocadura (Figura 2), lo que ha llevado al sistema a buscar una nueva posición de equilibrio.



Figura 2. Modificación de la desembocadura de la rambla de Albuñol tras las inundaciones de 1973

A partir del año 1973 el desequilibrio del delta de Albuñol generó un proceso acelerado de erosión y cambios morfológicos, razón por la cual entre 1982 y 1983 se comenzó a construir una protección longitudinal de escollera para confinar la línea de costa y proteger los invernaderos colindantes. Esta nueva morfología confinada del delta se llevó a cabo en una situación transitoria alejada de su posición y forma de equilibrio; aspecto a tener en cuenta si se desea retirar la actual protección de escollera en un futuro. Hoy en día la línea de costa está confinada mediante una protección longitudinal de escollera en la rambla de Albuñol (desde el final de la playa de La Rábita hasta el comienzo de la playa de El Pozuelo) y en la zona de levante de la rambla de Huarea, véase Figura 1.

Estas obras, junto con la consiguiente disminución de los aportes sedimentarios en toda la zona fisiográfica, han contribuido a crear una situación de inestabilidad de la zona de estudio. Concretamente, la playa de El Pozuelo presenta problemas de erosión, obligando al Ministerio de Medio Ambiente a regenerarla cada verano en los últimos años. Asimismo, existe un problema de degradación del tramo de costa, ocasionado por el abandono de la zona y la falta de mantenimiento de la escollera.

El objetivo del estudio es demostrar la importancia que tiene la consideración de la dinámica marina en la toma de decisiones de las actuaciones hidrológicas. Como método de trabajo se plantea proponer un modelo morfodinámico de funcionamiento del sistema deltas-playas, en base al cálculo de la dinámica marina y sedimentaria calculada con el Sistema de Modelado Costero (SMC) y la evolución histórica del sistema.

DINÁMICA MARINA

Referente a la dinámica marina hay que resaltar que el oleaje y las corrientes inducidas por el mismo son el motor morfodinámico desde el punto de vista de la dinámica litoral.

Para la obtención de los regímenes de oleaje en profundidades indefinidas se ha utilizado la base de datos de retroanálisis de Puertos del Estado SIMAR 44 (1958-2001), calibrada por el IH Cantabria utilizando datos de satélite Topex-Poseidón y datos medidos en la boya Cabo de Gata de la red de oleaje exterior de Puertos del Estado (1998-2002).

Los oleajes más frecuentes en profundidades indefinidas son los del sector E, con una probabilidad de ocurrencia del 46.26%, mientras que los oleajes dominantes, esto es, los de mayor aporte de energía, provienen del WSW, con una altura de ola significante superada 12 horas al año de 3.63 metros.

El oleaje sufre cambios en los frentes de onda al propagarse hacia la costa, por lo que se hace necesario propagar los oleajes existentes en profundidades indefinidas hacia la zona de interés. Esta propagación se ha realizado utilizando el modelo espectral Oluca-SP, incluido dentro del Sistema de Modelado Costero (SMC). La refracción es el proceso de transformación a destacar en la zona de estudio, proceso por el cual se produce una reducción de energía en la aproximación del oleaje a la costa. De esta manera, aunque los oleajes de dirección E son los más frecuentes, llegan refractados a la zona de estudio debido al saliente en Almería, por lo que se reduce considerablemente la energía que llega a la costa. Por el contrario, los oleajes del WSW, dominantes en la zona, entran directamente en la zona de estudio, incidiendo prácticamente normal a la línea de costa en las zonas de poniente de los dos salientes y con oblicuidad importante en las zonas de levante de los mismos. Debido a esto, los oleajes determinantes en la zona de estudio son los procedentes del WSW.

En cuanto a las direcciones de los flujos medios de energía se aprecia localmente como dominan los oleajes del tercer cuadrante, W-S (véase Figura 3). Las direc-

ciones de los flujos medios de energía son prácticamente perpendiculares a la línea de costa en las zonas Oeste de los dos salientes, mientras que muestran una oblicuidad importante en los extremos y zonas Este de los mismos (zonas en las que se encuentra la protección de escollera).

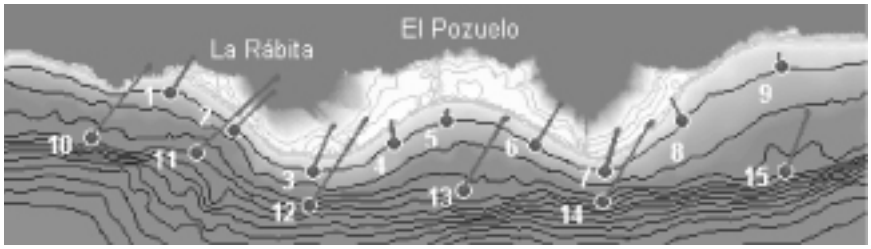


Figura 3. Flujo medio de energía a distintas profundidades

Asimismo, para el cálculo de las corrientes asociadas a la rotura del oleaje se ha empleado el modelo espectral Copla-SP, incluido igualmente en el Sistema de Modelado Costero (SMC). En general, las corrientes formadas durante los temporales originan una zona de erosión en los extremos de las ramblas de Albuñol y Huarea y en la playa de El Pozuelo, y una zona de depósito de sedimento bien delante de dicha playa o bien en la zona Oeste de la rambla de Huarea.

En la Figura 4 se puede ver las corrientes asociadas a oleajes de temporal del WSW (dominantes en la zona). Durante estos temporales se genera una corriente de W a E a lo largo de todo el tramo de costa objeto de estudio, de mayor intensidad en la zona Este de las dos ramblas. La corriente existente en la zona Este de la rambla de Albuñol, al no poder transportar material por el muro de escollera construido en dicha zona, erosiona la playa de El Pozuelo debido a la gran capacidad de transporte y falta de material. Se originan también zonas de erosión en los extremos de las ramblas y en la zona Oeste de la playa de La Rábita, tal y como se ha verificado en campo. En las zonas de poniente de ambas ramblas la magnitud de las corrientes es reducida, generando unas condiciones de depósito de arena, razón por la cual estas zonas no han necesitado protección de escollera.

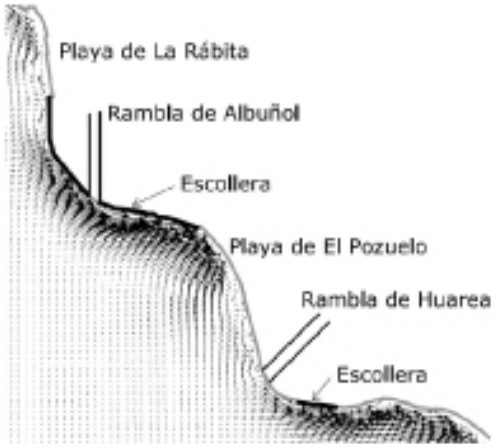


Figura 4. Corrientes de temporales WSW, H_s = 3.5 m, T_p = 10 s. 1 cm = 0.8 m/s

La dirección resultante de las corrientes y del transporte neto potencial a lo largo de todo el tramo de costa es hacia el Este. Esto es debido a que, como ya se ha indicado, los oleajes dominantes son de componente Oeste (WSW), por tanto, generan unas corrientes y un transporte hacia el Este. Asimismo, se observa que la mayor tasa de transporte neto se produce en las zonas de levante de las ramblas, que es donde se generan las corrientes más importantes y donde hay protección de escollera, mientras que la menor tasa de transporte neto se produce en las zonas de poniente de las mismas, donde no es necesaria dicha protección debido a la reducida intensidad de las corrientes.

Localmente existe una corriente al Oeste de la playa de La Rábita, junto al acantilado, a causa de una concentración local de oleaje originada por los temporales del WSW, lo que provoca la erosión de esta parte de la playa. Aunque es posible recuperar parte del sedimento con las corrientes generadas por el oleaje del sector E, esta recuperación es escasa debido a la baja energía de los oleajes de dicho sector.

DINÁMICA LITORAL

En esta sección se presenta el modelo morfodinámico de funcionamiento del sistema deltas-playas.

Evolución histórica del sistema deltas-playas

Antes de las actuaciones llevadas a cabo tras la riada de 1973, el funcionamiento del sistema consistía en erosionar los deltas y acumular en los senos. Tanto las zonas Este como las zonas Oeste de las ramblas estaban en su posición de equilibrio.

El desplazamiento de la desembocadura de la rambla de Albuñol tras la riada de dicho año, llevó al sistema a buscar una nueva posición del delta sumergido en una zona de mayor pendiente del fondo marino, razón por la cual el flujo de agua canalizado incrementa su velocidad y expulsa un chorro de agua lejos de la línea de costa, transportando sedimento y rellenando con éste el fondo marino para intentar formar un nuevo delta. Este desequilibrio del delta provoca pérdidas de arena en el sistema de playas del entorno y procesos de erosión en las mismas, motivo por el cual es necesaria una protección longitudinal de escollera.

En la Figura 5 se muestra la evolución de la línea de costa entre los años 1957 y 1998, pudiendo observar como, efectivamente, ésta avanzó de manera considerable tras la riada de octubre de 1973. Desde ese momento la línea de costa empezó a retroceder para alcanzar la nueva posición de equilibrio. Sin embargo, a partir de los años 1982-1983 ésta apenas sufrió modificaciones a causa de la construcción del muro de escollera que se inició en esos años para evitar el retroceso de la línea de costa y proteger así los invernaderos colindantes.

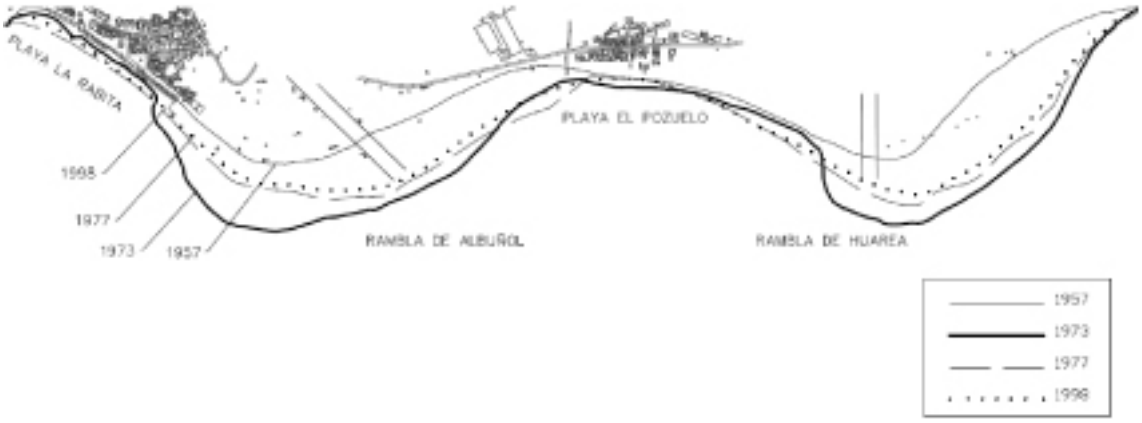


Figura 5. Evolución de la línea de costa entre 1957 y 1998

Modelo global de funcionamiento del sistema

El comportamiento natural de un delta, cuando no hay estructuras, en la escala de los meses-años es avance del delta al producirse una riada, del orden de metros, y retroceso del delta y acumulación en los senos con los temporales de oleaje. Esto es lo que se produce con las riadas anuales.

En la escala de las décadas la tendencia del delta es a amortiguarse, por lo que se produce el retroceso del delta, del orden de las decenas de metros, y la acumula-

ción en los senos (comportamiento de la zona de estudio antes de las actuaciones llevadas a cabo tras la avenida de 1973).

Y en la escala de los siglos, con la riada del periodo de retorno del orden de las centenas de años, se produce el avance de la línea de costa en toda la zona. Este avance es del orden de las centenas de metros, aunque depende del oleaje y del caudal de sedimento acarreado por la avenida (valores extremales). Esto fue lo ocurrido en octubre de 1973, año en el que se produjo la riada con periodo de retorno superior a 500 años.

En el caso de que se confine el sistema con estructuras, como ocurrió en la zona de estudio tras la riada de 1973 (véase Figura 1), no se puede producir el retroceso neto del delta con la acumulación en los senos en la escala de las décadas, tal y como ocurría normalmente antes de las actuaciones llevadas a cabo tras la riada.

Otro aspecto importante a tener en cuenta es que cuando el oleaje rompe con cierta oblicuidad respecto a la línea de costa, se produce una corriente longitudinal que puede transportar sedimento a lo largo de una playa arenosa. La magnitud de la tasa de transporte de sedimento depende del ángulo entre los frentes de oleaje y la orientación local de la línea de costa, 0. El flujo de sedimento es nulo para incidencia normal del oleaje, alcanza su máximo cuando 0 43° y es de nuevo cero cuando 0 90°. Por tanto, la morfología de equilibrio de un delta que recibe un oleaje dominante oblicuo, en este caso oleaje del WSW, con aportes de arena puntuales en el tiempo es de dos playas a 90°, como ocurre en las líneas de costa anteriores a la riada de 1973, cuando no existían restricciones al movimiento del sistema. Por este motivo, si no se hubiera confinado la línea de costa mediante la protección de escollera, ésta habría tendido a una nueva posición de equilibrio en la rambla de Albuñol, retrocediendo y girando hasta alcanzar los 90° en la nueva posición de la desembocadura, esto es, en la desembocadura del encauzamiento construido tras la avenida, véase Figura 6.

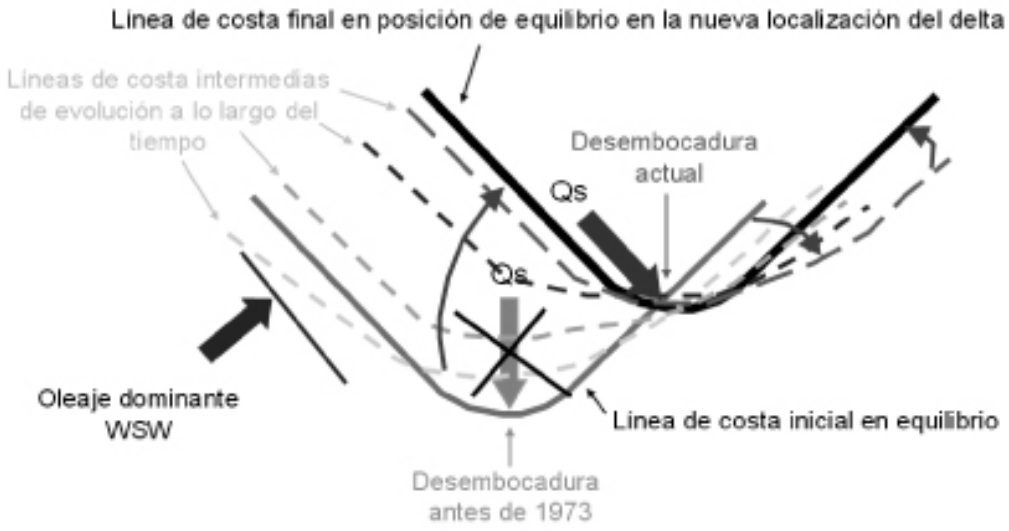


Figura 6. Evolución de la línea de costa debido a un cambio de la posición de la desembocadura, sin estructuras de confinamiento longitudinales

Modelo morfodinámico de funcionamiento del sistema deltas-playas

Como resumen del modelo morfodinámico de funcionamiento actual se muestra la Figura 7. En ella se indica que las zonas estables son las zonas Oeste de las dos ramblas, mientras que los extremos y zonas Este de las mismas están en desequilibrio (zonas protegidas con escollera).

La orientación de la línea de costa en la playa de La Rábita depende de la dirección del flujo medio de energía (ver Figura 3), mientras que su posición depende

de la posición de un punto de control localizado en el máximo saliente del antiguo delta, punto controlado actualmente por la protección de escollera. Gracias a este apoyo la línea de costa en la zona de poniente de la rambla de Albuñol no retrocede, como ocurriría en un sistema libre como el mostrado en la Figura 6.

La playa de El Pozuelo es una zona variable a lo largo del tiempo; en concreto, la línea de costa avanza hacia el mar cuando existen aportes de sedimento procedentes de las riadas producidas en la rambla de Albuñol, mientras que ésta se retranquea hacia tierra si dichos aportes de arena no existen. A pesar de formarse en el extremo y zona Este de la rambla de Albuñol fuertes corrientes en dirección Oeste-Este con los temporales dominantes del WSW (ver Figura 4), en esta zona no es posible el transporte de sedimento a causa de la protección de escollera existente, por lo que las corrientes erosionan la playa de El Pozuelo al llegar a la misma debido a la gran capacidad de transporte y falta de material. Por el contrario, cuando se produce una riada que deposita material en el delta de Albuñol la playa de El Pozuelo avanza, puesto que, en este caso, las corrientes disponen de sedimento que transportar. No obstante, un alto porcentaje del material acarreado por la riada se pierde intentando rellenar el fondo marino, ya que al modificar la desembocadura de la rambla de Albuñol comenzó el proceso de formación de un nuevo delta.



Figura 7. Resumen del modelo morfodinámico de funcionamiento actual

SITUACIÓN DE EQUILIBRIO DE LA LÍNEA DE COSTA AL QUITAR LAS OBRAS REALIZADAS TRAS LA RIADA DE 1973

Tal como se ha visto en los apartados anteriores, la canalización de las ramblas y, en particular, el cambio de posición de la desembocadura de la rambla de Albuñol, llevaron al sistema a buscar una nueva posición de equilibrio, acompañada de procesos de erosión restringidos mediante la protección longitudinal de escollera. No obstante, persisten los problemas locales de erosión en la playa de El Pozuelo.

Dado que en la actualidad el Ministerio de Medio Ambiente debe gestionar este sistema, se pueden plantear dos tipos de gestión; una local estabilizando mediante obras de protección y aportes de arena la playa de El Pozuelo, y una gestión global del sistema analizando la posibilidad de retirar la escollera longitudinal volviendo a la situación histórica. En este trabajo se analiza únicamente el segundo tipo de gestión.

Gestión integral de la zona de estudio si se quita la escollera

Si se retira el tramo de escollera del extremo de la rambla de Albuñol (desde el final de la playa de La Rábita hasta la desembocadura actual), la línea de costa tenderá a retroceder hasta alcanzar los 90º en la desembocadura del delta, situándose, además, perpendicular al flujo medio de energía (de acuerdo con el modelo anteriormente discutido). Esto implicaría la erosión de la playa de La Rábita y problemas en dicha población; problemas que pueden evitarse si se mantiene el punto de apoyo de dicha playa al quitar únicamente los primeros 135 metros de escollera, ver Figura 8.

La posición de la línea de costa al quitar la escollera en la zona Este de la rambla de Albuñol dependerá de los aportes de arena de las ramblas y de la dinámica litoral.

Si la posición de la línea de costa varía a lo largo del tiempo de manera que el extremo del encauzamiento trabaje siempre embebido en tierra, el delta tendrá su comportamiento natural, transportando el sedimento depositado en la desembocadura hacia el seno. Por tanto, si hay sedimento disponible en el sistema debido, por ejemplo, a una riada, el material depositado en el delta de Albuñol será transportado hasta la playa de El Pozuelo, ya que el transporte de sedimento neto es hacia el Este. El avance de dicha playa estará ligado a la cantidad de arena descargada en la riada. Sin embargo, se puede concluir que esta situación se va a producir pocas veces, ya que en el año 1982 se tuvo que empezar a construir el muro de protección de escollera en las dos ramblas para evitar que la línea de costa retrocediera y, de esta manera, proteger los invernaderos colindantes. Si no se hubiese construido dicha protección longitudinal, permitiendo que el sistema evolucionase, la línea de costa habría retrocedido y el encauzamiento habría dejado de trabajar embebido en tierra.

Si por el contrario, la posición de la línea de costa varía a lo largo del tiempo de manera que el encauzamiento trabaje siempre como punto duro de difracción, la línea de costa retrocederá tendiendo a una forma en planta de equilibrio como la parábola de Hsu y Evans con el punto de difracción en el encauzamiento. Esto ocurrirá si el aporte de sedimento al sistema deltas-playas es bajo. Al igual que en el caso anterior, se puede concluir que esta situación pocas veces va a tener lugar, puesto que el delta de Albuñol queda embebido en tierra cuando se produce una riada.

De esta manera, las dos posiciones de la línea de costa descritas representan los casos extremos, es decir, la posición de la línea de costa en realidad será una posición intermedia entre estas dos, más o menos avanzada en función de la cantidad de arena disponible dentro del sistema (Figura 8).

Por último, si se quita el muro de escollera de la zona de levante de la rambla de Huarea, la línea de costa retrocederá adquiriendo una posición intermedia entre la que tenía en los años anteriores al encauzamiento y la actual, con una alineación prácticamente igual a la de los años anteriores a 1973 (ver Figura 8).

En el largo plazo la línea de costa avanzará y retrocederá en función de los aportes de arena en las ramblas (fundamentalmente en la rambla de Albuñol). Los deltas tenderán a retroceder acumulando en los senos, generando, de esta manera, un punto de difracción en los encauzamientos (véase línea punteada de la Figura 8) hasta cuando llegue una gran riada que haga avanzar de nuevo a los deltas.



Figura 8. Línea de costa estimada al quitar la protección longitudinal de escollera

1.5 GESTIÓN PORTUARIA

1.5.2. EL CUADRO DE MANDO INTEGRAL COMO HERRAMIENTA DE GESTIÓN PARA TERMINALES PORTUARIAS DE CONTENEDORES

A. Monfort, A.M. Martín-Soberón, D. Calduch, N. Monterde

Fundación Valenciaport. Sede APV, Fase III, Avda. del Muelle del Turia, s/n, 46024 Valencia. info@fundacion.valenciaport.com

INTRODUCCIÓN

Durante la pasada década, la espectacular evolución del tráfico marítimo de mercancía contenerizada anunciada en los escenarios pre-crisis impulsó a puertos de todo el mundo, incluidos los españoles, a ampliar sus infraestructuras para satisfacer la demanda prevista para este tipo de tráfico. Sin embargo, la construcción de nuevas instalaciones portuarias, con carácter general, conlleva problemáticas medioambientales y de uso del frente marítimo. La creciente preocupación por estos temas pone en entredicho la conveniencia de más ampliaciones a la vez que exige un nuevo marco de gestión portuaria caracterizado por una manifiesta sensibilidad económica, social y ambiental. Este hecho ha llevado a las terminales portuarias de contenedores (TPCs), como concesionarias de buena parte del suelo portuario actual, a enfrentarse al reto de buscar alternativas más sostenibles para maximizar su capacidad, basadas en innovaciones tecnológicas y de gestión que les permitan la mejora de la utilización de los espacios existentes y la optimización del rendimiento de los equipos, antes de plantearse llevar a cabo una nueva ampliación. En este sentido, la implantación del Cuadro de Mando Integral (CMI) en empresas estibadoras de contenedores es una solución a considerar por su contribución a la manera de organizar los recursos existentes para conseguir productos y procesos innovadores.

La presente ponencia presenta algunos resultados del proyecto "Metodologías de Automatización y Simulación para la evaluación y mejora de la capacidad, rendimiento y nivel de servicio de terminales PORTuarias de contenedores" (MASPORT –enmarcado en el Plan Nacional de I+D+i 2008-2011) que, entre otros hitos, ha adaptado el CMI a TPCs. Dicha adaptación se ha llevado a cabo a partir de un estudio teórico y se ha complementado mediante la implementación de esta herramienta de gestión a dos terminales a modo de caso piloto: MSC Terminal Valencia S.A. y TCV Stevedoring Company S.A., ambas del Puerto de Valencia. En este artículo se expone la adaptación de la herramienta a TCV Stevedoring Company S.A.

EL CUADRO DE MANDO INTEGRAL

El concepto de Cuadro de Mando Integral (CMI) o Balanced Scorecard (BSC) se presentó por primera vez en Enero-Febrero 1992 en la revista Harvard Business Review en el artículo "The Balanced Scorecard—Measures that Drive Performance" publicado por Robert Kaplan y David Norton. Actualmente está considerado como una completa herramienta de gestión que permite, a través de unos indicadores, medir el grado de consecución de los objetivos estratégicos (OEs) de una empresa, previamente traducidos a metas numéricas, permitiendo focalizar los esfuerzos en aquellos objetivos incumplidos mediante la formulación de iniciativas alineadas con la estrategia.

El CMI extiende el conjunto de objetivos que controlan las empresas más allá de los financieros y operacionales empleados tradicionalmente, convirtiéndose en el sistema ideal para incorporar objetivos estratégicos (OEs) pertenecientes a otras categorías como la social y la medioambiental y abarcar, de forma equilibrada, los tres pilares del desarrollo sostenible. Con este fin, el CMI contempla la actividad empresarial desde diferentes perspectivas, generalmente cuatro: la financiera, la del cliente, la de procesos y la de recursos, clasificadas en perspectivas palanca y perspectivas resultados.

Las perspectivas palanca son la de recursos y la de procesos. Mientras la primera alinea la estrategia con los activos de la empresa, sobre todo con los intangibles -el capital humano, organizativo y de la información-, la segunda reúne los procesos internos creadores de valor. Estas dos impulsan la obtención de resultados en las perspectivas del cliente y la financiera. La perspectiva del cliente recoge la proposición de valor diferenciada que la empresa oferta y la financiera contempla los objetivos de los accionistas de la empresa y equilibra los intereses a corto y largo plazo.

El CMI recopila toda la información correspondiente a sus elementos estratégicos (OEs, indicadores, metas e iniciativas) en unas tablas conocidas como el Cuadro de Mando Integral propiamente dicho o tablero del CMI. Más allá del modelo de gestión estratégica, este concepto también se refiere al conjunto de catálogos que recopilan y ordenan por perspectivas los objetivos, los indicadores con los que estos van a ser medidos, sus metas y las iniciativas a ejecutar en cada caso. Estos cuadros son un importante instrumento de síntesis y control que permite a la empresa conocer y realizar un seguimiento de la evolución de cada indicador, y de este modo y comparándolo con su meta, conocer el impacto que las iniciativas están teniendo en la consecución del objetivo estratégico en cuestión, detectar deficiencias y corregirlas. Sin embargo, para la toma de decisiones estos cuadros resultan insuficientes y requieren de la visión general de la estrategia que ofrece otra de las herramientas del CMI: el Mapa Estratégico (ME).

Pese a la segregación por perspectivas de los objetivos estratégicos, el CMI recalca la importancia de las relaciones causa-efecto entre ellos, ya que para dirigir una empresa de forma proactiva hay que actuar sobre las causas y no sobre las consecuencias. Por ello, para una mejor comprensión, el modelo sintetiza las dependencias entre objetivos en unos cuadros que denomina Mapas Estratégicos. Un ME proporciona una representación visual de la estrategia y recoge en una sola página cómo se integran y combinan los objetivos estratégicos de las distintas perspectivas, permitiendo determinar las relaciones que vinculan los valores de los diferentes indicadores diseñados para controlar los OEs y facilitando la interpretación lógica de resultados.

BENEFICIOS DE LA IMPLEMENTACIÓN DEL CMI A TPCS

Según sus creadores, además de clarificar y traducir la estrategia a términos operativos y de permitir la planificación y el establecimiento de objetivos, el CMI facilita la comunicación a nivel interno así como la formación y el feedback estratégico.

Concretamente, en el caso de una TPC, la consideración simultánea de cuatro perspectivas permite que la terminal se planifique y se gestione considerando todos sus activos como parte fundamental de los procesos creadores de valor que buscan la satisfacción del cliente, en el sentido más amplio del concepto cliente que incluye al entorno y la sociedad (Monfort 1995). De este modo, además de englobar la optimización de la capacidad como objetivo estratégico, facilita la introducción de criterios ambientales y sociales en los procesos de toma de decisiones que respaldan su planificación y gestión, facilitando la integración de la TPC en el entorno sin olvidar la misión de cualquier empresa privada: generar beneficios para los accionistas.

Además, el CMI proporciona la estructura y el lenguaje adecuados para que la mejora en la actividad de la terminal sea efectiva. La estrecha relación existente entre objetivos estratégicos e iniciativas posibilita que éstas se integren en la actividad de la terminal desde su estrategia corporativa como empresa, pero que además se consideren en las decisiones que se toman a diario. Esta característica, que es especialmente importante para las TPCs debido a la naturaleza operativa de gran parte de sus decisiones, permite:

1. Alinear la planificación de operaciones con la estrategia, al traducir objetivos estratégicos en objetivos de procesos;
2. Asignar recursos de una forma más equilibrada y coherente con la estrategia planteada, priorizando las operaciones y las iniciativas;

3. A la alta dirección, disponer de un conjunto de indicadores estratégicos e indicadores operativos clave;
4. Anticipar posibles problemas y actuar de una manera proactiva en la consecución de los objetivos;
5. Realizar un seguimiento continuado en el tiempo; y,
6. Desarrollar la actividad de forma sostenible.

Estas ventajas evidencian que la adaptación y posterior implementación del CMI como herramienta de gestión en TPCs es recomendable.

ADAPTACIÓN DEL CMI A UNA TPC

Antecedentes

Este ejercicio supone uno de los primeros intentos a nivel mundial de aplicación de un CMI a una TPC, por lo que no existe prácticamente ninguna referencia bibliográfica al respecto en la que apoyar el estudio más allá de las publicaciones genéricas referentes a la herramienta, su implementación y su uso (Kaplan y Norton 1997, 2004, 2005). No obstante cabe destacar los siguientes documentos, que aunque no publicados, versan, respectivamente, sobre la adaptación de esta herramienta a puertos y terminales portuarias de contenedores: Estrada (2007) y Martín Soberón (2010).

La ausencia de referencias de aplicación de un CMI en terminales de contenedores contrasta con el gran número de estudios sobre indicadores de rendimiento (*Performance Indicators, PI*) e indicadores clave de rendimiento (*Key Performance Indicators, KPI*) que se han llevado a cabo en terminales de todo el mundo; en su mayoría aplicados a casos concretos para resolver problemas puntuales. Sin embargo, el Germanischer Lloyd Certification (2008) en el proceso de desarrollo del CTQI (*Container Terminal Quality Indicator Standard*), un intento por estandarizar el conjunto de indicadores para terminales portuarias de contenedores, ha definido 80 KPIs para el control de su productividad, capaces de evaluar las competencias del personal de la TPC, los medios de manipulación (equipos e infraestructura) y los métodos o procesos empleados.

Metodología

Por ello, debido a la gran cantidad de información de la que disponen las terminales en cuanto al control de sus operaciones se refiere, comparada con la menor disponibilidad de información de naturaleza estratégica, se ha optado por modificar la metodología convencional de implementación del Cuadro de Mando Integral de forma que tome como punto de arranque el estudio de los indicadores de gestión operativa utilizados por la terminal para, a partir de ellos, razonar y deducir el resto de elementos del CMI.



Figura 1. Metodología de adecuación del CMI a TPCs

Así, en un primer momento, la metodología se centra en el estudio del conjunto de indicadores que actualmente maneja la terminal con la intención de traducirlos en objetivos estratégicos. Posteriormente se contrastan los objetivos deducidos a partir de indicadores con la estrategia de la terminal, y el conjunto de los mismos se completa con aquellos necesarios para trasladar la totalidad de la estrategia, dividida en cuatro líneas estratégicas de una TPC (Excelencia Operativa, Desarrollo y Modernización, Crecimiento e Integración en el Entorno) a nivel de objetivos, incluyendo aquellos objetivos estratégicos de naturaleza no operacional ni económica. Una vez la propuesta de OEs puede considerarse definitiva, para cada objetivo se determinan uno o más indicadores de forma que quede fielmente recogido su propósito, obteniendo una propuesta de indicadores más reducida y manejable, pero a la vez más completa, que la que sirvió como punto de partida de la adaptación del CMI. La deducción del resto de elementos estratégicos se realiza en el orden que expone la Figura 1.

Cabe destacar que en este proceso influyen demasiados factores (el tamaño/capacidad de la terminal, el tipo de tráfico al que atiende –*import*/*export* o transbordo-, el número de clientes que en ella operan, los equipos que se emplean en la manipulación de contenedores, etc.) como para plantearse la definición de una terminal genérica que permita crear un único modelo de CMI para este tipo de empresas estibadoras. El número de terminales genéricas que sería necesario para abarcar una buena parte de las posibles terminales existentes restaría generalidad al modelo; tanta como particularizarlo, desde un principio, para el caso concreto de cada terminal a partir de un estudio del caso. Dentro del proyecto MASPORT, se ha adaptado el CMI a TCV Stevedoring Company (en adelante TCV); caso de estudio que se expone a continuación.

CASO DE ESTUDIO: TCV STEVEDORING COMPANY S.A.

TCV es una de las tres terminales de contenedores especializadas en la carga y descarga de mercancía contenerizada del Puerto de Valencia. Sus operaciones comenzaron en el año 1998, y desde 2002 pertenece al Grup TCB. Es una terminal pública de tráfico principalmente *import*/*export*, cuyo patio está integrado por grúas RTG. En 2010, TCV manipuló cerca de 640.707 TEUs. Estas características confieren a la terminal caso de estudio cierto grado de generalidad, permitiendo que otras terminales se identifiquen con la misma y puedan adaptar el CMI a sus particularidades con mayor facilidad.

Objetivos Estratégicos

El proceso de deducción de los objetivos estratégicos de TCV tomó como punto de partida los más de 250 indicadores marítimos, de patio, de recepción y entrega, de recursos y económicos, según su propia clasificación, que en la actualidad maneja la terminal. De ellos se dedujeron 14 KPIs, y de estos últimos 7 objetivos estratégicos a los que se sumaron con 15 OEs adicionales para completar la estrategia de la terminal. El resultado es un conjunto de 22 OEs que además de incluir procesos y gestión de recursos encaminados a la adecuación de la infraestructura al nivel de tráfico (R1) a través de la optimización de la capacidad de la terminal (P4), hecho que ya de por sí beneficia al entorno garantizando el máximo aprovechamiento del área ocupada, constituye una proposición de valor definida para la sociedad que pretende crear valor sostenible a largo plazo para los *stakeholders* (C5, C6 y C7). Esta propuesta integra aspectos que afectan tanto a la sociedad en general como a los usuarios directos de la terminal, trabajadores y transportistas terrestres.

Mapa Estratégico

El conjunto de los 22 OE quedó recogido en la propuesta de Mapa Estratégico de TCV (Figura 2).

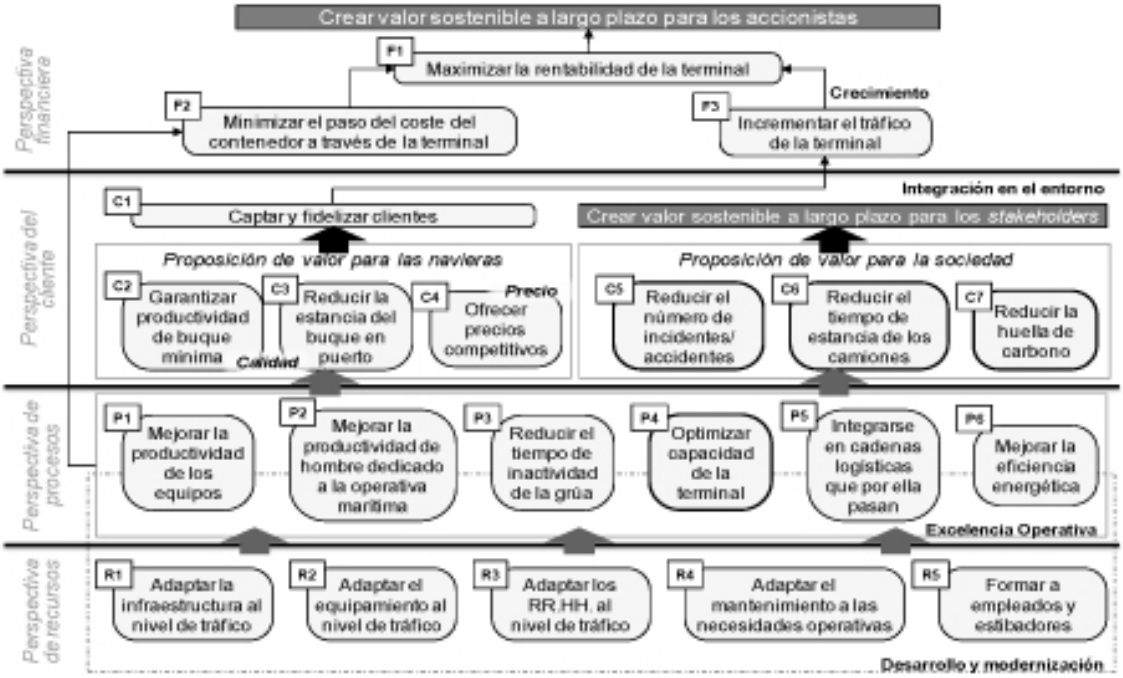


Figura 2. Propuesta de mapa estratégico de TCV[1]

Indicadores y metas

Una vez formulada la propuesta de objetivos estratégicos, teniendo en cuenta el estudio de sus indicadores actuales (punto de partida), se diseñaron indicadores para cada uno de los OEs formulados de modo que el propósito de estos pudiese quedar cuantificado mediante metas. De este modo se obtuvo un sistema de 34 indicadores (un promedio de 1,5 indicadores/objetivo), mucho más cómodo y fácil de manejar que el conjunto de 250 indicadores inicial. Definidos los 34 indicadores, en base a los resultados actuales de los mismos y a sus previsiones de evolución, se fijó una meta por indicador y horizonte temporal.

La regla de cálculo de cada indicador y sus metas para los próximos 5 años quedaron recogidas en una ficha como la siguiente:

Indicador: Tráfico en TEU anual				**Código:** IND-2		
Definición: Número de TEU cargados o descargados por las grúas de muelle				**Unidades:** TEU/año		
				Responsable: Dir. Operaciones		
Regla de cálculo: Tráfico marítimo de la terminal en TEU en un año (throughput)				**Fuente:** TOS		
				Periodicidad: Mensual		
				Peso en objetivo (%): 100		
Objetivo vinculado: AUMENTAR EL TRÁFICO DE LA TERMINAL (F2)						
Iniciativas vinculadas: ISN05, ISN13						
Evolución y Metas						
	2010	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**
Evolución:	500.000					
Meta:	-	Δ 3%	Δ 3,5%	Δ 3,5%	Δ 3,75%	Δ 4%
Diferencia						

Figura 3. Ejemplo de Ficha de Indicador: IND-2.

[1] *La información estratégica incluida en el presente caso de estudio del artículo ha sido parcialmente modificada para evitar revelar datos confidenciales.*

Iniciativas

Finalmente, de un listado de 29 iniciativas, obtenidas a partir del estudio de las soluciones que actualmente están siendo adoptadas por terminales de todo el mundo para mejorar su rendimiento operacional, capacidad, eficiencia y nivel de servicio, se eligieron 21 iniciativas que en conjunto contribuyen a la consecución de la totalidad de los objetivos estratégicos propuestos para TCV.

Las iniciativas quedaron clasificadas en estratégicas, tácticas u operacionales atendiendo a su nivel de gestión u horizonte de planificación; la Tabla 1 las resume.

Nivel de Gestión	Iniciativas
Estratégico	• Optimización de la configuración del patio
	• Separación de la puerta de entrada y salida de la terminal
	• Automatización de la puerta de entrada
	• Implantación de sistemas de ahorro de combustible
	• Orientación y promoción de cursos de formación
	• Desarrollo de un programa de mantenimiento preventivo que trabaje 24/7
	• Implantación de un sistema de gestión energética
Táctico	• Determinación del número óptimo de equipos
	• Pooling de RTGs
	• Minimización del tiempo de estancia de los contenedores en patio
	• Realización de housekeeping
	• Reasignación inmediata de manos a otros buques
Operacional	• Optimización del uso del patio (ubicación de las áreas de almacenamiento)
	• Asignación de órdenes a equipos de forma que se optimicen los recorridos
	• Asignación del puesto de atraque disponible más cercano al lugar de apilado
Otros	• Agilización de la entrada y salida del buque

Tabla 1. Propuesta de Selección de Iniciativas de TCV

Finalmente el plan de implementación de cada iniciativa quedó recogido en una ficha como la siguiente:

Iniciativa: Optimización de la configuración del patio			**Código:** INS01
Descripción: Esta iniciativa consiste en buscar una configuración de patio óptima, con el propósito de maximizar la capacidad almacenamiento del patio, evitando remociones y facilitando el mayor rendimiento posible durante la operativa marítima.			
Objetivos principales en los que impacta: P4		**Responsable:** Dirección de Operaciones	
Otros objetivos en los que impacta: C3		**Participantes:** Operaciones	
Valoración:			
Prioridad (1 a 3):	3		
Recursos (1 a 3):	1		
Recursos Externos (1 a 3):	1		
Etapas/duración/cronograma:			
Etapa	**Duración**	**Fecha inicio**	**Fecha fin**
INICIATIVA	12	1/1/2011	12/31/2011

Figura 4. Ejemplo de Ficha de Iniciativa: Iniciativa INS01

CONEXIÓN CON OTRAS HERRAMIENTAS DE GESTIÓN

Por norma general, las iniciativas estratégicas, que conciernen a la localización y el layout de una nueva terminal (como las de la Tabla 1), así como las decisiones referentes a los tipos y número de equipamiento a adquirir y al grado de automatización, se implementan durante largos periodos de tiempo (años). Por este motivo, para el estudio de la idoneidad de su implementación, éstas y algunas iniciativas tácticas (cuyo horizonte temporal es de varios meses) requieren modelos de simulación que permitan reproducir el comportamiento de las mismas mediante una serie de experimentos con un coste muy reducido y en un tiempo mucho menor que el que supondría la realización de estos ensayos a escala real. Así aparece el concepto de CMI Simulado versus el concepto convencional de CMI Real. El CMI Simulado se alimenta de datos procedentes de simulaciones, en lugar de utilizar datos de series históricas para el cálculo de sus indicadores.

Un simulador para este fin debe alcanzar un nivel de abstracción tal que permita modelizar operaciones a nivel bloque, simulando incluso la operativa de patio y la interconexión de subsistemas. También dentro del proyecto MASPORT, se ha abordado el diseño de una herramienta de simulación como complemento al CMI para estudiar la factibilidad de las iniciativas propuestas, así como para identificar y analizar las dependencias entre ellas, permitiendo el análisis integrado de la implementación simultánea de distintas iniciativas. Actualmente TCV está valorando mediante su CMI Simulado la idoneidad de la implementación de parte de las iniciativas seleccionadas.

REFERENCIAS

Estrada, J.L. (2007). Mejora de la competitividad de un puerto por medio de un nuevo modelo de gestión de la estrategia aplicando el cuadro de mando integral. Tesis doctoral de la Universidad Politécnica de Madrid (España).

Germanischer Lloyd Certification (2008). Container Terminal Quality Indicator Standard. The concept of increasing container terminal efficiency. Germanischer Lloyd, Hamburg.

Kaplan R.S., Norton D.P. (1992) The Balanced Scorecard –Measures that Drive Performance. Harvard Bus Rev 70 (1): 71-79.

Kaplan, R.S. y Norton, D.P. 1997. Cuadro de Mando Integral (The Balanced Scorecard), 1ª ed., Gestión 2000.com, 321 pp.

Kaplan, R.S. y Norton, D.P. 2004. Mapas Estratégicos, 1ª ed., Gestión 2000.com, 499 pp.

Kaplan, R.S. y Norton, D.P. 2005. Cómo utilizar el Cuadro de Mando Integral, 1ª ed., Gestión 2000.com, 412 pp.

Martin Soberón, A.M. (2010). Planificación Estratégica y Adaptación del Cuadro de Mando Integral a Terminales Portuarias de Contenedores. Proyecto Final del Máster en Gestión Portuaria y Transporte Intermodal de la Universidad Pontificia de Madrid (España).

Monfort, A. 1995. Planning for quality: A course of action for the Development of a Container Terminal. Bull. Perm. Int. Assoc. Navig. Congr., 86: 95-111.

1.5.4. UNA REVISIÓN DE LA LEY DE PUERTOS DE CANARIAS: LAS URBANIZACIONES MARÍTIMAS

A. R. Gimeno

Jefe de Área de Planificación. Viceconsejería de Infraestructuras y Planificación. Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias. Avenida de Anaga, 35 –Planta 10, 38070-Santa Cruz de Tenerife, e-mail: agimher@gobiernodecanarias.org

RESUMEN

Ya en este año de 2011 con ocho años de vigencia, la Ley 14/2003, de 8 de abril, de Puertos de Canarias (en adelante Ley de Puertos de Canarias o LPC) es la legislación territorial que determina y clasifica los puertos de competencia de la Comunidad Autónoma de Canarias, regulando su planificación, construcción, organización, gestión, régimen económico-financiero, e instrumentos de control y policía administrativa, así como de las instalaciones portuarias de competencia de aquella.

Conforme la Constitución Española -y la Ley Orgánica 4/1996, de 30 de diciembre, de reforma de la L.O. 10/1982, de 10 de agosto, de Estatuto de Autonomía de Canarias-, los puertos que son competencia de la Comunidad Autónoma de Canarias son todos aquellos que, estando en su ámbito territorial, no tengan la consideración -regulada en la Ley 27/1992, de 24 de noviembre, de Puertos del Estado y de la Marina Mercante-, de puertos de interés general del Estado.

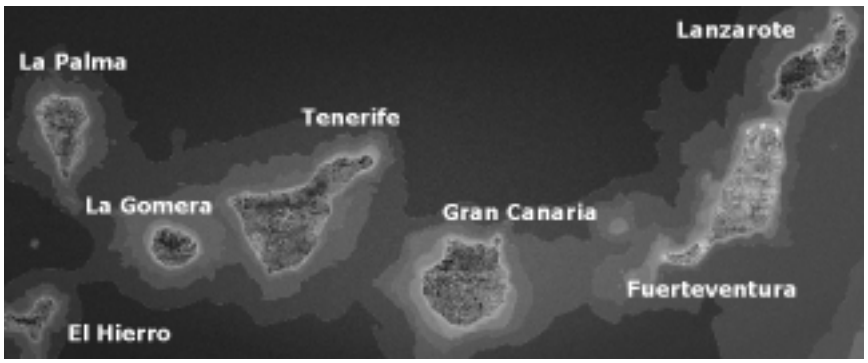


Figura 1. Archipiélago Canario: ámbito territorial de aplicación de la Ley de Puertos de Canarias

Son varios los asuntos que pudieran requerir una revisión de la ley territorial portuaria vigente en el Archipiélago Canario, pero en esta ponencia me referiré exclusivamente al concepto introducido en su artículo segundo de "urbanizaciones marítimas" y la posible ineficacia jurídica que dicho concepto tiene tal como se ha plasmado en el texto legal autonómico habida cuenta que, de una parte, el concepto ya se regula con anterioridad en el artículo 43.6 del Real Decreto 1471/1989, de 1 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento General para desarrollo y ejecución de la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas (en adelante Reglamento de Costas o RC), y de otra parte, resulta cuando menos cuestionable la capacidad jurídica de intervención de la Comunidad Autónoma de Canarias tal y como viene recogida en la Ley de Puertos de Canarias vigente.

Este artículo de ponencia se estructura como sigue:

INTRODUCCIÓN
- Dominios Públicos: Portuario (DPP) y Marítimo-Terrestre (DPMT)
- Comunidades Autónomas como titulares de DPMT

URBANIZACIONES MARÍTIMAS
- En la Ley de Costas de 1988 y en su Reglamento de 1989
- En la Ley de Puertos de Canarias de 2003

SUPUESTOS PRÁCTICOS SEGÚN LA LEY DE PUERTOS DE CANARIAS
Caso 1 : Conexión directa con le mar
Caso 2 : Como "apéndice" de un puerto (deportivo o no)
CONCLUSIONES

INTRODUCCIÓN

Dominios Públicos: Portuario (DPP) y Marítimo-Terrestre (DPMT)

En España, hablar de puertos significa hablar de costas ya que todos los puertos españoles -por ley-, se ubican en la costa. Todos los puertos españoles son "marítimos", por tanto se localizan en el Dominio Público Marítimo-Terrestre (DPMT). En España no existen puertos "fluviales" desde el punto de vista jurídico, entendiendo por tales los que se ubicarían en un río, allí donde el río es Dominio Público Hidráulico y no DPMT.

En este artículo de ponencia vamos a identificar como sinónimos tres conceptos, a saber:

Puerto = Zona de Servicio Portuaria = Domino Público Portuario (DPP)

En el caso español, el DPP lo podemos decomponer, en general, de dos formas distintas: atendiendo a si el DPP es DPMT o no, o bien atendiendo a la administración responsable de los asuntos portuarios, es decir, si el DPP es estatal o el DPP es autonómico.



Figura 2. Esquema de un puerto en el que se distingue el Dominio Público Portuario (DPP) incluido en el DPMT (en blanco) y el que no (en oscuro); además se distinguen los puertos gestionados por el Estado (DPP estatal) y los gestionados por las CCAA (DPP autonómico).

En España, conforme la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas la utilización del DPMT para usos que tengan especiales circunstancias de intensidad, peligrosidad o rentabilidad y las que requieran obras o instalaciones sólo podrán ampararse en cuatro figuras posibles: Reserva, Adscripción, Concesión y Autorización.

Cada una de estas cuatro figuras tiene sus especificidades, así la Reserva sólo puede tener de titular a la Administración General del Estado para fines de su competencia (estudios, investigaciones, obras, servicios, etc.); por su parte la Adscripción sólo puede tener de titular a la Administración de una Comunidad Autónoma y su objeto se circunscribe a los puertos y a las vías de transportes de su titularidad (o competencia); Finalmente las concesiones y autorizaciones pueden tener cualquier titular y las diferencias principales entre ambas son que las segundas sólo pueden otorgarse por plazo inferior a una año y para actividades que no requieran obras o instalaciones, y de requerirlas, dichas instalaciones serán desmontables.

Comunidades Autónomas como titulares de DPMT

Por tanto, para que una Comunidad Autónoma española tenga titularidad sobre el DPMT con instalaciones fijas, conforme lo dicho antes, sólo puede am-

pararse en dos títulos: Adscripción (puertos y vías de transporte) y Concesión (resto: no-puertos ni vías de transporte de su competencia).

Llegados a este punto, y teniendo en cuenta el título de este artículo de ponencia, surge la pregunta ¿Qué es una Urbanización Marítima?

URBANIZACIONES MARÍTIMAS

Urbs. Marítimas en la Ley de Costas de 1988 y en su Reglamento de 1989

El concepto de urbanización marítima no se menciona en la Ley 22/1988 de Costas vigente sino en su Reglamento General de 1989 (RC); esto es en el Real Decreto 1471/1989, de 1 de diciembre, por el que se aprueba el Reglamento General para desarrollo y ejecución de la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas.

Así, en su *Título II Limitaciones a la propiedad sobre los terrenos contiguos a la ribera del mar por razones de protección del dominio público marítimo-terrestre*, en el punto 6 del artículo 43 del RC en su Capítulo II Servidumbre Legales dentro de la sección relativa a la Servidumbre de Protección dice textualmente (el texto original no está subrayado):

"6. La realización de obras, tales como marinas o urbanizaciones marítimoterrestres, que den origen ala invasión por el mar o por las aguas de los ríos, …, de terrenos que con anterioridad a dichas obras no sean dominio público marítimo-terrestre, ni estén afectados por la servidumbre de protección, producirá los siguientes efectos:
   a) El terreno inundado se incorporará al dominio público marítimoterrestre.
   b) La servidumbre de protección preexistente con anterioridad a las obras, mantendrá su vigencia.
   c) En los terrenos que no sean objeto de la servidumbre de protección no se generará una nueva zona de servidumbre de protección en torno a los espacios inundados, sino que exclusivamente, será de aplicación, en este caso, la servidumbre de tránsito.

   En cualquier caso, dichas obras precisarán del correspondiente título administrativo para su realización."

Es obvio que el título administrativo a que se alude la final no puede ser otro que la concesión teniendo presente, de una parte, que no se hace referencia a puerto alguno, y de otra parte, la regulación en la materia de la Ley de Costas antes citada.

Comprobaremos más adelante que los términos "urbanizaciones marítimo-terrestres" (Reglamento de Costas) y "urbanizaciones marítimas" (Ley de Puertos de Canarias) se refieren al mismo objeto, son absolutamente equiparables.

Vamos a ver con ayuda de un esquema el proceso (antes de la urbanización marítima y después de su construcción a partir de una concesión) y las consecuencias recogidas en el artículo anterior del RC:

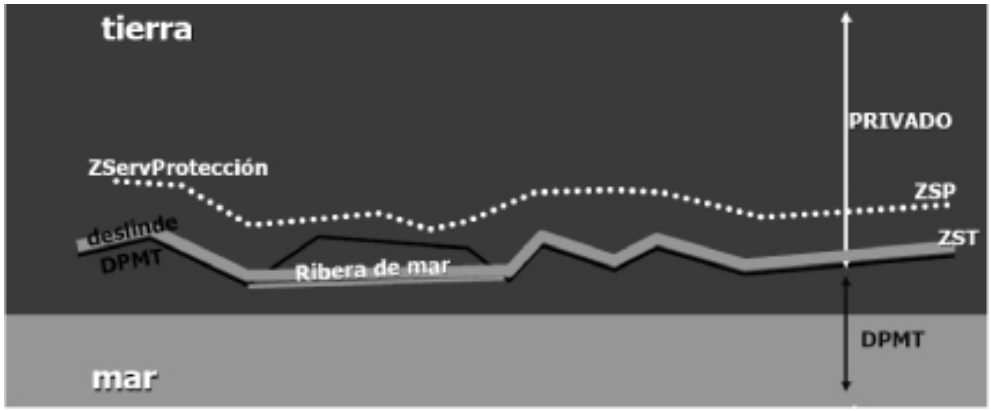


Figura 3. Esquema de un tramo de costa antes de la urbanización marítima: obsérvese la línea del deslinde del DPMT (negro) y una parte donde la Ribera del mar se separa de la anterior.

Se representan la Zonas de Servidumbre de Tránsito (ZST) y de Servidumbre de Protección (ZSP)

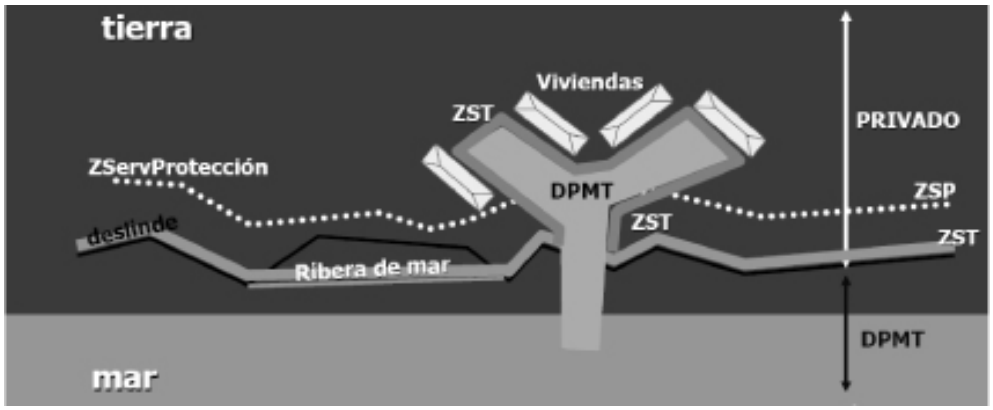


Figura 4. Esquema del tramo de costa anterior una vez construida la urbanización marítima: obsérvese que la nueva zona inundada se incorpora al DPMT, que sí se genera nueva ZST alrededor de la zona inundada y que NO se genera nueva ZSP, quedando las viviendas por detrás de la nueva ZST y, siempre, fuera de la ZSP original.

Urbanizaciones Marítimas en la Ley de Puertos de Canarias de 2003

En la ley 14/2003, de 8 de abril, de Puertos de Canarias se citan las "urbanizaciones marítimas" en dos artículos, el 2 en el que hace referencia a la supuesta competencia autonómica al respecto y el 64 que exclusivamente regula este concepto y lo define. Para una mejor compresión transcribimos textualmente parte del artículo 2 y el ge completamente, a continuación:

"Artículo 2. Determinación de los Puertos de Canarias

1. *Son de competencia de la Comunidad Autónoma de Canarias los puertos, infraestructuras e instalaciones portuarias que, situados en la ribera del mar, dentro de su territorio, presten o permitan la realización de operaciones de tráfico portuario, presten servicios a las actividades pesqueras, deportivas o náutico-recreativas, o bien sirvan de apoyo a urbanizaciones marítimo-terrestres, siempre que no estén declarados de interés general del Estado o, en el caso de que lo estén, cuando el estado no realice su gestión directa y se produzca la adscripción a la Comunidad Autónoma de Canarias."*

"Artículo 64. Urbanizaciones Marítimas

1. *Constituyen las urbanizaciones marítimas, a lo efectos de esta Ley, el conjunto de infraestructuras, obras e instalaciones que permiten comunicar de forma permanente los terrenos de propiedad privada con el mar territorial, aguas interiores o lámina de agua de los puertos e instalaciones portuarias, mediante una red de canales que permita la navegación de las embarcaciones deportivas o recreativas al pie de las parcelas o edificaciones de propiedad privada.*
2. *La construcción, gestión y explotación de una urbanización marítima requiere la correspondiente concesión de utilización del dominio público, en los términos establecidos en esta Ley para las concesiones de puertos deportivos o instalaciones náutico-recreativas.*
3. *Previamente a la concesión, el solicitante deberá presentar el proyecto ajustado la planeamiento urbanístico y el correspondiente informe municipal de que dicho proyecto se adecua al planeamiento vigente.*
4. *Los terrenos de propiedad privada colindantes con las aguas interiores, canales y demás pertenencias del dominio público marítimo-terrestre o portuario estarán sometidos a la servidumbre de servicio náutico, que recaerá sobre una franja de seis metros de anchura a contar desde el borde del canal o desde el límite de las aguas interiores, medidos hacia el interior.*

En esta zona no se podrá ejecutar construcción de ningún tipo que impida o menoscabe su finalidad, salvo las directamente vinculadas al uso o servicio portuario, en cuyo caso requerirá autorización de "Puertos Canarios" o del correspondiente cabildo insular, según los casos."

De la lectura del artículo 64 se pueden extraer las siguientes consideraciones:

A. En la definición expuesta en el punto 1 del artículo 64 se habla de comunicar terrenos de propiedad privada (luego no de dominio público marítimo-terrestre –DPMT-) con el mar territorial o aguas interiores (perteneciente al DPMT conforme la Ley de Costas vigente –LC-), y de forma permanente, por lo que ese terreno inundado de forma permanente pasaría -conforme la LC- a ser DPMT, por lo que pasaría a regularse según dicha ley de costas, no pudiendo intervenir directamente la Administración de la Comunidad Autónoma, sino el Ministerio competente en materia de costas. El DPMT sólo podría ser gestionado por la Comunidad Autónoma Canaria, como ya señalamos con anterioridad, bajo la figura de concesión, no pudiendo ser la figura de adscripción ya que no se trataría de un puerto. Siendo la figura de concesión a la Comunidad Autónoma del DPMT por parte del Ministerio, no tiene sentido el punto 3 del citado artículo 64, ya que no cabría dar la Comunidad Autónoma una concesión de lo que a su vez otra administración le ha dado en concesión siguiendo lo recogido en el ya citado punto 3 del artículo 64.
   Este es el supuesto práctico que hemos denominado en este artículo-ponencia como "Caso-1: Conexión directa con el mar" y que expondremos con mayor detalle en el siguiente epígrafe de este artículo-ponencia.
B. En ese mismo punto 1, el párrafo continua planteando la otra posibilidad que es conectar permanentemente los terrenos antes privado (no DPMT) pero que se van a inundar (luego ya ha pasado a DPMT) con la lámina de agua de los puertos o instalaciones portuarias. En este caso al ser previamente un puerto estaríamos hablando de una adscripción y se trataría de una ampliación de la zona adscrita ya que al inundarse permanentemente pasa a ser nuevo DPMT.
   Tampoco tiene encaje la Comunidad Autónoma en este segundo caso ya que la ampliación de la zona adscrita sólo puede darse para una actividad portuaria y queda meridianamente claro que la actividad va a ser residencial. Esta actividad residencial en el puerto resulta incompatible con la propia ley de Puertos de Canarias como indicaremos más adelante.
   Este es el supuesto práctico que hemos denominado en este artículo-ponencia como "Caso-2: Como "apéndice" de un puerto (deportivo o no)" y que expondremos con mayor detalle en el siguiente epígrafe de este artículoponencia.
C. Para finalizar en el punto 4 del artículo 64 se introduce una "servidumbre náutica" que en su definición y limitaciones resulta, en la práctica, igual que la servidumbre de tránsito recogida en la Ley de Costas vigente, por lo que no estamos añadiendo nada nuevo en relación con lo ya expresado en el Reglamento de Costas vigente para las urbanizaciones marítimo-terrestres.

SUPUESTOS PRÁCTICOS SEGÚN LA LEY DE PUERTOS DE CANARIAS

Atendiendo a lo expuesto en el epígrafe anterior sobre el artículo 64 de la Ley de Puertos de Canarias, los dos supuestos que se pueden dar, en relación con lo que podemos denominar "tipologías" o "supuestos prácticos" de las urbanizaciones marítimas o marítimo-terrestres, se pueden dar los dos casos siguientes:

Caso 1 : Conexión directa con el mar

En la Figura-5 presentamos un ejemplo que materializa esta posibilidad que se encuentra en territorio español, concretamente en "Port Sa´playa" (Valencia).



Figura 5. Urbanizaciones Marítimas: "Caso 1: conexión directa con el mar" en Valencia.

En este caso, según el punto 1 del artículo 64 se tratarían de terrenos de propiedad privada (luego con anterioridad no pertenecientes al dominio público marítimo-terrestre –DPMT-) comunicados permanentemente con el mar territorial o aguas interiores (ambas zonas marítimas –mar territorial y aguas interiores- sí perteneciente al DPMT conforme la Ley de Costas vigente –LC-). El terreno inundado pasa a ser DPMT por aplicación de la vigente Ley de Costas.

Conviene recordar que no estamos ante un puerto deportivo aunque existan embarcaciones deportivas y que el uso es residencial. El DPMT sólo podría ser gestionado por la Comunidad Autónoma Canaria, como ya señalamos con anterioridad, bajo la figura de concesión, no pudiendo ser la figura de adscripción ya que no se trataría de un puerto. Siendo la figura de concesión a la Comunidad Autónoma del DPMT por parte del Ministerio, no tiene sentido el punto 3 del citado artículo 64, ya que no cabría dar la Comunidad Autónoma una concesión de lo que a su vez otra administración le ha dado en concesión siguiendo lo recogido en el ya citado punto 3 del artículo 64.

En la Figura-6 se observa la servidumbre de tránsito (que no servidumbre náutica) de esta instalación, que por los datos recabados es anterior a la promulgación de la vigente Ley de Costas.

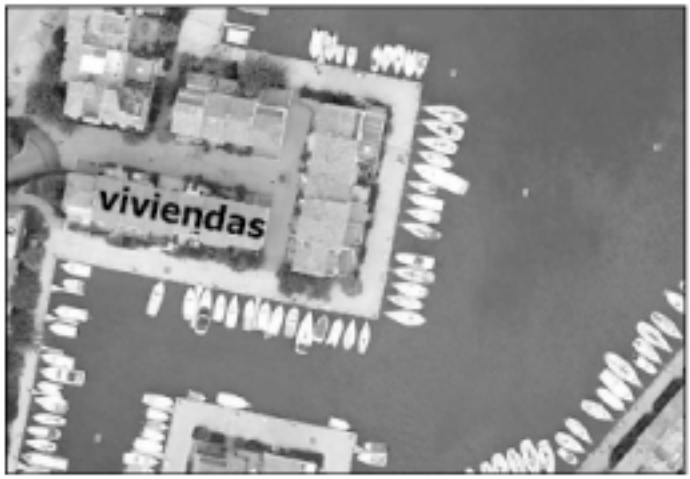


Figura 6. Detalle del Caso-1 de las Urbanizaciones Marítimas. Obsérvese la servidumbre de tránsito entre las viviendas y las embarcaciones. Esto no es un puerto deportivo.

Caso 2 : Como "apéndice" de un puerto (deportivo o no)

En la Figura-7 presentamos un ejemplo que materializa esta posibilidad que se encuentra en territorio español, concretamente en Sotogrande (Cádiz)



Figura 7. Urbanizaciones Marítimas: "Caso 2: como "apéndice" de un puerto (deportivo o no)" en Cádiz. Obsérvese que el polígono de trazos negros discontinuos es el puerto deportivo que está "antes" que la urbanización marítima. Para llegar, desde el mar a la urbanización marítima hay que "atravesar" el puerto.

En este segundo caso, los terrenos privados (no DPMT) pero que se van a inundar (luego cuando se inunden pasarán a DPMT) se conectan permanentemente con la lámina de agua del puerto. En este caso al ser previamente un puerto estaríamos hablando de una adscripción y se trataría de una ampliación de la zona adscrita ya que al inundarse permanentemente pasa a ser nuevo DPMT.

Como ya dijimos, tampoco tiene encaje la Comunidad Autónoma en este segundo caso ya que la ampliación de la zona adscrita sólo puede darse para una actividad portuaria y queda meridianamente claro que la actividad va a ser residencial. Debido a este uso o actividad, el residencial, es el que impide que se pueda llegar a aplicar esta figura conforme la Ley de Puertos de Canarias, ya que es su artículo 6 lo establece como situación excepcional pero además sólo para el uso alojativo turístico, que no es el residencial, como se puede comprobar del propio texto portuario autonómico canario:

Artículo 6. Zona de Servicio de los "Puertos Canarios"

1. *En los puertos e instalaciones portuarias de titularidad de la Comunidad Autónoma de Canarias se delimitará una zona de servicio, en la que se incluirán los espacios, superficies y lámina de agua necesarios para la ejecución de las actividades portuarias, …*
2. *…*

…

5. *En la resolución de aprobación de la delimitación deberán incluirse los usos previstos para las diferentes zonas del puerto, donde podrán preverse zonas destinadas a equipamientos complementarios de los usos náuticorecreativos, espacios para usos comerciales y de ocio vinculados a aquéllos. Excepcionalmente podrán preverse usos alojativos turísticos ubicados fuera de la zona de dominio público marítimo-terrestre de titularidad estatal y de la zona de servidumbre de protección. …*
6. *…"*

En la Figura-8 se observa la servidumbre de tránsito (que no servidumbre náutica) de esta instalación gaditana que se construyó con anterioridad a la promulgación de la vigente Ley de Costas.



Figura 8. Detalle del Caso-2 de las Urbanizaciones Marítimas.
Obsérvese la servidumbre de tránsito entre las viviendas y las embarcaciones.

CONCLUSIONES

Visto lo anterior y teniendo en cuenta que el dominio público portuario de titularidad autonómica (competencia de la Comunidad Autónoma) proviene siempre y exclusivamente de la adscripción de un dominio público marítimo terrestre (otorgamiento cuya competencia es de la Administración General del Estado) y que dicha adscripción sólo puede otorgarse, conforme la Ley de Costas vigente, para puertos y vías de transporte, no parece ajustado al ordenamiento vigente el concepto tal como viene recogido en el artículo 64 de la ley portuaria canaria.

1.6 OBRAS MARÍTIMAS, REVISIÓN DE SU EVOLUCIÓN

1.6.3. EVOLUCIÓN DE TIPOLOGÍAS DE DIQUES DE ABRIGO Y COMPORTAMIENTO FRENTE AL REPARTO DE FLUJOS DE ENERGÍA

M. Vílchez[1], M. Clavero[1], D. Pérez[2], M.I. Benedicto[2], P. Bartolomé3, G. Iglesias[3], M. A. Losada[1]

1. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Centro Andaluz de Medio Ambiente, Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada.e-mail: mvilchez@ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es

2. PROES Consultores S.A., Cl General Yagüe, 39, 28020, Madrid, e-mail: dperez@proes.es, ibenedicto@proes.es

3. Universidad de Santiago de Compostela. Escuela Politécnica Superior Campus Lugo s/n, 27002, Lugo. pedro.bartolome.acosta@gmail.com, gregorio.iglesias@usc.es

INTRODUCCIÓN

El diseño tradicional de un dique de abrigo (en sus tres tipologías esenciales: en talud, vertical o mixto, ROM 1.0-09, 2009) se realiza a través de formulaciones empíricas, que ofrecen una buena herramienta para los proyectistas, pero de las que no se conoce con precisión cuál es su nivel de ajuste respecto a la optimización del diseño de la obra en el binomio coste/fiabilidad.

Puede suceder que un dique dimensionado según una fórmula ampliamente aceptada como válida sufra averías inesperadas ante solicitaciones esperables en su vida útil, o bien puede ocurrir que la formulación sobredimensione en exceso la estructura elevando de manera innecesaria los costes derivados de su construcción. Estos fallos de diseño vienen derivados del poco conocimiento del nivel de ajuste que nos proporciona la formulación vigente. Es por ello que se hace necesaria una evaluación concienzuda de la fiabilidad que cada una de las fórmulas existentes ofrece para el posterior comportamiento del dique a lo largo de su vida útil.

En el marco del Proyecto de Investigación "Fiabilidad de las estructuras portuarias", P50/08, financiado por el Ministerio de Fomento del Gobierno de España, se fija como objetivo general la obtención de un conocimiento en profundidad de los procesos de interacción oleaje-dique que ocurren al incidir un oleaje sobre un dique de tipología conocida, lo que conlleva la reducción de la incertidumbre respecto al comportamiento del dique, que se traduce en (1) la optimización del diseño del dique y (2) el aumento de la certidumbre respecto a los costes de construcción, conservación y reparación.

Para la consecución del objetivo general se ha planteado un plan de trabajo que incluye un completo programa de ensayos en laboratorio para analizar el comportamiento de diferentes tipologías de diques: dique vertical poroso, dique mixto con y sin berma (irrebasable y rebasable), dique en talud y dique en S.

DESARROLLO EXPERIMENTAL

Dispositivo experimental

Los ensayos se han realizado en dos laboratorios, el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Granada y el Laboratorio de Ingeniería de Costas y de Agua de la Universidad de Santiago de Compostela. Se han empleado dos canales de ola-corriente de idénticas dimensiones (23 m de largo por 0.65 m de anchura y 1 m de altura) y un tanque de oleaje direccional (21 m de largo por 9 m de anchura y 1 m de altura). Se han registrado datos de nivel, presión y rebase:

- Respecto al nivel, se han empleado siete sensores de nivel, tres frente al dique para la separación del oleaje incidente y reflejado siguiendo el Método Baquerizo (Baquerizo, 1995), uno a pie de dique y tres a sotamar del dique para registrar la transmisión del oleaje (Figura 1).
- La presión se ha registrado tanto en el frontal como en la base del dique, para medir presión y subpresión. Se han usado tantos sensores como ha sido posible dependiendo de la cota de coronación de la berma.
- El rebase se ha registrado a partir de una cubeta de rebase que ha registrado el volumen total de agua rebasado. Por otro lado, dos sensores de nivel colocados en el trasdós del paramento frontal han permitido medir la cota de ascenso de la lámina de agua sobre el francobordo.

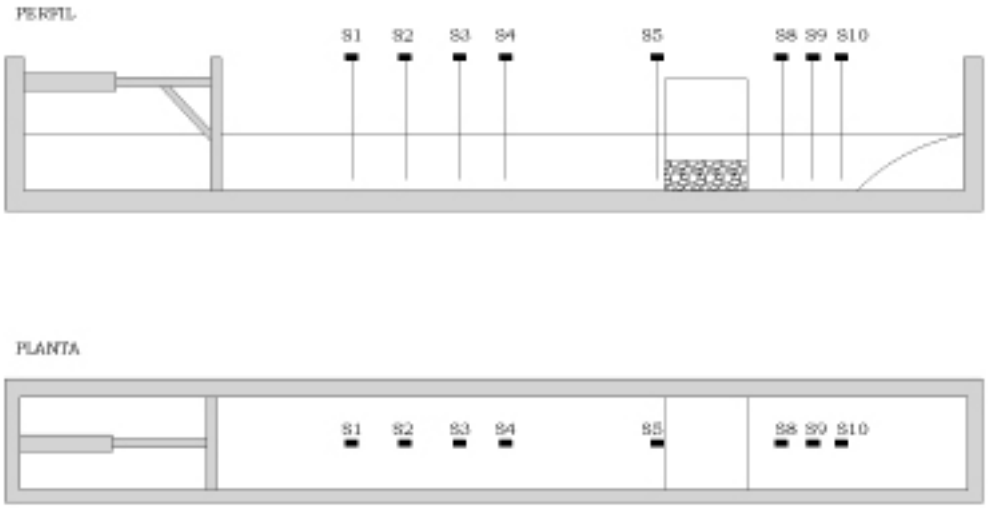


Figura 1. Colocación de los sensores de nivel

Tipologías ensayadas

Se han ensayado los siguientes modelos: (1) dique vertical poroso, (2) dique mixto irrebasable, con berma y sin berma, (3) dique mixto rebasable, con berma y sin berma y (4) dique en S. En todos los casos dentro de cada serie de ensayo se han realizado diferentes configuraciones variando la anchura del dique, altura de cimentación, tamaño de árido, etcétera. Se han ensayado en total más de 100 configuraciones de dique diferentes. Los diferentes casos ensayados se pueden consultar en la Tabla 1.

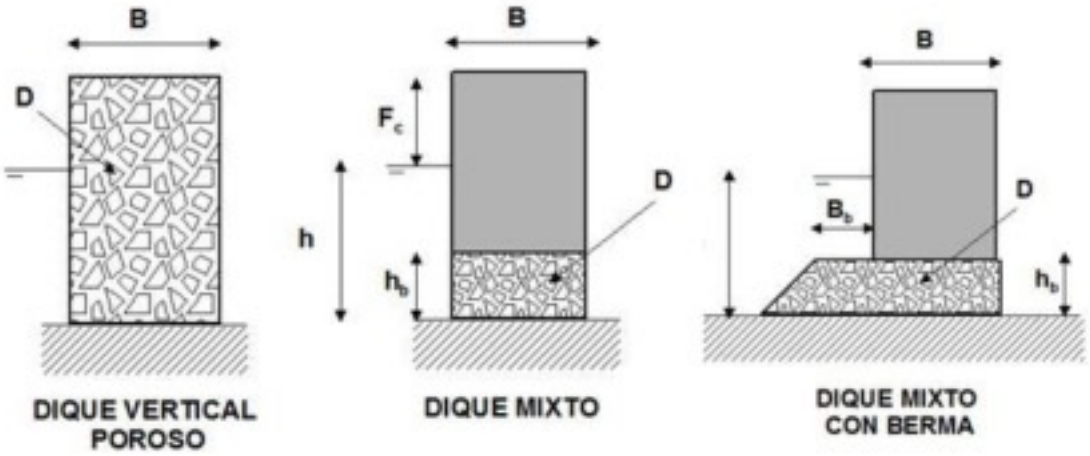


Figura 2. Parámetros de las tipologías ensayadas

Tipología	Anchura B (m)	Diámetro de pieza D (mm)	Profundidad relativa de la berma h_b/h	Anchura de la berma B_b (m)	Francobordo Fc (m)
Dique vertical poroso	0.02, 0.14 y 0.50	12, 26, 40, 52 y 110	-	-	-
Dique mixto irrebasable sin berma	0.14 y 0.50	12, 26, 40, 52 y 110	0.25, 0.50, 0.85 y 1.00	-	-
Dique mixto rebasable sin berma	0.14 y 0.50	12, 40 y 52	0.25 y 1.00	-	0.07
Dique mixto irrebasable con berma	0.50	12, 26, 40, 52 y 110	0.25, 0.50 y 0.75	0.14 y 0.50	-
Dique mixto rebasable con berma	0.50	12, 40 y 52	0.25 y 0.75	0.14 y 0.50	0.07

Tabla 1. Características de las tipologías ensayadas

Se han registrado datos de superficie libre y de presión en los paramentos y la base del cajón. A partir de esos registros se han realizado los análisis pertinentes para obtener los siguientes parámetros:

- Reparto de flujos de energía: K_R, K_T, D^*
- Empujes y fuerzas horizontales y verticales
- Estabilidad de piezas
- Parámetros de rebase

Todos los ensayos se han realizado bajo oleaje regular e irregular.

RESULTADOS: REPARTO DE FLUJOS DE ENERGÍA

A partir de los datos recogidos en el ensayo se ha calculado el reparto del flujo de energía incidente en energía reflejada, transmitida y disipada. En este artículo se incluyen los datos correspondientes al ensayo del dique mixto irrebasable sin berma.

Comparación de los diferentes tamaños de piezas ensayadas

El haberse realizado los ensayos con diferentes tamaños de pieza permite comparar los resultados del reparto de flujos de energía para cada diámetro, como puede verse en la Figura 3. Se observa cómo los mayores coeficientes de reflexión están relacionados en general con las piedras de menor tamaño. Es importante destacar que con estos resultados queda patente cómo la elección de un tamaño u otro de pieza influye en el reparto de flujos de energía en un ensayo a escala sobre un dique, por tanto, está influido por el efecto escala. Al estar afectado por el efecto escala el reparto de flujos de energía, también lo estarán los valores de altura total frente al dique, presiones sobre paramentos, ascensos sobre paramentos, etcétera.

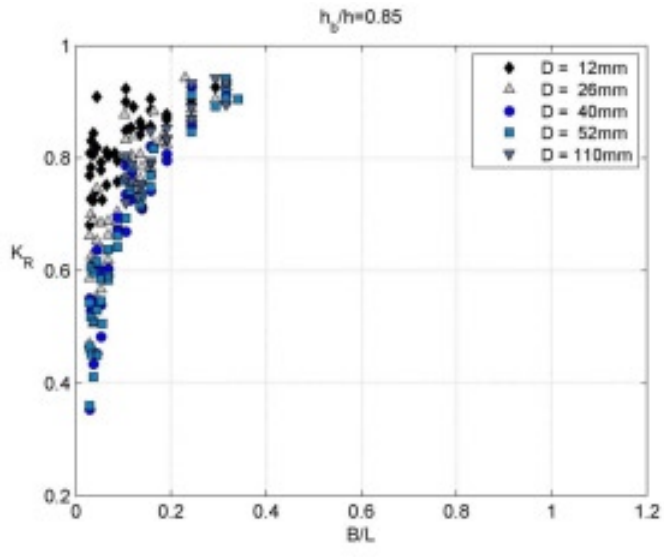


Figura 3. Comparación del coeficiente de reflexión para los cinco diámetros de pieza ensayados, para h_b/h=0.85

Es por ello que no debe olvidarse que el efecto escala está presente en todos los ensayos que se realicen bajo Similaridad de Froude. Por tanto, cada vez que se realice un ensayo a escala y que conviertan los datos obtenidos en modelo a prototipo, debe aplicarse una corrección a los resultados. Se propone aplicar la corrección al coeficiente de fricción del medio poroso, tal y como planteó Pérez para diques porosos (Pérez et al, 2009).

Parametrización

Los resultados obtenidos se han parametrizado, de tal manera que se puedan obtener los coeficientes de reflexión, transmisión y disipación a partir de formulaciones de fácil empleo.

COEFICIENTE DE REFLEXIÓN

La Figura 4 muestra los resultados de K_R frente a B/L_z para todas las profundidades de berma y diámetro característico de pieza D = 12 mm. Puede observarse cómo los resultados se ordenan de tal manera que a mayor profundidad de berma menor coeficiente de reflexión.

Por otro lado, se observa el ascenso del valor de la reflexión hasta un valor de la anchura relativa de 0.35, a partir del cual se alcanza el régimen de saturación, siendo en este caso el descenso de la reflexión muy poco significativo al aumentar la anchura del dique. Este comportamiento se parametriza mediante dos ecuaciones que representan ambas tendencias.

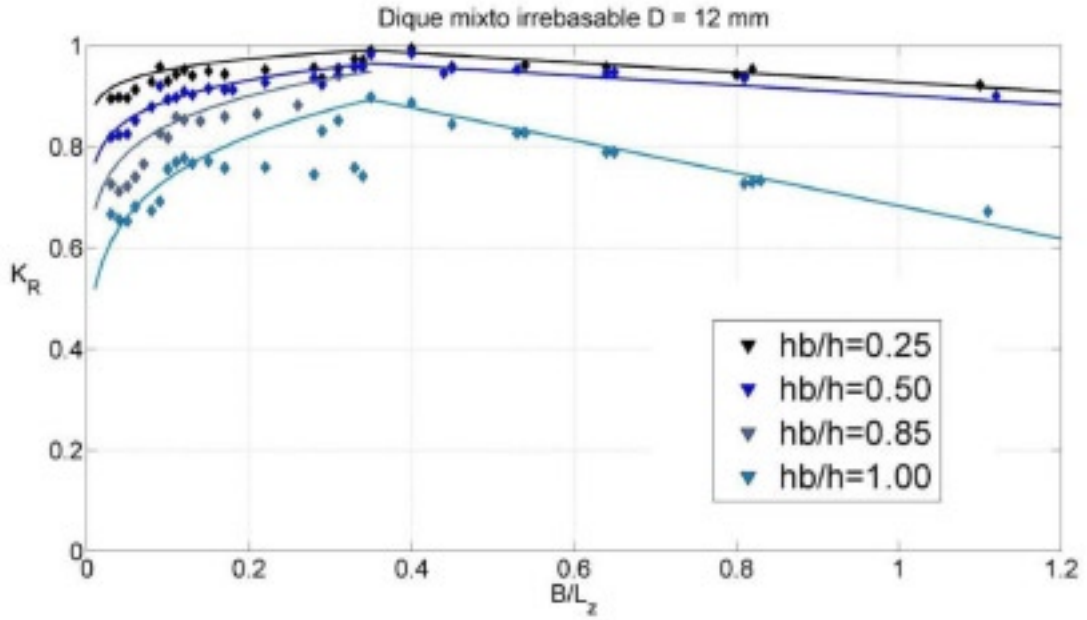


Figura 4. Coeficiente de reflexión frente a anchura relativa para D = 12 mm

El coeficiente de reflexión se puede expresar por tanto de la siguiente manera:

$$K_R = \begin{cases} c_R\left(1+\frac{a_R}{c_R}\left(\tanh\left(B/L_z\right)\right)^{b_R}\right) \; para \; B/L_z \leq 0.35 \\ d_R\left(B/L_z\right)+e_R \; para \; B/L_z > 0.35 \end{cases}$$

donde los coeficiente de las expresiones a_R, b_R, c_R, d_R y e_R dependen del diámetro de la pieza y la profundidad relativa de la berma, tal y como se muestra en la Figura 5.

Así, el coeficiente de reflexión se puede calcular como la suma de un valor fijo debido a la reflexión de la parte sólida del medio poroso (c_R) más una parte variable dependiendo de la anchura relativa, debida al cambio de la celeridad de grupo al pasar el flujo de un medio a otro.

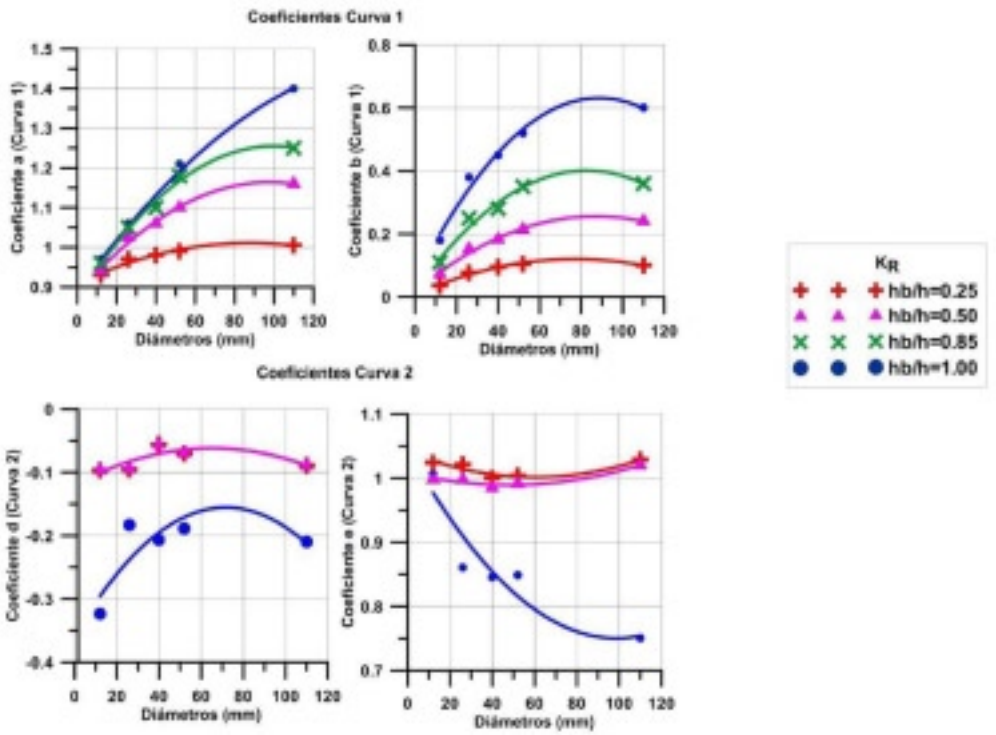


Figura 5. Coeficientes de la parametrización de K_R

COEFICIENTE DE TRANSMISIÓN

La Figura 6 muestra los resultados de K_T frente a B/L_z para todas las profundidades de berma y diámetro característico de pieza D = 12 mm. Puede observarse cómo los resultados se ordenan de tal manera que a mayor profundidad de berma mayor coeficiente de transmisión.

El régimen de saturación se alcanza para la misma anchura relativa que en el caso anterior, siendo K_T descendiente hasta dicho punto y prácticamente constante a partir de dicha anchura.

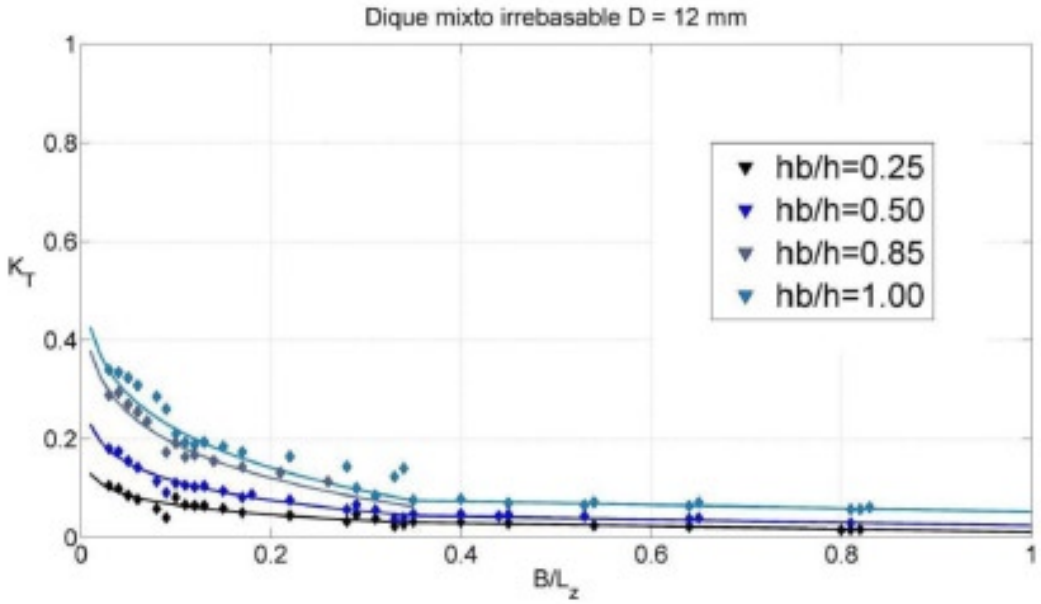


Figura 6. Coeficiente de transmisión frente a anchura relativa para D = 12 mm

El coeficiente de transmisión se puede expresar por tanto de la siguiente manera:

$$K_T = \begin{cases} c_T \left(1 + \dfrac{a_T}{c_T} \dfrac{1}{\left(tanh\left({}^{B}/_{L_z} \right) \right)^{b_R}} \right) \; para \; {}^{B}/_{L_z} \leq 0.35 \\ d_T \left({}^{B}/_{L_z} \right) + e_T \; para \; {}^{B}/_{L_z} > 0.35 \end{cases}$$

donde los coeficiente de las expresiones aT, bT, cT, dT y eT dependen del diámetro de la pieza y la profundidad relativa de la berma, tal y como se muestra en la Figura 7.

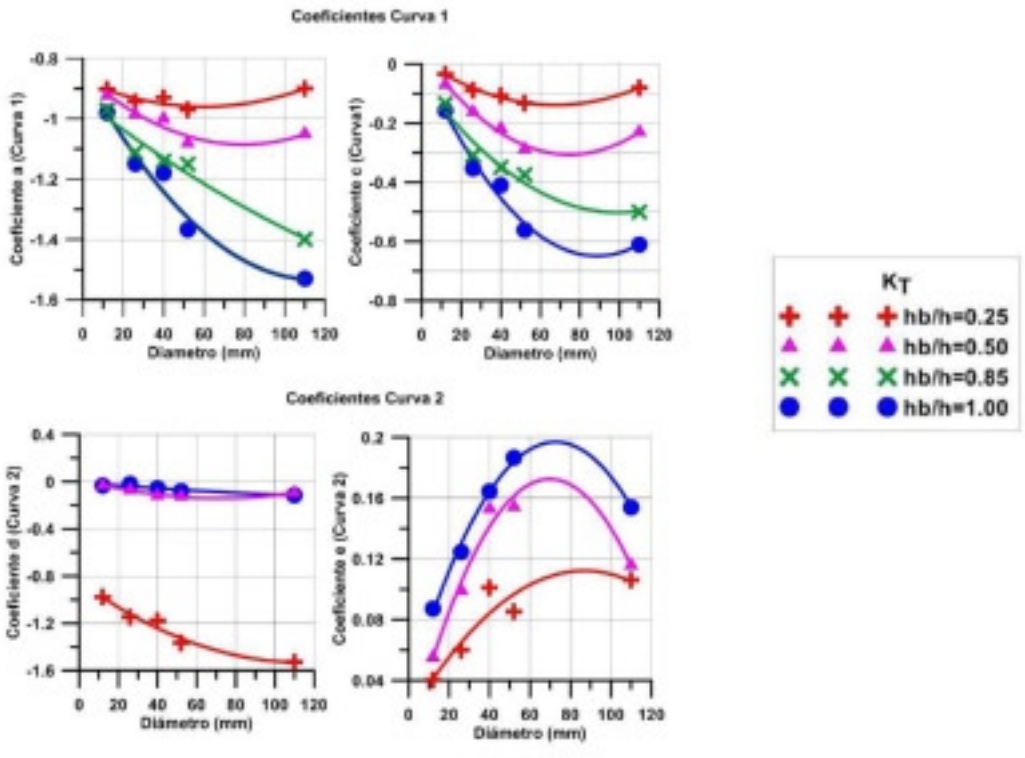


Figura 7. Coeficientes de la parametrización de KT

COEFICIENTE DE DISIPACIÓN

El coeficiente de disipación D^*, calculado siguiendo la expresión $D^*=1-K_R^2-K_T^2$, se parametriza a partir de las ecuaciones obtenidas anteriormente. Por tanto, a partir de las ecuaciones mostradas en los dos apartados anteriores se obtiene el valor de la disipación, como se puede ver por ejemplo en la Figura 8. Puede observarse que los valores experimentales de la disipación (los puntos en la gráfica) tienen un buen acuerdo con las expresiones obtenidas a partir de la parametrización de K_R y K_T (líneas).

Es importante destacar que la disipación es proporcional a la porosidad equivalente del medio mixto (que depende de la profundidad de la berma), y por tanto también será proporcional a la porosidad equivalente el valor de la reflexión.

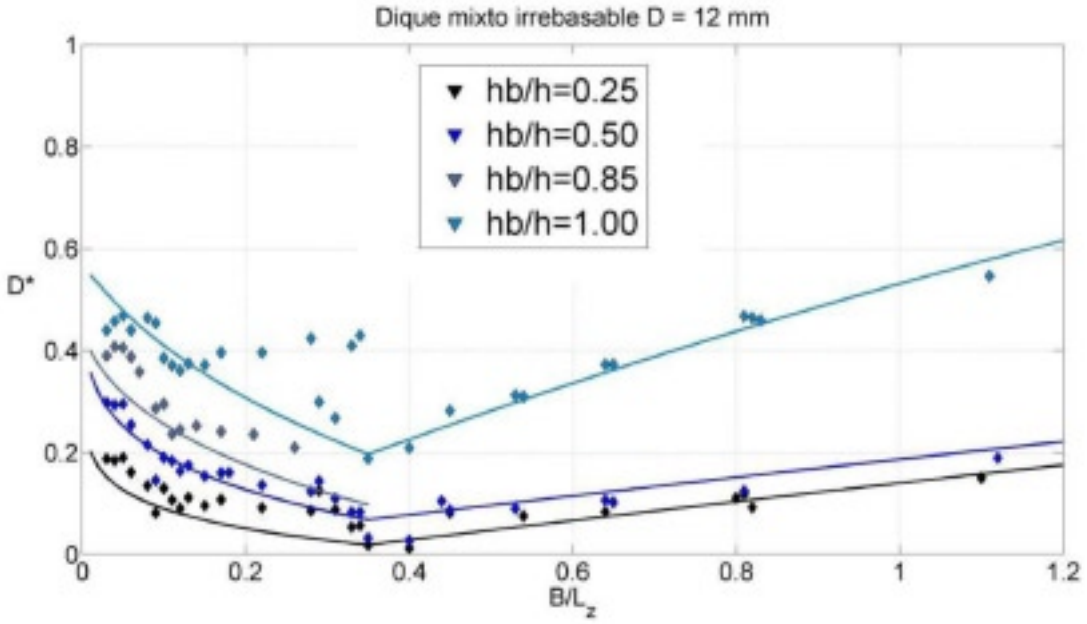


Figura 8. Coeficiente de disipación frente a anchura relativa para D = 12 mm

Comparación de las diferentes tipologías ensayadas

Por último, pueden compararse los resultados del reparto de flujos de energía de cada una de las tipologías ensayadas. Como ejemplo puede verse la Figura 9, en la que se comparan todas las tipologías ensayadas con profundidad relativa h_b/h = 0.25 y diámetro característico de la pieza D = 52 mm. Puede observarse cómo una berma estrecha (B_b=0.14 m) no provoca prácticamente ningún cambio en los valores de K_R, mientras que sí lo reduce la colocación de una berma más ancha (B_b=0.50 m). También se observa el efecto del rebase sobre la reflexión, disminuyendo el valor de K_R al permitirse el rebase sobre el dique.

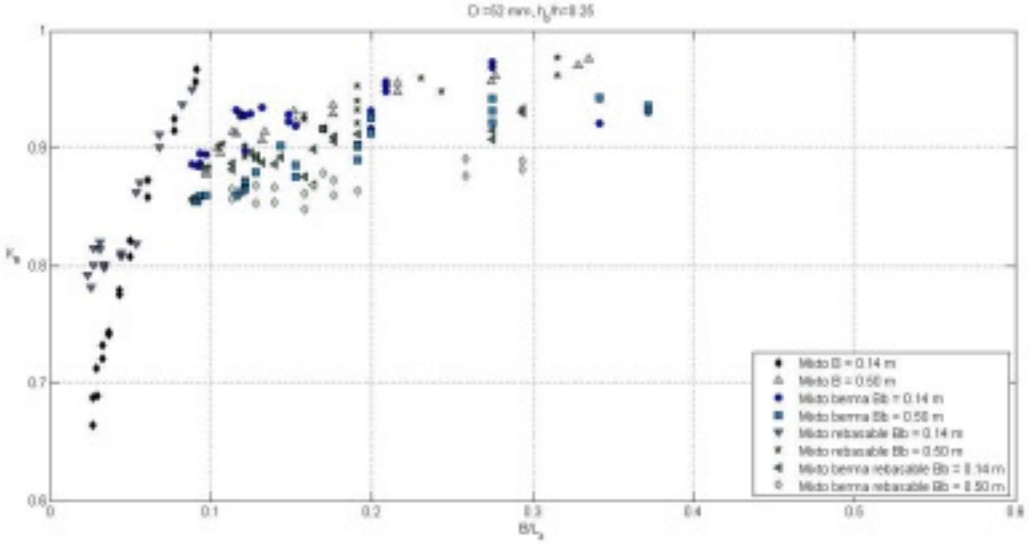


Figura 9. Coeficiente de reflexión para las diferentes tipologías ensayadas

CONCLUSIONES

Del trabajo realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La reflexión y la transmisión alcanzan el nivel de saturación a partir de B/L_z = 0.35, por lo que a partir de ese valor de anchura relativa un aumento de la an-

chura del dique no significa una mejora del comportamiento del mismo frente al reparto de flujos de energía.

- El coeficiente de reflexión antes de la saturación se puede expresar como una contribución constante debida a la parte sólida del medio poroso (c_R) más la contribución variable debida al cambio de la celeridad de grupo al pasar de un medio a otro.
- El descenso de disipación y el aumento de reflexión son proporcionales a la porosidad equivalente del dique mixto.
- Se recomienda por tanto construir los diques dentro de la banda de anchura relativa $0.01 < B/L_z < 0.35$
- A partir de los resultados obtenidos, se puede elegir un dique personalizado en función de las necesidades de la zona respecto a reflexión, transmisión y disipación: tamaño de pieza (D), profundidad de cimentación (h_b/h), anchura relativa (B/L_z), anchura de berma (B_b), francobordo, etcétera
- Todos los ensayos a escala sufren efecto escala, por lo que para trasladar los datos de modelo a prototipo debe introducirse una corrección en el coeficiente de fricción f, que depende de Dk.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Proyecto de Investigación "Fiabilidad de las estructuras portuarias" (P50/08), financiado por el Ministerio de Fomento.

REFERENCIAS

Baquerizo, A., 1995. Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria.

Pérez, D., Ortega-Sánchez, M., Moñino, A. & Losada, M., 2009. Characteristic friction coefficient and scale effects in oscillatory porous flow, Coastal Engineering 56, 931– 939.

Recomendaciones para Obras Marítimas, 2009. ROM 1.0-09, Obras de abrigo frente a las oscilaciones del mar. Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo. Puertos del Estado.

1.6.4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL DE UN DIQUE DISEÑADO EN 1863, CON RESPECTO A LAS NUEVAS TÉCNICAS DE DISEÑO DE DIQUES. CASO DE SARDINA DEL NORTE EN GÁLDAR. GRAN CANARIA

F. Martínez[1], R.Méndez[2]

1. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. .fmartinez@dic.ulpgc.es
2. Ingeniero Técnico en Construcciones Civiles. robperdomo@telefónica.es.

INTRODUCCIÓN

Las primeras referencias técnicas que tenemos en Canarias de diques en talud nos llegan de la mano del ingeniero D. Juan León y Castillo. El principal proyecto de obra marítima redactado por este ingeniero data de 1861 y fue el primer proyecto del Puerto de La Luz y de Las Palmas. En los años siguientes este ingeniero redacta pequeños proyectos de "radas" en el litoral norte de Gran Canaria, siendo uno de estos proyectos, el de la "rada" de Sardina, redactado en 1863, el que analizaremos en esta ponencia.

El proyecto referido ha podido ser analizado en profundidad debido a la gran calidad documental del mismo. En el desarrollo del documento hemos observado unas hipótesis sobre el diseño de obras marítimas que al día de hoy siguen totalmente vigentes.

Igualmente hemos de destacar la calidad de la representación gráfica de las estructuras marítimas, estas conforman un documento de gran valor histórico.

En cuanto a la concepción de esta sección la consideramos de asombrosa actualidad, en ella observamos una distribución estructural en capas filtro, tal como hoy la tenemos concebida.

En el lado de aguas abrigadas se diseña un muelle de sillería en su capa exterior y macizado con hormigón hidráulico, en su interior.

Estableceremos en esta ponencia una comparación entre la sección diseñada por D. Juan León y Castillo en 1863 "siguiendo las prácticas de la buena construcción" y los nuevos conceptos de diseño de obras marítimas en talud, recomendados tanto por la ROM I.0-09, como por las publicaciones de autores contemporáneos.

ANÁLISIS DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO REDACTADO POR D. JUAN LEÓN Y CASTILLO PARA LA RADA DE SARDINA EN LA VILLA DE GÁLDAR

En la Memoria Descriptiva del proyecto podemos ir distinguiendo los distintos apartados que D. Juan León y Castillo va estudiando con el fin de diseñar su solución. Comienza su justificación con un párrafo que queremos dejar plasmado por la vigente actualidad que encontramos en él:

> *Llegado el momento de redactar el proyecto, era preciso reconocer la localidad, levantar su plano y sondear la rada con el mayor esmero, estudiar las corrientes, vientos, régimen de las costas, conferenciar con los prácticos sobre todas las cuestiones que interesen a la navegación; en una palabra, recoger los datos necesarios para poder proponer con acierto la obra que hoy exigen las necesidades del comercio, sin desatender las que pueda reclamar el porvenir.*

En primer lugar trata la **obtención de datos de la forma de la costa** y las sondas Para la forma de la costa se basa en los planos levantados por el teniente de la

marina inglesa Arlet y admitidos por el Ministerio de Marina. En cuanto a las sondas (batimétricas) comenta que se han repetido hasta poderse representar el relieve del fondo del mar por curvas de nivel de metro en metro, suficiente para disponer con exactitud la disposición de las cotas adyacentes a la obra. Igualmente se hace referencia a la calidad de los fondos, indicando que son de arena de buena calidad.

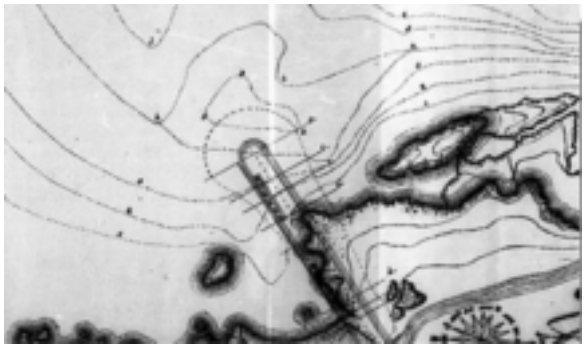


Figura 1. Obtención de datos…

Comentario: De la observación de los planos podemos calificarlos de una calidad excepcional para la época en que se obtuvieron. La forma de la costa es suficiente para evaluar las direcciones de llegada de los vientos-oleajes a la rada. En cuanto a la batimetría comienza en la sonda -1 y se extiende de metro en metro hasta la -9. El morro de la obra proyectada se sitúa en la sonda -4. La batimetría está suficientemente definida para proyectar la obra y estudiar con exactitud las cotas.

En segundo lugar analiza **las mareas** considerando que *"de la marea de los equinoccios depende el perfil del muelle, así como la disposición de la muralla interior y escaleras"*. Adopta como carrera de marea 2,60 m basándose en los datos del Puerto de Las Palmas que considera como puerto patrón con unos datos de unidad de marea de 1,30 y de establecimiento del puerto de 12 horas y 10 minutos.

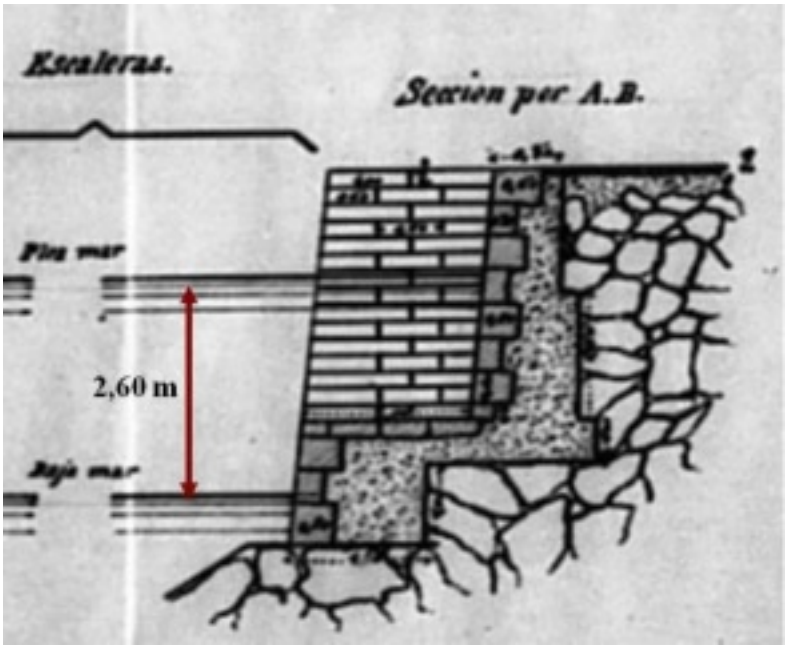


Figura 2. Las mareas…

Comentario: En este apartado Don Juan León y Castillo deja patente la importancia de la marea en una obra de atraque ya que de ella dependerá en parte la operatividad del muelle. El valor de la "marea equinoccial" en 2,6 m se conside-

ra suficiente para la época en que fue evaluada. El Puerto de La Luz consideró en sus proyectos una marea de 2,7 m hasta los años 70, posteriormente de 2,84 m hasta el año 2000 y en la actualidad el Puerto de La Luz con dos mareógrafos en sus dársenas, evalúa la carrera de marea en 3,00 m.

Por otro lado consultando los anuarios de mareas editados por el Instituto Oceanográfico de la marina encontramos que el dato de unidad de marea se evalúa en 1,18m y el establecimiento del puerto en 1 h y 12 minutos, consideramos que en más de cien años de observación de las mareas se habrán ido ajustando parámetros para aproximar su ocurrencia a la realidad. La carrera de marea, que es en este caso, el dato más importante para el proyecto de la obra, consideramos que está suficientemente definido para la época en que se hizo.

Los vientos también son analizados en profundidad ya que por esta época aún era muy importante la navegación a vela, leemos en la memoria que en barcos de vela "*desde esta rada a Santa Cruz se tardaban 4 ó 5 horas, considerando que hacia Las Palmas este tipo de navegación es muy insegura*" . Determina "la brisa" como viento dominante presentando calmas desde octubre a marzo y como vientos más "atemporalados" los del 3º y 4º cuadrante que son los "*más temibles para la rada*" de forma que si se presentan obligarían a los barcos a levar anclas y ponerse al abrigo de las puntas de Sardina o de la Aldea.



Figura 3. Los vientos...

Comentario: El análisis general de vientos realizado por D. Juan León y Castillo coincide plenamente con las tendencias actuales. Analiza los vientos fundamentalmente desde el punto de vista de la navegación y denomina "atemporalados" aquellos que suelen venir acompañados de temporales de oleaje. En ningún momento observamos ningún tipo de cuantificación de velocidad de vientos. Del estudio de las rosas de vientos realizados por el Instituto Tecnológico de Canarias para la zona N.O. de Gran Canaria podemos observar las coincidencias con las hipótesis de D. Juan León y Castillo.

En cuanto a ***las corrientes*** considera D. Juan que son de N. a S., quedando esto confirmado por el depósito de arena blanca que existe en la parte más abrigada de la rada, este depósito es la actual playa de Sardina. Justifica que por falta de medios no se puede medir la velocidad de la corriente, pero considera que es poco sensible.

Comenta que las mareas influyen en la corriente, dirigiéndose esta hacia el N. cuando la marea sube y al S. cuando baja.

Comentario: Llama poderosamente la atención que D. Juan haga hincapié de forma tan clara en las corrientes de la zona, es un estudio que aún hoy día es difícil de realizar si no se instalan correntímetros en la zona de estudio. Al clasificar la corriente como poco sensible hace que minimice su influencia sobre la obra a proyectar.

En cuanto al depósito de arena de la rada está más bien relacionado con las corrientes de oleaje, observándose un transporte de arena perpendicular a la costa con grandes temporales y la recuperación de la misma con oleajes menos energéticos.

En este primer apartado que podemos denominar de Anejos justificativos de la solución adoptada, echamos de menos uno muy importante que es el **ESTUDIO DEL OLEAJE**, hoy día denominado "Clima Marítimo", hemos analizado exhaustivamente el apartado de vientos e intuimos que al referirse a determinadas direcciones de vientos llevan implícitas la formación de oleaje según esas mismas direcciones, como ya sabemos hay una relación directa viento-oleaje. Del oleaje no encontramos referencias de su influencia para el diseño de la sección estructural.



Figura 4. El oleaje…

Posteriormente en este documento cuando estudiemos la sección diseñada por D. Juan León y castillo obtendremos la altura de la de cálculo que resistirían los bloques artificiales diseñados.

Planos del Proyecto



Figura 5. Planta General del puerto

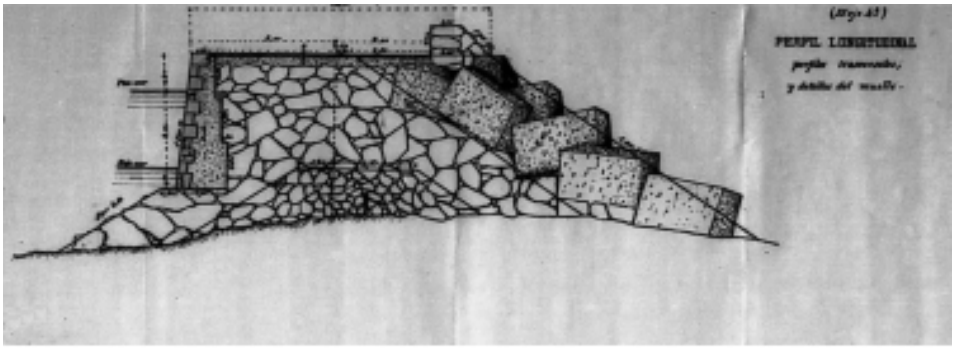


Figura 6. Sección tipo del dique

Análisis de la Sección tipo diseñada para el muelle de la rada de Sardina

DESCRIPCIÓN

En cuanto a la concepción general de la sección la consideramos de asombrosa actualidad, en ella observamos una distribución estructural tal como hoy la tenemos concebida, en el centro de la sección el núcleo de escollera entre 5 y 150 Kg, una segunda capa de forro de escollera entre 150 y 1.400 Kg y todo ello forrado por el manto principal de bloques artificiales (prismas de hormigón hidráulico) de 3,4 x 2 x 1,5, o sea, de 10,2 m^3 y considerando una densidad de 2,5 Tn/ m^3 según indica D.

Juan León y Castillo en la memoria del proyecto, obtenemos, por lo tanto, un peso del bloque del manto principal de 25, 5 Tn.

En el lado de aguas abrigadas se diseña un muelle de sillería en su parámetro exterior y de hormigón hidráulico en su macizado. Las dimensiones del muelle las justifica D. Juan León y Castillo como adoptados a las prácticas de la buena construcción.

En la coronación de la sección diseña un "parapeto de mampostería" a modo discontinuo, que intenta asemejarse en un espaldón de pequeñas dimensiones.

COMPROBACIONES

Vamos a establecer una comprobación de la sección de Don Juan León y Castillo (1863) y la formulación desarrollada por la ROM I.0-09 que está siendo utilizada en la actualidad para el diseño de secciones en obras marítimas.

El peso del manto principal establecido en P1 = 25,5 Tn y en base a este dato, con la formulación de la ROM I.0-09, comprobaremos si se cumplen el resto de datos de la sección, consideraremos la densidad del hormigón y la escollera de 2,5 Tn/ m^3

CONCEPTO	Diseño de D. Juan León y Castillo	ROM I.0-09
Dimensiones del Bloque	1,5 x 2 x 3,4 = 10,2 m^3	a = 2 a x a x 1,3a = 10,4 m^3
Peso del Bloque $\gamma_s = 2,5$ Tn/ m^3	$P_1 = 25,5$ Tn	$P_1 = 26$ Tn
Espesor del Mando Principal	Medida en sección n = 1 $e_1 = 1 \times 1,1 \times \sqrt[3]{\frac{P_1}{\gamma_s}} = 2,6\ m$	n = 2 $e_1 = 2 \times 1,1 \times \sqrt[3]{\frac{P_1}{\gamma_s}} = 4,8\ m$
Peso de la segunda capa	$150\ Kg < P_2 < 1.400\ Kg$	$P_2 < \frac{P_1}{20}$ $P_2 < 1.300\ Kg$
Espesor del Mando Secundario	Medida en sección $e_2 = 2,1$ m	$e_2 = 3 \times 1 \times \sqrt[3]{\frac{P_2}{\gamma_s}} = 2,38\ m$
Núcleo	5 Kg < P < 150 Kg	Peso > 5 Kg
Talud	cotg α = 1,33	1,5 < cotg α < 2

Figura 7: Cuadro comparativo de formulación

SEGÚN LA FORMULACIÓN ACTUAL ¿QUÉ OLA DE CÁLCULO CORRESPONDE AL BLOQUE DISEÑADO POR LEÓN Y CASTILLO?

Según el método desarrollado por el **profesor Iribarren (1954)** que parte de la hipótesis de que la altura de una ola que llega al punto de previsión es función del Fetch y de la intensidad del viento a lo largo del mismo.

$$P\,(Tn) = \propto . Q . A_c^3 . R \;\Rightarrow P = 25{,}5\;Tn \;\Rightarrow\; \boxed{A_c = 7{,}25\;m}$$

SEGÚN HUDSON (1959)

$$H_o = \frac{H_s}{\Delta . D_{n50}} = N_s = (K_D . \cot\alpha)^{1/3} . D_{n50} = 2{,}16\ \text{m} \Rightarrow \boxed{H_s = 6{,}03\ \text{m}}$$

SEGÚN EL MÉTODO DE VAN DER MEER (1988)

$$\frac{H_s}{\Delta . D_{n50}} = (6{,}7\,\frac{N_o^{0.4}}{N^{0.3}} + 1{,}00)\left(\frac{H_s}{L_o}\right)^{-0.1} ;\ D_{n50} = 2{,}16\ \text{m} \Rightarrow \boxed{H_s = 4{,}68\ \text{m}}$$

SEGÚN ROM I.0-09 PARA DIQUES EN TALUD TIPOLOGÍA IRIBARREN

$$\frac{W}{\gamma_w . R_s . H_*^3} = 0{,}0020 \Rightarrow para\ W = 25{,}5\;Tn \Rightarrow \quad H_* = 11{,}52\;m$$

$$H_* = \mu . H_I :\ 0 \le \mu \le 1{,}8\ ;\ \mu = 1{,}5 \Rightarrow \boxed{H_I = 7{,}68\;m}$$

ANÁLISIS DEL OLEAJE PRODUCIDO EN LA ZONA

Según la boya de Gran Canaria fondeada en la latitud de Agaete

Hs = 6,8 m Tp = 15 sg

Del estudio del Clima Marítimo para Canarias redactado por Enrique Copeiro.

Hs = 10,9 m Tp = 13 sg

Del estudio de la rotura del oleaje que llega a la costa al estar fondeado el dique a la profundidad de (-4,00) concluimos que las olas llegan rotas a la costa.

SEGÚN GODA

$$H_b = 0.17 \cdot L_0 \cdot [1 - \exp(-3\pi^2 \cdot \frac{d_b}{gT^2}) \cdot (1 + 15 tg\theta^{4/3}) = 5{,}43\ \text{m}$$

Intervalos de rotura:
d_{bmin} = 3,37 m d_{bmax} = 5,43 m

POR LO TANTO LA OLA ROMPE CONTRA LA ESTRUCTURA.



CONCLUSIONES

1. El peso del bloque de D. Juan León y Castillo fue bien dimensionado con respecto al oleaje de la zona.

2. La sección falló fundamentalmente por considerar un solo elemento en el mando principal y un talud muy empinado.

3. Las averías continuas producidas durante la ejecución de la obra, fueron la principal consecuencia de la destrucción total de la estructura.

…queremos destacar las reflexiones realizadas por D. Juan León y Castillo en la Memoria del Proyecto respecto a la importancia de los puertos en las comunicaciones entre las islas….

…es necesario, pues, procurar por todos los medios el disminuir las dificultades de las comunicaciones entre las Islas, anular hasta donde alcancen las fuerzas los brazos de mar que la separan; en una palabra ***hacer de todas las Islas una sola por medio de las comunicaciones fáciles y seguras….***

REFERENCIAS

[1] Iribarren Cavanilles, R "Obras Marítimas, Oleajes y Diques" Ed. Dossat, 1954.

[2] Hudson, R. V. "Design of quarry-stone, cover layers for rubble-mound breakwaters" W.E.S., Research Report 2-2 Vicksburg. 1958

[3] Goda, T. "Irregular wave deformacion in the surf zone". Coastal Eng. Eng. 1975

[4] del Moral Carro, Rafael, Berenger Pérez, Jose Maria, "Obras Marítimas" Centro de Estudios y experimentación de Puertos y Costas "Ramon Iribarren", Madrid 1980

[5] ROM I.0-09. *Recomendaciones para Obras Marítimas*. Puertos del Estado. 2009.

[6] Copeiro del Villar E., Garcia Campos M.A.-2008- *Diques de escollera: elementos del cálculo resistente y de la estima del oleaje*. Ed. Díaz de Santos. Madrid.

[7] Negro V., Varela O.-2002-*Diseño de diques rompeolas*. CICCP. Madrid

PONENCIAS DE LAS
XI JORNADAS
ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS

SESIÓN 2

SESIÓN 2

2.1. ENERGÍAS MARINAS

2.1.1. PLATAFORMA OCEÁNICA DE CANARIAS (PLOCAN): UN BANCO DE ENSAYOS PARA NUEVAS TECNOLOGÍAS EN EL CAMPO DE LAS ENERGÍAS RENOVABLES MARINAS

J. González[1], V. Monagas[2], J. Hernández-Brito[3], O. Llinás[4]

Plataforma Oceánica de Canarias, Carretera de Taliarte s/n, 35200 Telde, Las Palmas
1. javier.gonzalez@plocan.eu 2.vidina.monagas@plocan.eu 3.joaquin.brito@plocan.eu 4. octavio.llinas@plocan.eu

INTRODUCCIÓN

La Plataforma Oceánica de Canarias es una infraestructura Científico-Técnica Singular (ICTS) constituida como Consorcio entre el Ministerio de Ciencia e Innovación y el Gobierno de Canarias, con sede en la localidad de Telde, en la isla de Gran Canaria. El objetivo de PLOCAN es promover y acelerar la investigación y el desarrollo tecnológico en el sector de las ciencias marinas.

El elemento con mayor singularidad de PLOCAN consistirá en una plataforma oceánica ubicada en la costa Este de Gran Canaria, situada unos 4 km de la costa y 50 metros de profundidad aproximadamente, destinada a facilitar el desarrollo de todas aquellas líneas científico-técnicas orientadas a profundidades crecientes.

PLOCAN está organizada en cinco grandes áreas de conocimiento:

Observatorio integral marino: Constituido por un conjunto de instrumentos que permite la caracterización y estudio del espacio circundante desde el fondo del mar hasta la atmósfera, en escalas de nanómetros a cientos de kilómetros y de microsegundos a décadas. Contará con capacidades de observación en tres entornos diferentes: la zona de la Estación de Series Temporales Oceánica de Canarias (ESTOC), el observatorio cableado de aguas profundas, que ofrecerá dos nodos a profundidades crecientes, y todo el espacio oceánico accesible con instrumentos controlables de forma remota.

Banco de ensayos: Su misión es la de facilitar, acelerar y reducir el coste asociado al desarrollo de nuevas tecnologías marinas. Siguiendo la aproximación estratégica integradora y sinérgica que caracteriza a la ICTS PLOCAN, el aprovechamiento de las capacidades de observación y monitorización que ofrece el observatorio, reducirá significativamente el coste de los desarrollos en el banco de ensayos con respecto a otras infraestructuras de su clase. El banco de ensayos contará con un área marina reservada para el desarrollo de proyectos tecnológicos marinos.

Base de vehículos, instrumentos y máquinas submarinas: PLOCAN mantiene un núcleo de vehículos submarinos y ofrece los servicios e instalaciones que optimizan sus operaciones, mejorando su eficiencia, fiabilidad y disponibilidad. Este conjunto de vehículos sirve de apoyo a las tareas de despliegue, recogida, seguimiento y control en el observatorio y en el banco de ensayos, además de permitir acciones de formación y capacitación mientras se desarrollan y ensayan protocolos de mantenimiento y operación.

Plataforma de innovación: Estructurada como una iniciativa de convergencia entre la I+D+i pública y privada con la finalidad de generar un desarrollo sostenible,

respetuoso con el medio ambiente y basado en las nuevas tecnologías y el conocimiento. PLOCAN pretende ofrecer de manera integrada las infraestructuras, tecnologías, conocimientos y capacidades para el desarrollo de nuevas ideas, conceptos, productos y servicios en un entorno científico-técnico de excelencia.

Centro de formación especializada y difusión de información: Aprovechando las capacidades propias de la infraestructura, así como la presencia de personal especializado, PLOCAN colabora con instituciones y empresas con el fin de ofrecer una formación especializada y de calidad en todos los niveles y modalidades, desde formación técnica específica hasta especialización de posgrado. Asimismo PLOCAN pretende fomentar el interés y el acercamiento de la sociedad en general a las ciencias y tecnologías marinas mediante una labor continua de difusión.

BANCO DE ENSAYOS

El banco de ensayos de PLOCAN ofrece un área marina de aproximadamente 8 km^2 reservada para el ensayo de todo tipo de tecnologías marinas, especialmente las relacionadas con el aprovechamiento de las energías renovables marinas. En este sentido, el banco de ensayos estará dotado de toda la infraestructura eléctrica submarina necesaria para conectar, entre otros, aerogeneradores y convertidores de olas a la red eléctrica y poder evacuar la electricidad generada, según se muestra en la Figura 1. Por otro lado, el observatorio oceánico de PLOCAN ofrecerá las capacidades de monitorización continua y en tiempo real de los ensayos.

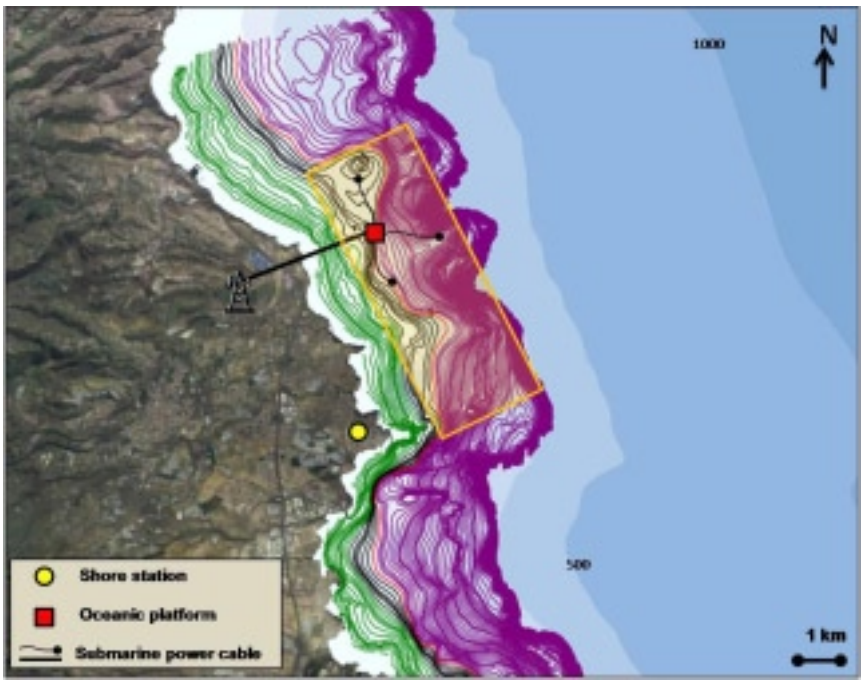


Figura 1. Esquema de la plataforma oceánica con la zona de ensayos e infraestructura eléctrica

INFRAESTRUCTURA ELÉCTRICA

La infraestructura eléctrica marina consta de los siguientes elementos:
- Cables eléctrico-ópticos:
  · Cable principal de potencia
  · Cables secundarios de potencia
  · Cables de comunicaciones
  · Cables de alimentación auxiliar
- Caja de conexiones y conectores
- Estación transformadora submarina

Elemento 1: Cableado electro-óptico

El cableado electro-óptico permitirá la evacuación de la electricidad generada en el mar, la transmisión de datos por medio de fibra óptica y la alimentación en corriente continúa, traída desde la subestación terrestre, para alimentación de auxiliares. El cableado en su mayor parte será submarino, incorporando un pequeño tramo terrestre que posibilite la conexión de éste a la subestación eléctrica en tierra.

Un cable principal de potencia evacuará la energía total generada por los dispositivos a tierra, con una capacidad máxima de 10MW, tensión de 20kV y longitud aproximada de 2000m. Este cable será enterrado en la entrada a costa mediante una perforación horizontal dirigida y se empalmarán con los cables terrestres subterráneos en una arqueta de hormigón.

Una serie de cables secundarios permitirán la conexión de diferentes tecnologías de generación, principalmente aerogeneradores marinos y convertidores de olas, para los que se habilitarán dos líneas eléctricas independientes de 5 MW cada una.

Elemento 2: Caja de conexiones y conectores

Las tecnologías marinas en prueba se conectarán a la red mediante cables umbilicales y conectores submarinos que facilitarán su empalme con los cables secundarios de la infraestructura de PLOCAN.

La caja de conexiones irá instalada al inicio del cable principal de evacuación de energía, y permitirá la conexión de varios dispositivos a este único cable eléctrico de salida.

Elemento 3: Estación transformadora submarina

Uno de los equipamientos necesarios para el correcto funcionamiento de la infraestructura será la estación transformadora submarina. Su misión principal es la transformación de la electricidad producida en baja tensión a media tensión, instalada a una profundidad de aproximadamente 30 m. Tendrá al menos cinco entradas disponibles de cables dinámicos más dos entradas de reserva. A la salida tendrá un cable estático a 5MW/20kV con una longitud de 300m.

La estación transformadora, estará formada por sus elementos de corte, permitiéndose realizar mando sobre estos. Tendrá sus protecciones eléctricas necesarias para proteger la línea estática de evacuación y un sistema de medidas. Además contendrá un sistema de control y adquisición de datos (sistema SCADA) que permita visualizar al operador la seguridad de los equipos.

La conexión de los cables de potencia de entrada y el de salida, tendrá conectores absolutamente estancos. Especialmente a la entrada que estará formada por cables dinámicos, tendrán las prensas necesarias, para que no tiren de la subestación y a la salida, tendrán prensas necesarias para el aguante de la fuerza marina. Los cables de fibra óptica tendrán también sus prensas especiales en el interior de la subestación, para separarlos de los cables de potencia.

POTENCIAL EÓLICO MARINO EN CANARIAS

En Canarias el potencial eólico marino es excelente, ofreciendo valores medios anuales de 800 W/m^2 y 4500 horas equivalentes. En estas condiciones, un aerogenerador de 5 MW podría producir una energía de unos 22 GWh/año.

La Figura 2 muestra el mapa de potencial eólico en Canarias, publicado por el Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía (IDAE).

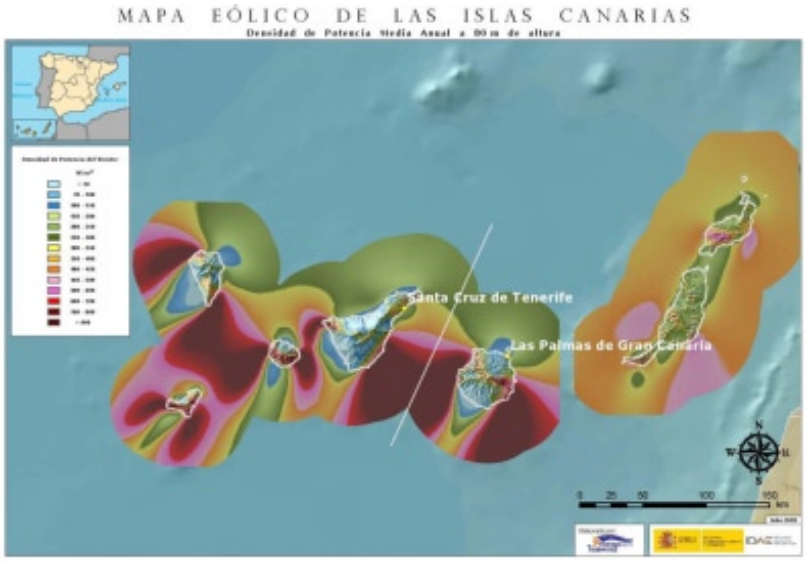


Figura 2. Potencial eólico marino en Canarias. Fuente: IDAE

POTENCIAL DE LAS OLAS EN CANARIAS

La costa Norte de las islas Canarias ofrece condiciones de oleaje muy atractivas para el desarrollo comercial de la actividad, con valores de potencia entre 15-20 kW/m. Sin embargo, la costa Este ofrece valores de potencia inferiores, debido a la ausencia de oleaje tipo *swell*, con valores sensiblemente inferiores a 10 kw/m, según se muestra en la Figura 3. Este hecho hace particularmente atractiva la costa Este de Gran Canaria para todas las actividades de ensayo de prototipos a escala reducida.

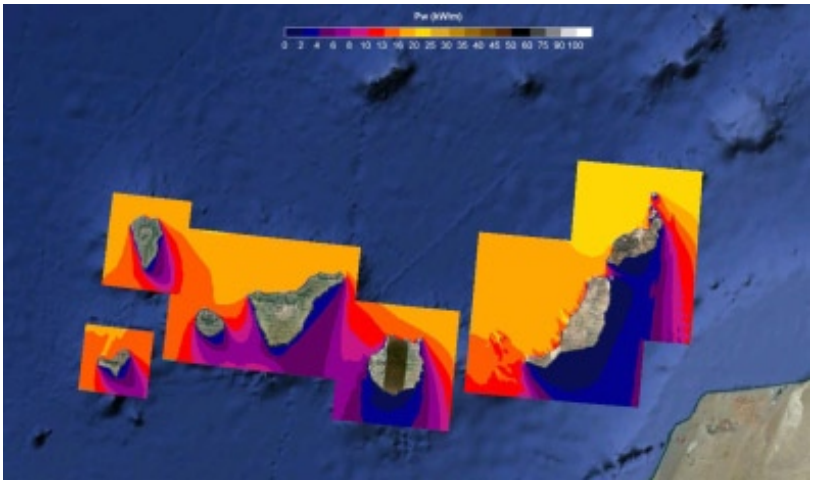


Figura 3. Potencial de olas en Canarias. Fuente: Instiuto para la Diversifación y Ahorro de la Energía (IDAE) – Ministerio de Industria, Turismo y Comercio

PROYECTOS

Actualmente PLOCAN está involucrado en tres proyectos relacionados con el aprovechamiento de la energía de las olas, todos ellos financiados por el Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España y liderados por empresas españolas. Dos de estos proyectos están liderados por la empresa PIPO Systems, como son los proyectos WELCOME e INNPACTO WAVE ENERGY. El tercer proyecto está liderado por la empresa WEDGE GLOBAL, recientemente aprobado bajo el título de UNDIGEN. Todos ellos tienen por objetivo construir prototipos que produzcan energía eléctrica a partir de la energía de las olas y probarlos en las aguas del banco de ensayos de PLOCAN. El prototipo construido en el contexto del proyecto WELCOME ha sido fondeado durante el mes de Septiembre de 2011.

2.1.4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE UN CONVERTIDOR DE ENERGÍA DEL OLEAJE EN UN DIQUE EN GALICIA

I. López, G. Iglesias

Universidad de Santiago de Compostela, Grupo de Ingeniería de Costas y del Agua, Escuela Politécnica Superior, Campus Universitario s/n, 27002, Lugo.
ivan.lopez@usc.es, gregorio.iglesias@usc.es

INTRODUCCIÓN

La demanda energética mundial crece en los últimos años de manera imparable, alimentada por las economías emergentes. Una parte muy importante de esta demanda se satisface actualmente mediante combustibles fósiles, lo cual acarrea consigo graves repercusiones ambientales, sin ir más lejos, el cambio climático. Estas repercusiones, junto con el carácter finito de las reservas de combustibles fósiles, plantean la necesidad de desarrollar fuentes de energía alternativas. Entre ellas, la energía del oleaje es una de las más prometedoras.

Entre la gran variedad de convertidores de energía del oleaje (WECs), la columna oscilante de agua (OWC) es uno de los dispositivos más populares (Falcão, 2010). Consiste en una cámara, abierta bajo el nivel del mar, sobre la que inciden las olas provocando un movimiento de ascenso y descenso de la superficie libre del agua en el interior de la cámara (Fig. 1). Esta oscilación del agua desplaza a su vez el volumen de aire interno accionando una turbina. A la hora de abordar el diseño de un OWC hay que considerar cuatro aspectos fundamentales. En primer lugar, es muy importante tener en cuenta el clima marítimo en la zona de interés para conocer las alturas de ola y periodos en los que trabajará el dispositivo. En segundo lugar, hay que adecuar la geometría de la cámara a los oleajes incidentes, buscando situaciones resonantes en el movimiento oscilatorio de la superficie libre durante el mayor tiempo posible, para así maximizar la potencia de salida. Otro aspecto a considerar, que también afecta a la eficiencia del sistema, es la correcta elección de la turbina. Finalmente, pero no por ello menos importante, se debe tener en cuenta el acoplamiento entre la cámara y la turbina (El Marjani et al., 2008).

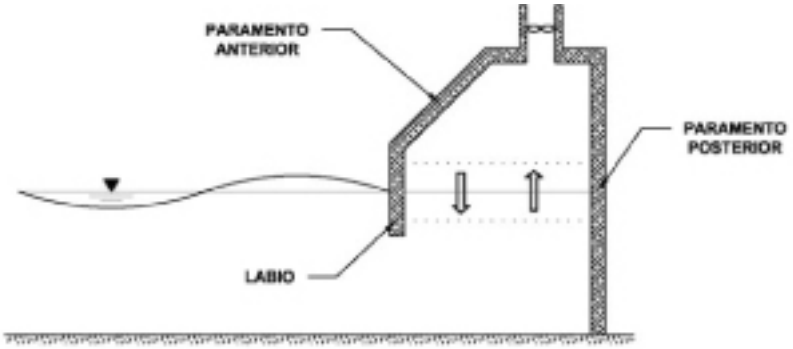


Figura 1. Esquema de un OWC.

Particularmente interesante, dada la multitud de ventajas que presenta, es la opción de integrar este tipo de dispositivos en un dique (Sundar et al., 2010). Por una parte, los costes de construcción son compartidos entre el dique y el convertidor, con el consiguiente ahorro. Por otra parte, se consiguen reducciones tanto de las cargas como de la altura de ola en frente del dispositivo, ya que la energía absorbida no es reflejada. Asimismo, el impacto ambiental asociado al OWC es relativamente pequeño, pues apenas se ve aumentado con respecto al de la estructura costera sin dispositivo.

En este trabajo se presenta la fase inicial de un proyecto cuyo objetivo es la optimización del diseño de un OWC para su integración en un dique en Galicia,

concretamente en el puerto de A Guarda. En esta primera fase, la investigación se centra en el estudio del acoplamiento cámara-turbina, buscando una metodología que permita, para una geometría dada, obtener la tipología y características de turbina que optimizarán el rendimiento. Para esto, se implementa un modelo de canal de oleaje numérico en el que, previa validación de la generación y propagación del oleaje, se introduce una geometría característica de un OWC integrado en dique con el objetivo de analizar la influencia que ejerce la turbina sobre el rendimiento de la cámara, registrando para esto los movimientos de la superficie libre interna, así como la presión y el flujo de aire en el conducto de la turbina.

CANAL DE OLEAJE NUMÉRICO

El modelo numérico resuelve las ecuaciones RANS (Reynolds-Averaged Navier-Stokes) para un fluido incompresible, usando el método de volúmenes finitos. Estas ecuaciones se obtienen descomponiendo la velocidad instantánea y los campos de presión de las ecuaciones de Navier-Stokes en un valor medio y una componente fluctuante. Las ecuaciones resultantes son esencialmente idénticas a las originales, excepto que aparece un término adicional en la ecuación del transporte denominado tensor de tensiones de Reynolds. Para modelar el tensor de tensiones de Reynolds en función de las cantidades medias de flujo, el modelo numérico utiliza el concepto de la viscosidad turbulenta, en particular se utiliza el modelo K-Epsilon, el cual ofrece un buen compromiso entre robustez, precisión y coste computacional.

Complementariamente se utiliza el método VOF (Volume Of Fluid) para capturar el movimiento de la superficie libre. El método VOF introduce una función F para definir la región del fluido. El significado físico de la función F es la fracción volumétrica de una celda ocupada por agua. En particular, $F = 1$ corresponde a una celda llena de agua, mientras que $F = 0$ indica una celda de aire. Las celdas con un valor de entre cero y uno, $0 < F < 1$, incluyen, por tanto, la superficie libre.

Generación de oleaje

La generación de ondas a través de un contorno y al mismo tiempo la absorción de las ondas reflejadas es todo un reto tanto en los experimentos de laboratorio como en los modelos numéricos. En modelización física, este problema ha sido solucionado mediante el diseño de sistemas de absorción activa de la onda reflejada, que permiten ajustar los movimientos de la pala de generación para absorber la onda reflejada. En modelización numérica sin embargo, donde la absorción del oleaje reflejado es si cabe más compleja, se han empleado diferentes métodos, tanto en modelos basados en las ecuaciones de aguas someras (Kobayashi et al., 1987), como en las ecuaciones RANS (Lin y Liu, 1998).

Una idea innovadora, introducida por Larsen y Dancy (1983), consiste en usar una función fuente ubicada dentro de la región de cálculo, diseñada de manera que no interactúe con las ondas reflejadas, de forma que el problema se reduce a la absorción del oleaje en los contornos. Siguiendo esta tendencia, Lin y Liu (1999) desarrollan un método general de generación de oleaje mediante función fuente para un modelo numérico basado en las ecuaciones RANS. A la vista de los buenos resultados obtenidos con este método de generación en distintos canales numéricos basados en las ecuaciones RANS (García et al, 2004; Lara et al., 2006), en el modelo implementado se utiliza la función fuente (Lin y Liu, 1999) para la generación del oleaje, tanto regular como irregular.

Dominio computacional

El modelo numérico reproduce las dimensiones del canal de oleaje de la Universidad de Santiago de Compostela, 20.00 m (largo) x 0.90 m (alto), y la ubicación

y forma de la rampa final. Sin embargo, el dominio de cálculo es 7.50 m más largo que el canal de oleaje de laboratorio (Fig. 2). Esto se debe a la rampa adicional situada aguas arriba de la generación (igual a la rampa de aguas abajo) con el fin de absorber las ondas reflejadas, así como las olas generadas por la función de fuente en esta dirección. En cuanto al ancho, al tratarse de un problema 2D, se considera únicamente una rebanada longitudinal, para la cual se opta por un espesor de 0.001 m.

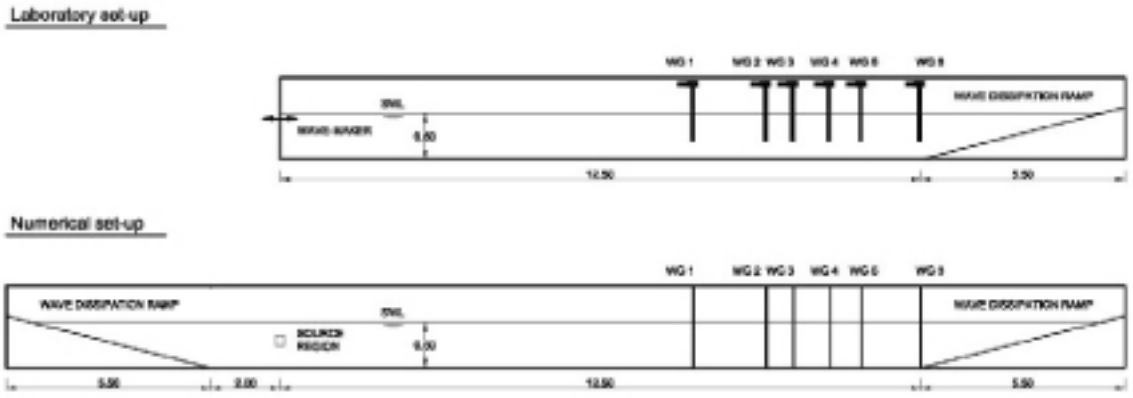


Figura 2. Esquemas de las disposiciones experimental y numérica.

La región fuente se diseña aplicando las reglas básicas incluidas en Lin y Liu (1999). En este sentido, las dimensiones de la región de origen son de 0.10 m (Ancho) x 0.115 m (Alto), y 0.2 m entre la superficie libre y el centro de la fuente. El nivel medio de la superficie libre se establece en la coordenada de z = 0.00 m.

VALIDACIÓN DEL CANAL NUMÉRICO

Con el objetivo de validar el canal numérico, se realiza una serie de ensayos experimentales para la obtención de registros temporales de posición de la superficie libre a lo largo del canal, tanto con oleaje regular como con irregular, en los que el oleaje generado se propague sin que ningún elemento lo distorsione. En total se realizan cinco ensayos (Tabla 1), utilizando teoría lineal para el oleaje regular, mientras que para el oleaje irregular se utiliza un espectro tipo JONSWAP (γ = 3.3).

Para la medición de la posición de la superficie libre se recurre a sensores de nivel. En total, se utilizan seis sensores (Fig. 2) colocados en el eje central del canal, que se distribuyen a lo largo del mismo a 10.00 m, 10.80 m, 11.10 m, 11.50 m, 11.85 m y 12.50 m de la pala.

Ensayo	H	T	Oleaje
001	4.00 cm	1.56 s	Regular
002	5.00 cm	1.27 s	Irregular
003	5.50 cm	1.56 s	Irregular
004	6.00 cm	1.84 s	Irregular
005	6.50 cm	2.12 s	Irregular

Tabla 1. Ensayos de validación.

Estos mismos ensayos se reproducen en el canal de oleaje numérico, para así posteriormente, realizar el proceso de validación, mediante la comparación de los registros temporales de superficie libre obtenidos en el modelo numérico con las registros proporcionados por los sensores de nivel del canal experimental; ambos recogidos en los mismos puntos a lo largo del canal.

En las Figuras 3 y 4 se muestran, a modo de ejemplo, las series temporales de desplazamiento de la superficie libre de las simulaciones del modelo y de las mediciones de laboratorio correspondientes al ensayo 001 de oleaje regular (Fig. 3) y al ensayo 003 de oleaje irregular (Fig. 4). Aunque los ensayos en el caso de oleaje irregular se extienden hasta los 180 s, en las figuras sólo se presentan 60 s para mayor claridad.

En estos dos ensayos de validación, así como en los otros restantes, el acuerdo entre los resultados numéricos y los datos experimentales es muy bueno. Tanto para oleaje regular como para irregular los registros de posición de la superficie libre del modelo numérico reproducen las series experimentales con precisión en términos de forma en cada una de las secciones del canal consideradas, aunque, como era de esperar, es bajo oleaje regular donde el modelo numérico logra el mejor acuerdo. En cualquier caso, tanto para oleaje regular como irregular, la celeridad de los trenes de olas simulados, al igual que la fase, están muy bien reproducidas por el modelo. Sin embargo, en los casos de oleaje irregular, se puede observar que el modelo subestima la altura de las ondas consecutivas de periodo corto. A pesar de esto último, los resultados son en general buenos, por lo que el canal numérico se puede considerar validado con éxito.

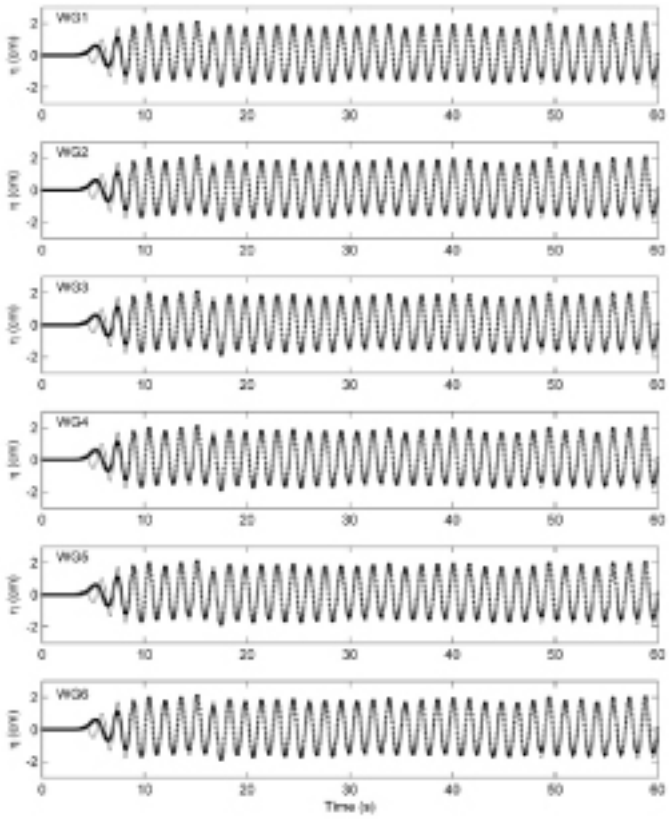


Figura 3. Registro temporal de posición de la superficie libre en el ensayo 001 de validación. (—) datos experimentales y (□) datos del modelo numérico.

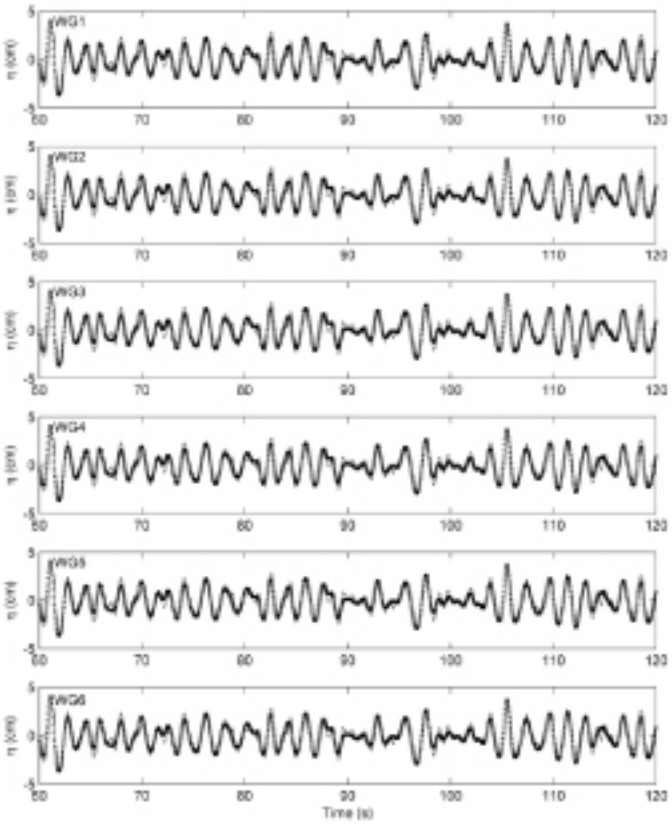


Figura 4. Registro temporal de posición de la superficie libre en el ensayo 003 de validación. (—) datos experimentales y (□) datos del modelo numérico.

APLICACIÓN DEL CANAL NUMÉRICO AL ESTUDIO DE UN OWC

Una vez tenemos el canal numérico validado este constituye una herramienta muy útil para el estudio de multitud de problemas de ingeniería marítima, desde estructuras costeras a convertidores de energía del oleaje. En este caso el objetivo será el estudio de la eficiencia de un dispositivo OWC, centrándonos en el acoplamiento entre cámara y turbina, intentando determinar en qué medida puede afectar a la eficiencia hidrodinámica de un convertidor de esta tipología. De esta forma, se introduce una cámara de un OWC en el canal numérico y se somete a la acción de diversos oleajes (H = 1 m; T = 1.56 s, 2.00 s, 2.40 s, 2.80 s) comparando la eficiencia hidrodinámica del dispositivo para diferentes turbinas.

Implementar una turbina en un modelo numérico de una cámara OWC, respetando tanto la geometría original de la turbina como la de la cámara, es una tarea muy difícil, debido a que estamos trabajando con dos problemas (cámara y turbina) de escala muy diferente. Es por esto que la influencia de la turbina se implementa comúnmente, tanto en modelización física como numérica, mediante un dispositivo que simule su influencia en las condiciones de oscilación de la cámara. Este dispositivo puede ser desde un orificio (Morris-Thomas et al., 2007), una válvula de paso (Lopes et al., 2009) o un medio poroso (Marjani et al., 2008). En el presente estudio se utilizan diversos orificios rectangulares, con anchuras variables (10 mm, 5 mm, 2.5 mm, 2 mm, 1.5 mm, 1 mm y 0.5 mm), de forma que cada de los orificios introduce unas condiciones de amortiguamiento diferentes.

La geometría de cámara utilizada, típica de un OWC integrado en dique (Fig. 5), representa un modelo a escala 1:25, que permitirá, en una fase posterior, la validación de las mediciones de presión y caudal.

Para definir la eficiencia hidrodinámica del dispositivo se recurre al factor de captura *CF*, definido como el cociente entre la potencia neumática que es capaz

de capturar el dispositivo (W_{OWC}) y la potencia del oleaje incidente disponible por ancho del mismo (WI),

$$CF = \frac{W_{OWC}}{W_I} \tag{1}$$

La potencia del oleaje se define, de acuerdo con la teoría lineal del oleaje, según,

$$W_I = \frac{1}{8}\rho_w g H^2 \cdot C_g \tag{2}$$

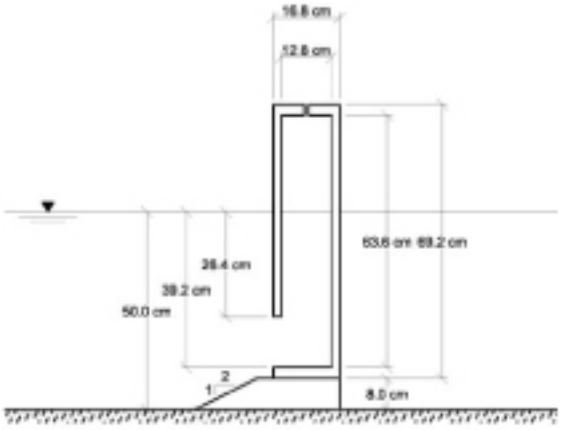


Figura 5. Esquema de la geometría de OWC ensayada.

Donde ρ_w es la densidad del agua, g la aceleración de la gravedad, *H* la altura de ola y C_g la celeridad de grupo. Sustituyendo la celeridad de grupo por su valor obtenemos,

$$W_I = \frac{1}{16}\rho_w g H^2 \frac{L}{T}\left(1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)}\right) \tag{3}$$

Donde *L* es la longitud de onda, *T* el periodo y *d* la profundidad.

Del mismo modo, la potencia neumática se obtiene según,

$$W_{OWC} = \frac{1}{t}\int_0^t \Delta p \cdot Q \, dt \tag{4}$$

Donde *t* es el tiempo total de ensayo, y Δp y *Q* son respectivamente el salto de presión y el flujo de aire a través del orificio.

RESULTADOS

Representando el factor de captura frente al periodo y frente a cada una de las anchuras de orificio estudiadas (Fig. 6), y analizando los resultados, se pueden extraer diferentes conclusiones. Por una parte se puede ver la gran influencia que ejerce el periodo sobre el factor de captura de la cámara. Este, varía mucho de unos periodos a otros, siendo los periodos más cortos los que permiten una mayor extracción de energía. Esta característica, dependiente de la geometría de la cámara, pone de manifiesto la importancia de estudiar el clima marítimo de la ubicación del dispositivo, para así, adaptar la cámara a los oleajes de la zona de ubicación del convertidor. Por otra parte, se puede observar la gran influencia que ejerce el espesor de la ranura, es decir, la turbina, sobre el factor

de captura del dispositivo (Fig. 6). Este es un resultado realmente interesante, pues, para un oleaje determinado, existe una turbina que ofrece un nivel de amortiguamiento con el que se consigue un aumento considerable del factor de captura. De esta forma, se puede decir que la correcta elección de la turbina de un OWC puede lograr un incremento de la energía que es capaz de captar el convertidor.

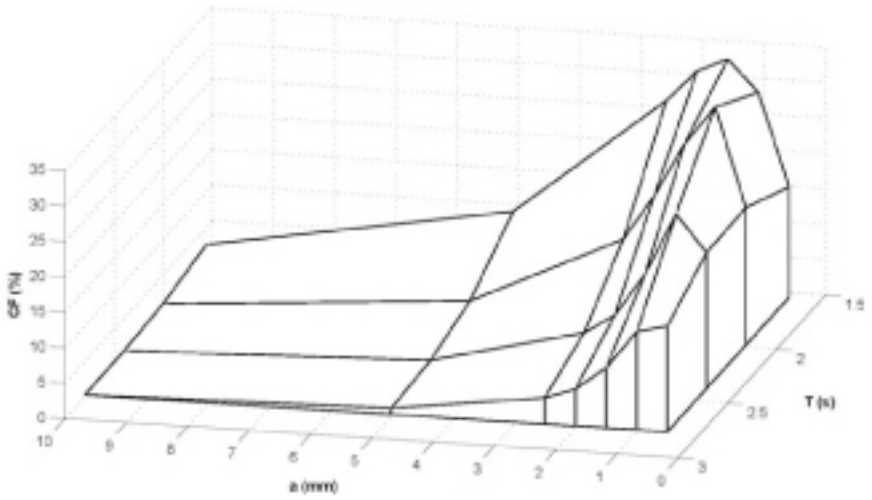


Figura 6. Influencia del periodo (T) y la anchura del orificio (a) en el factor de captura (CF) del modelo de OWC propuesto.

Además, se puede observar que el periodo influye en el nivel de amortiguamiento óptimo, de forma que al aumentar el periodo, el amortiguamiento óptimo aumenta. Es decir, para maximizar el rendimiento hidrodinámico de la cámara se necesita un nivel de amortiguamiento mayor cuanto mayor sea el periodo del oleaje incidente.

CONCLUSIONES

En este trabajo se implementa un canal numérico RANS-VOF, con generación de oleaje mediante función fuente. Tras su validación con éxito, se utiliza para el estudio de la eficiencia hidrodinámica de un OWC, analizando la influencia de la turbina en la captura de energía de la cámara.

Del análisis de los resultados, se pueden extraer dos conclusiones fundamentales. La primera, la eficiencia hidrodinámica del dispositivo depende en gran medida del oleaje incidente sobre el mismo. Y la segunda, dicha eficiencia puede aumentarse considerablemente con un acoplamiento cámara-turbina correcto. De esta forma, en el proceso de diseño y optimización de un OWC, el primer paso debe ser el estudio de los oleajes incidentes, para a continuación estudiar los niveles de amortiguamiento que, para esos oleajes, ofrecen los mayores factores de captura. Así, se podrá determinar la turbina que, maximizando su rendimiento, provoque un nivel de amortiguamiento en la cámara que la haga funcionar en zona de máximos.

REFERENCIAS

Falcão, A.F. de O. 2010. Wave energy utilization: A review of the technologies. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 14 (3), 899-918.

García, N., Lara, J.L., Losada, I.J. 2004. 2-D numerical analysis of near-field flow at low-crested breakwaters. *Coastal Engineering*, 51 (10), 991-1020.

Kobayashi, N., Otta, A.K., Roy, I. 1987. Wave reflection and run-up on rough slopes. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 113 (3), 282-298.

Lara, J.L., Garcia, N., Losada, I.J., 2006. RANS modelling applied to random wave interaction with submerged permeable structures. Coastal Engineering, 53, 395–417.

Larsen, J., Dancy, H. 1983. Open boundaries in short wave simulations—A new approach. *Coastal Engineering*, 7, 285-297.

Lin, P., Liu, P. L.-F. 1998. A numerical study of breaking waves in the surf zone. *Journal of Fluid Mechanics*, 359, 239-264.

Lin, P., Liu, P. L.-F. 1999. Internal wave-maker for Navier–Stokes equations models. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 125 (4), 207–217.

Lopes, M.F.P., Hals, J., Gomes, R.P.F., Moan, T., Gato, M.C., Falcão, A.F. de O. 2009. Experimental and numerical investigation of non-predictive phase-control strategies for a point-absorbing wave energy converter. *Ocean Engineering*, 36 (5), 386-402.

Marjani, A., Castro Ruiz, F., Rodriguez, M.A., Parra Santos, M.T. 2008. Numerical modelling in wave energy conversion systems. *Energy*, 33 (8), 1246-1253.

2.2. LOS PUERTOS Y SUS EFECTOS SOBRE LA COSTA

2.2.1. SEGUIMIENTO DEL FITOPLANCTON EN LAS AGUAS DEL PUERTO DE BARCELONA (MEDITERRÁNEO OCCIDENTAL) E IDENTIFICACIÓN DE ESPECIES POTENCIALMENTE TÓXICAS.

Linda Bolli[1], Javier Romo García[2] y Maximino Delgado[1]

1. Ecoproges, S.L. Dpto. Marino C/Llull 109, 2a 08005 Barcelona. linda.bolli@tecnoambiente.com
2. Medi Ambient, Explotació i Planificació Portuària Port de Barcelona WTC Barcelona, edifici Est. Moll de Barcelona, s/n. 08039 Barcelona

RESUMEN

Durante el periodo enero 2010 - diciembre 2010 se llevó a cabo un estudio de la calidad de las masas de agua del Puerto de Barcelona (Mediterráneo Occidental) que incluyó un seguimiento trimestral de especies fitoplanctónicas. Como resultado de este estudio se detectó la presencia de blooms (proliferaciones masivas) recurrentes de especies nocivas o susceptibles de producir toxicidad en los puntos más confinados del interior del puerto. Las muestras correspondientes a aguas exteriores del recinto portuario presentaron una composición similar del fitoplancton, aunque generalmente se registró menos biomasa y valores más altos de diversidad en estas estaciones en comparación con los puntos intraportuarios.

INTRODUCCIÓN

El seguimiento del fitoplancton potencialmente tóxico o nocivo de un gran puerto como es el caso del Puerto de Barcelona, tiene especial interés puesto que se trata de un ecosistema modificado, caracterizado por un elevado tiempo de residencia de la masa de agua, bajo hidrodinamiso y niveles de nutrientes relativamente elevados. Mediante este trabajo se pretende dar una visión general de las especies del fitoplancton identificadas en el Puerto de Barcelona y su sucesión a lo largo del año, con especial atención a las especies potencialmente tóxicas y a las especies formadores de proliferaciones masivas en zonas costeras.

MATERIAL Y MÉTODOS

Durante el periodo enero 2010 – diciembre 2010 se llevó a cabo un programa de seguimiento de la calidad de las aguas del Puerto de Barcelona. Se obtuvieron datos mensuales de distintas variables (nutrientes) así como muestras de fitoplancton en ocho estaciones durante los meses febrero, mayo, agosto y noviembre del 2010, correspondientes a las estaciones del año invierno, primavera, verano y otoño. De las ocho estaciones establecidas, cinco estaciones se encuentran en el interior del puerto (aguas interiores, I1, I2, I3, I4, I5) y tres en el exterior del puerto (aguas exteriores, E1, E2, E3) (Figura 1).

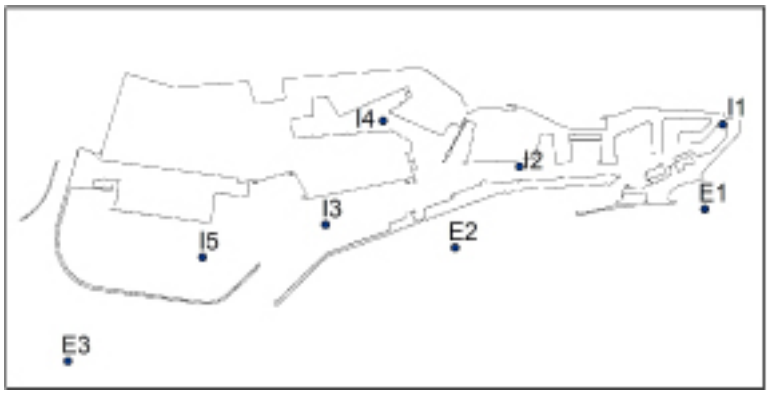


Figura 1. Distribución de las estaciones de muestreo de fitoplancton en el Puerto de Barcelona.

Las muestras de fitoplancton se obtuvieron mediante una botella oceanográfica NISKIN de cinco litros de capacidad a un metro bajo la superficie y se fijaron inmediatamente después su obtención con una solución al 37% de formaldehído (1% concentración final). Los recuentos se realizaron por el método de Utermöhl (1957) después de 24 horas de sedimentación en cubetas, empleando un microscopio invertido XSB-1A dotado de objetivos de óptica plana de 5, 10, 25 y 40 aumentos y oculares de 10 aumentos. La identificación de los organismos fue realizada al taxón más preciso posible (especie o género). Los resultados del fitoplancton se expresan en número de células por litro.

RESULTADOS

En la Tabla 1 se detallan las especies fitoplanctónicas potencialmente tóxicas o nocivas encontradas en las aguas del Puerto de Barcelona incluyendo su máxima concentración celular y la estacionalidad en el momento de su máxima abundancia.

Especies	Toxinas	Impactos	Máxima concentración celular (células/L)	Estación y Estacionalidad
Dinophyceae				
Alexandrium minutum	GTX	PSP	1925	I1 (Invierno)
Dinophysis caudata	OA	DSP	40	I1 (Verano)
Dinophysis cf. ovum		DSP	20	I1 (Invierno), I2 (Invierno), E3 (Otoño)
Dinophysis rotundata		DSP	20	I3 (Primavera), E3 (Primavera), I5 (Verano)
Dinophysis sacculus	DTX-1, OA	DSP	3560	I1 (Invierno)
Dinophysis spp.		DSP	20	E2 (Primavera), E1 (Verano)
Karlodinium spp.		Ictiotóxico	40	I4 (Verano)
Prorocentrum micans		Formadora de bloom	38775	I1 (Primavera)
Prorocentrum triestinum		Formadora de bloom	525250	I1 (Primavera)
Protoceratium reticulatum	YTX		20	E2 (Primavera)
Scrippsiella spp.		Formadora de bloom	29700	I1 (Invierno)
Bacillariophyceae				
Pseudo-nitzschia spp.	DA	ASP	127050	I3 (Primavera)

Tabla 1. Especies tóxicas o nocivas y su máxima abundancia detectadas en el Puerto de Barcelona.

GTX: Gonyautoxina, OA: Ácido ocadaico, DTX-1: Dinofisistoxina-1, DA: Ácido domoico, YTX: Yesotoxina, PSP: Intoxicación paralizante por consumo de marisco, DSP: Intoxicación diarreica por consumo de marisco, ASP: Intoxicación amnésica por consumo de marisco.

DISCUSIÓN

Dinoflagelados (Dinophyceae) potencialmente tóxicas o nocivas. Se encontraron once especies de este grupo del fitoplancton (Tabla 1). Hay que destacar que

las abundancias máximas se detectaron en el interior del puerto (sobretodo en la estación I1), mientras que en las aguas abiertas se registraron concentraciones bajas, cerca del límite de detección (20 – 40 cels/L). Diatomeas (Bacillariophyceae). Se detectó la presencia de Pseudo-nitzschia spp. en cada estación durante todo el año. La máxima abundancia de 127050 cels/L se registró en la estación I3 en el muestreo de primavera.

Agradecimiento: Este estudio ha sido efectuado con la financiación de la Autoridad Portuaria de Barcelona.

2.2.2. SEGUIMIENTO DE LA PRADERA DE POSIDONIA OCEANICA SITUADA EN LAS PROXIMIDADES DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE BLANES (GIRONA)

J. Tasias, J. Mora

1. Entorn. Consultoría Medio Ambiental. C/Guitard, 45 5º, 08006 Barcelona. jtasias@entorn.com

INTRODUCCIÓN

La presión social y económica que se produce sobre el litoral español, se refleja especialmente en la demanda de nuevos puertos, o en su defecto en la ampliación de los existentes. La belleza de las costas y la generosa pesca de la zona norte del litoral catalán conocida como Costa Brava, la sitúan ente las zonas costeras con mayor número de amarres deportivos y pesqueros. Concretamente, en sus 256 km de costa, se encuentran 17 instalaciones portuarias con 12.000 amarres deportivos y 3.000 puntos de fondeo y de varadero.

La relevancia del sector náutico en la Costa Brava, junto con la existencia de cerca de 12.000 ha de espacio marino protegido: Islas Medas, Humedales del Empordà, Cabo de Creus, etc, hacen necesario la aplicación de una herramienta de gestión del territorio, conocida como "Pla de Ports". La última revisión del mismo, válida para el período 2007-2015, prioriza la ampliación de los puertos existentes y sobretodo de aquellos con menor impacto ambiental, antes que la construcción de nuevas instalaciones. Evitando la afectación de las zonas protegidas y la degradación del litoral.

En el presente contexto, y tras varios años de negociaciones con los diferentes sectores implicados, la empresa pública responsable de la gestión de los puertos en Cataluña: "Ports de la Generalitat", promueve la obra de ampliación de la dársena pesquera del Puerto de Blanes, situado en el sur de la Costa Brava. En las proximidades de Blanes no hay espacios marinos protegidos, pero si se encuentra en sus fondos marinos una comunidad de la fanerógama marina: *Posidonia oceanica*. Esta planta marina endémica del Mediterráneo forma una comunidad de gran valor ecológico, por lo que está considerada como hábitat de interés comunitario de carácter prioritario, según la Directiva Hábitats. Además, está amparada por la legislación estatal y autonómica. Del mismo modo, en los alrededores del Puerto de Blanes también se ha detectado la presencia del molusco *Pinna nobilis* o Nacra, especie considerada como vulnerable en el catálogo nacional de especies amenazadas.

El presente estudio se centra en el seguimiento, durante la ejecución de las obras, de la evolución de la pradera formada por Posidonia oceanica y del molusco *Pinna nobilis*, observados en dicha pradera, situada en las proximidades de la ampliación de la dársena pesquera del puerto de Blanes.

ANTECEDENTES

La *Posidonia oceanica* (Figura 1) es una fanerógama marina endémica del Mediterráneo muy vulnerable a diversos factores entre los que destacan la contaminación marina, los temporales, la pesca de arrastre o el fondeo. La recuperación de la planta se ha observado especialmente lenta, de modo que la evolución general observada en las últimas décadas en el litoral español muestran una marcada regresión. Posidonia tiene un rol ecológico de gran importancia en los ecosistemas marinos costeros, puesto que entre sus matas encuentran refugio y alimento numerosas especies de fauna y flora, incluido el endemismo *Pinna nobilis* (Figura 2). Además Posidonia también tiene un papel importante en la fijación del sedimento, amortiguando el efecto de los temporales, y constituyendo una fuente importante de fijación de dióxido de carbono.



Figura 1. Comunidad de Posidonia oceanica en la zona de estudio.

Por todo esto, las comunidades de Posidonia y del molusco *Pinna nobilis* esta protegidas por la legislación y cualquier actividad que pueda tener efectos sobre las mismas, están estrictamente reguladas. Las nuevas infraestructuras costeras siguen esta regulación y en el caso de estudio, la Declaración de Impacto Ambiental (DIA) realizada por el Departamento de Medio Ambiente de la Generalitat de Cataluña, especifica claramente que deben protegerse las comunidades de *Posidonia oceanica* y *Pinna nobilis* existente en las proximidades de la ampliación del Puerto de Blanes. La Consultoría Ambiental Entorn, es la encargada de la Dirección ambiental de la obra y realiza el seguimiento de estas comunidades presentes en las proximidades del Puerto de Blanes.



Figura 2. Pinna nobilis o nacra, en las proximidades del puerto de Blanes.

Antes de las obras, el Puerto de Blanes contaba con dos dársenas (Figura 3), la pesquera con 60 amarres para embarcaciones profesionales y la deportiva con 705 amarres para embarcaciones de recreo.



Figura 3. El puerto de Blanes, antes de la ampliación.

La ampliación de la dársena pesquera del puerto de Blanes es el resultado del debate y consenso entre los diferentes sectores de la sociedad. Por una parte, el sector pesquero y náutico recreativo que demandaban más espacio para llevar a cabo sus respectivas actividades, y por otra parte, vecinos y asociaciones de la localidad que apostaban por alternativas menos agresivas para el paisaje y el medio ambiente. Tras revisar la instalación, de más de 80 años de antigüedad, se desestimo la no ampliación alegando motivos de seguridad. De hecho, el fuerte temporal de levante del 26 de diciembre del 2008, que provoco graves daños materiales, evidenció la urgencia de las obras. Entre las diferentes alternativas de ampliación, se tuvo en cuenta la protección de los ecosistemas marinos, el gran número de embarcaciones recreativas ya existentes, el impacto paisajístico y los problemas de erosión y corrientes costeras. El proyecto actual es el resultado del estudio de todos estos factores. El presupuesto final asciende a 22 millones de euros a cargo de la empresa pública: Ports de la Generalitat.

En la ampliación del Puerto de Blanes (Figura 4) se están utilizando dos técnicas distintas para construir el nuevo dique de abrigo, en los extremos se utiliza el tradicional dique en talud y en la zona central el dique vertical, consistente en la colocación de 8 grandes cajones de hormigón de 25 metros de largo por 15 de profundidad. Esto permite observar los efectos sobre el medio marino de una y otra técnica constructiva. En total el nuevo dique de abrigo tiene una longitud de 625 metros y la ampliación ocupará una superficie de 42.000 m^2. Para realizar la base de los cajones se dragaron 40.000 m^3 de sedimento marino. El dragado del fondo marino es la actuación con mayor riesgo para la conservación de la comunidad de Posidonia.



Figura 4. Plano de la ampliación del Puerto de Blanes.

La pradera de Posidonia tiene una superficie aproximada de 200 m^2 y se encuentra a una profundidad de 12 metros. La distancia mínima respecto a la base del nuevo espigón es de 20 metros. Una distancia muy corta que exige una gran precisión en la ejecución del proyecto, así como una supervisión constante des de superficie y también des del fondo marino mediante inmersiones periódicas en la zona de la pradera. La situación ecológica de la pradera de Posidonia antes del inicio de las obras era bueno con una densidad de 240 haces/m^2 y una cobertura del 45 %, valores altos comparados con las praderas de Posidonia existentes en diferentes puntos de la costa catalana.

METODOLOGIA

Previo al inicio de las obras en la primavera de 2010, se realizó un balizamiento de la pradera en superficie, mediante el uso de unas boyas amarradas a muertos colocados en el perímetro de la misma. El objetivo del balizamiento era que la draga tuviera contacto visual con la zona de estudio durante los trabajos de dragado. Del mismo modo, se realizo un cálculo de la densidad de haces de

posidonia, mediante el uso de marcos de PVC de 40 cm de lado. En total los submarinistas realizaron 9 muestreos aleatorios repartidos a lo largo de toda la pradera. Paralelamente se realizo una estimación de la cobertura. Unos días más tarde, se llevo a cabo el censo del molusco *Pinna nobilis*, en el que se localizaron y marcaron 10 ejemplares, una densidad elevada comparada con las densidades observadas en praderas próximas. Todos los ejemplares fueron etiquetados con un número de referencia y se tomaron medidas para seguir la evolución durante el transcurso de las obras. El seguimiento se realizó mensualmente, entre marzo de 2010 y abril de 2011, mediante inspección "in situ" de la pradera.

La fase más delicada del proyecto, des del punto de vista medioambiental, es el dragado y posterior enrase de las banquetas de la base del nuevo dique. Estos trabajos han tenido una duración de 4 meses y se han llevado a cabo con una embarcación draga. Durante las operaciones de dragado, se excavo el terreno 4 metros por debajo del fondo marino en las proximidades de la pradera, para posteriormente rellenar la zanja con material de cantera vertido des de la draga. La draga (Figura 5) vertía el material dragado en el interior de la nueva dársena para acopiar sedimento, usado posteriormente en el relleno de los cajones de hormigón. El dragado y posterior vertido de los diferentes materiales, provocaba la formación de una nube de sedimento en suspensión que disminuía la transparencia del agua. El plan de vigilancia ambiental (PVA) establece un muestreo semanal de la transparencia del agua mediante disco Secchi y un control de los parámetros físico-químicos del agua mediante el análisis en el laboratorio.



Figura 5. Vista de la draga durante los trabajos de relleno de los cajones.

Una vez finalizadas las operaciones de dragado, se colocaron los cajones de hormigón sobre las banquetas, formando el cuerpo del dique vertical, reduciendo considerablemente el tiempo de construcción y consecuentemente la interacción con el medio marino. En cambio en el dique en talud los trabajos se prolongaron durante 2 meses más, ya que hubo que rellenar el núcleo y la escollera de protección, con material de cantera vertida des de camiones. Estos trabajos formaban una pluma de sedimento en suspensión, menor que el originado por la draga y que además se redujo con el uso de barreras superficiales para la turbidez. La coexistencia de ambas técnicas de construcción ha permitido valorar las ventajas e inconvenientes de cada una de ellas en relación a la afectación de la pradera.

Para evaluar los efectos en el entorno de las obras que han ocasionado los movimientos en el sedimento, se han realizado análisis bionómicos de la macrofauna asociada a los fondos, con una periodicidad de 6 meses. Las muestras se han cogido mediante el uso de una draga Van Veen, des de una embarcación, para posteriormente separar y clasificar los diferentes grupos faunísticos en el laboratorio. Este análisis es de gran utilidad para poder establecer posibles impactos, ya que estas comunidades están muy bien caracterizadas y son sensibles a las perturbaciones en el medio.

RESULTADOS

Los efectos observados sobre la pradera durante el dragado y relleno de cajones fueron básicamente, la disminución de la cantidad de luz solar que llegaba a la pradera, y la acumulación de finos sobre las hojas y rizomas de Posidonia, con el riesgo de afectar el metabolismo de la planta y el enterramiento de los ejemplares de *Pinna nobilis*. Los efectos fueron más notables durante los trabajos de dragado que durante la construcción del dique en talud y relleno de cajones. Al final de los trabajos de dragado llegaron a acumularse hasta 5 cm de finos sobre el extremo de la pradera más cercano a las obras, variando la composición del sedimento (Tabla 1). Por otro lado, el riesgo de daños directos sobre la pradera, provocados por la draga, se minimizo con el balizamiento.

Parámetros del sedimento	Pta.Sta. Anna (marzo 2010)	Pta.Sta. Anna (agosto 2010)
Matèria seca (% pes)	79.2	72.5
Parámetros (% en MS)		
Matèria orgànica	1.0	2.3
Partículas sedimento <63um	2.8	20
Partículas sedimento <125um	4.8	40
Partículas sedimento <250um	7.8	68
Partículas sedimento <500um	31	77
Partículas sedimento <1mm	74	81
Partículas sedimento <2mm	91	82

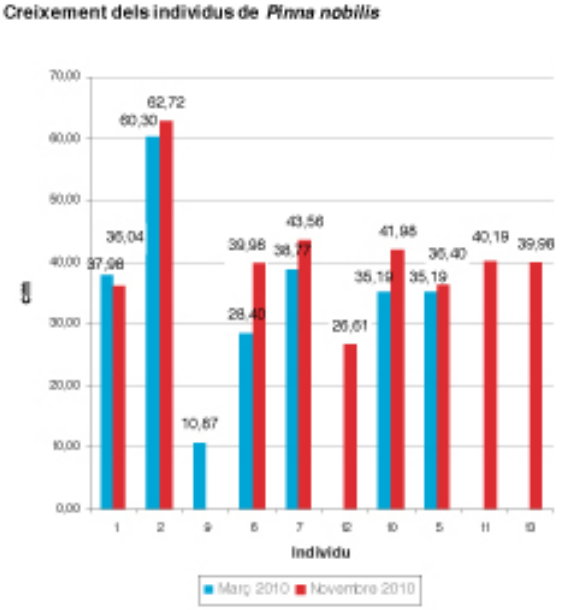
Tabla 1. Evolución de la granulometría en las proximidades de la pradera.

Transcurridos seis meses des del inicio de los trabajos, el sedimento acumulado se intuía como el mayor problema para la conservación de la pradera de posidonia, puesto que la calidad de las aguas fue mejorando progresivamente tras la finalización de los dragados.

Los primeros temporales de levante del otoño de 2010, ayudaron a retirar los finos acumulados en el fondo y sobre las hojas de Posidonia. La mejoría de las condiciones permitió observar el estado de conservación de la pradera. Las inspecciones realizadas mostraron que algunas zonas del límite de la pradera más próximo al nuevo espigón habían sufrido la pérdida de los haces de hojas, incluso algunas matas aisladas próximas a la pradera habían desaparecido. El nuevo recuento de haces y cobertura de posidonia, dio como resultado una media del 10% de disminución tanto del número de haces, como de la cobertura de la pradera.

En cuanto a los ejemplares de Nacra (*Pinna nobilis*), censados durante la campaña previa al inicio de las obras, se pudo constatar que la mayoría de los ejemplares marcados se encontraban en buen estado, incluso se localizaron dos nuevos ejemplares que en la primera inspección pasaron desapercibidos. Además se constató un ligero crecimiento de la mayor parte de los individuos (Tabla 2).

Tabla 2. Medidas de las Nacras censadas en la pradera de posidonia.



CONCLUSIONES

La proximidad de la pradera de Posidonia oceanica al nuevo espigón del Puerto de Blanes, ponía en riesgo su conservación. El uso de técnicas constructivas que reducen el tiempo de intervención en el medio, y el seguimiento exhaustivo de las diferentes acciones que se han realizado, han permitido minimizar los efectos de la obra sobre el medio marino y sobre las comunidades de Posidonia y Pinna nobilis en particular. Han sido especialmente útiles el balizamiento de la zona y el trabajo pedagógico de sensibilización ambiental del personal de la obra.

Los vertidos de material de dragado han provocado los efectos más negativos sobre la calidad del agua y sobre la acumulación de finos sobre la pradera, en este caso, la presencia de los temporales en la zona han mitigado los efectos que estos podrían haber tenido a largo plazo. En cualquier caso, los efectos pueden definirse como locales, en las zonas límite de la pradera, y puntuales en el tiempo, concentrados durante el vertido de material de dragado. En definitiva, el regreso a las condiciones iniciales de la calidad de las aguas y del sedimento, nos hacen pensar que la reducción en el número de haces y en la cobertura de posidonia experimentado durante las obras, no representaran una degradación importante de la pradera, aunque el lento crecimiento de esta especie apunta a una lenta recuperación de la comunidad.

Respecto a la conservación de los ejemplares de Pinna nobilis, a diferencia de lo pronosticado inicialmente, las perturbaciones provocadas por las obras no han tenido efecto alguno.

Finalmente, las comunidades de fauna bentónica asociadas a los fondos de sedimento próximos a la ampliación no han presentado variaciones significativas, exceptuando los más cercanos al espigón, en los que los cambios en la composición del sedimento ha alterado la comunidad de arenas finas bien calibradas típica de los fondos que rodean la bahía de Blanes.

AGRADECIMIENTOS

Para acabar, queremos agradecer a Ports de la Generalitat de Cataluña, como promotora del proyecto, su contribución al estudio, sin el cual no hubiera sido posible el mismo.

También queremos agradecer en especial, a la UTE SACYR / TAU, por la predisposición y el apoyo que han mostrado en todo momento.

2.2.3. TRASPLANTE DE POSIDONIA OCEANICA EN EL PUERTO DE LLANÇÀ

G. Ruiz de Gordejuela[1], C. F. Lores[2], J. P. Ainchil[3], B. Santos[4], J. M. Cadenas[5], J. P. Darbra[6]

1. Servià Cantó S.A., C/Bonastruc de Porta, 20 2ª Planta, 17001 Girona, grgordejuelaso@fcc.es
2. Servià Cantó S.A., C/Bonastruc de Porta, 20 2ª Planta, 17001 Girona, cfloresca@fcc.es
3. FCC Construcción S.A., Av. Josep Tarradellas, 123, 08029 Barcelona, jainchil@fcc.es
4. Servià Cantó S.A., C/Bonastruc de Porta, 20 2ª Planta, 17001 Girona, bsantosar@fcc.es
5. Servià Cantó S.A., C/Bonastruc de Porta, 20 2ª Planta, 17001 Girona, jmcadenasa@fcc.es
6. Ports de la Generalitat, C/Dr. Roux, 59-61, 08017 Barcelona, joanpere.darbra@gencat.cat

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

El 9 de noviembre de 2009, Ports de la Generalitat adjudica la obra de "Construcción de un dique exento rebasable en el Puerto de Llançà (Girona)" a una UTE formada por las empresas SERVIÀ CANTÓ y CONSTRUCCIONES RUBAU.

La declaración de impacto ambiental (DIA) del proyecto establece en su punto 6.2 una serie de medidas compensatorias a realizar. Entre ellas, "ejecutar una experiencia piloto de recolonización de una parcela próxima, donde se sepa que ha habido pradera de Posidonia oceánica, mediante trasplante de esquejes, tal y como se preveía en el estudio de impacto ambiental presentado y realización de siembra de semillas, en otra parcela de características y dimensiones similiares a la anterior, y seguimiento de la evolución ".

El presente documento pretende exponer la experiencia de la actuación llevada a cabo.

Respecto al seguimiento de la evolución de les parcelas recolonizadas, se incluye un protocolo de seguimiento.

Objetivos

La superfície total de Posidonia oceánica afectada directamente por las obras era de 300 m^2 aproximadamente. Se pretendía, pues, trasplantar la máxima superficie posible, en tanto se probaban diferentes métodos de transplante.

El mejor momento para trasladar posidonia oceánica era durante el invierno, cuando la planta tiene poca actividad y las hojas justo empiezan a crecer. El objectivo en cuanto a la temporalidad de la experiencia era finalizar el transplante antes de la primavera, que es el momento mas productivo para la planta y por tanto, cuando se podría tener más posibilidades de éxito en el enraizamiento en las parcelas recolonizadas.

Biología de la Posidonia Oceánica

Posidonia oceánica es una planta marina endémica del Mar Mediterráneo. Se trata de una fanerógama marina, es decir, una planta superior, que a diferencia de las algas, presenta raíces, tallo, hojas, flores, frutos y semillas.

Los frutos son como unas olivas de mar que se desprenden cuando están maduros, son esparcidos por el oleaje y las corrientes marinas y si quedan depositados en un lugar favorable pueden germinar y dar lugar a una nueva planta.

Pese a ello, la reproducción de Posidonia oceánica es básicamente vegetativa, pues esta planta no florece siempre. En nuestras costas se estima que las po-

sidonias florecen quizás una vez cada diez años, y cuando florecen, lo hacen en otoño.

Las hojas de la Posidonia son alargadas y de forma rectangular. Tienen un ancho constante de un cm aproximadamente y longitud variable a lo largo del año llegando a más de un metro. Su aspecto es el de cintas verdes.

Las hojas se agrupan en haces que salen de los rizomas (nombre que reciben los tallos). Normalmente un haz agrupa unas seis hojas y las más exteriores del haz son las más antiguas, las más colonizadas y las que antes caen. Los rizomas en cambio son permanentes. Pueden ser de dos tipos: los plagiótropos, de crecimiento horizontal y responsables de la extensión de la pradera (colonización o recolonización), y los ortótropos, de crecimiento vertical (menos de 1 cm al año) que evitan que la planta quede enterrada por la sedimentación.

Este proceso se da a un ritmo temporalmente muy lento. Así pues, se calcula que una pradera de Posidonia puede tardar más de un siglo para crecer una hectárea.

Pero con el paso de los años, el grueso del prado aumenta, y se forma lo que se llama la mata (acumulación de restos muertos de rizomas y raíces que quedan enterrados bajo la pradera). En el interior de calas resguardadas, la mata puede llegar hasta casi la superficie del agua, formando estructuras conocidas com arrecifes barrera de Posidonia.

Las raíces de Posidonia oceánica son muy cortas y se lignifican. Contribuyen a fijar la planta al sustrato y también participan en la absorción de nutrientes de las aguas intersticiales que son más ricas que las aguas libres.

El hecho de que el aparato radicular sea pequeño, puede tener que ver con el escaso éxito alcanzado en las pruebas de trasplante que se han realizado a nivel europeo en las últimas décadas.

El crecimiento de la Posidonia presenta etapas estacionales. Su ciclo anual depende de la luz disponible para hacer la fotosíntesis, de la temperatura del agua y de la intensidad del movimiento del mar. Así pues, el aspecto de la pradera cambia a lo largo del año.

En invierno, cuando el agua está muy fría y a menudo turbia a causa de los temporales, la planta tiene poca actividad, aunque las hojas (cortas) empiezan a crecer, y van consumiendo las reservas almacenadas durante el verano anterior.

La primavera es el momento más productivo. Aumenta la insolación, así como la temperatura del agua, y las hojas crecen rápidamente.

La pradera de Posidonia alcanza su aspecto más esplendoroso.

En verano, con el agua más caliente y pobre en nutrientes, se para el crecimiento de las hojas, las cuales quedan recubiertas de organismos.

En otoño disminuye la temperatura del agua, y la posidonia pierde muchas hojas ayudada por los temporales. El efecto del oleaje las acumula en las playas.

El aspecto de la pradera también cambia en función de la profundidad, pues necesita luz para hacer la fotosíntesis. Por tanto, la densidad de posidonia es mayor a menor profundidad y va disminuyendo a medida que la profundidad aumenta.

En la costa catalana el límite inferior de la pradera se encuentra hasta unos 25 m de profundidad, mientras que en lugares con aguas más transparentes (por ejemplo Baleares) la posidonia llega hasta los 40 metros de profundidad.

La Posidonia oceánica da lugar, pues, a un ecosistema altamente productivo y de gran diversidad, que se considera el más maduro de los fondos infralitorales blandos del Mediterráneo.

Importancia de las praderas de Posionia oceánica

Se hace necesario conservar este ecosistema por muchos aspectos:

- Producción primaria:
  Tanto la planta como las algas que viven asociadas a ella, producen gran cantidad de materia orgánica (100-300 g de C/m^2 año). Esta producción es una importante fuente de alimento, sobretodo para los detritívoros que viven dentro de la pradera, y también sirve de sustento enrgético y estructural.

- Producción de oxígeno:
  Como consecuencia de esta alta productividad, también se generan grandes cantidades de oxígeno que se disuelve en el agua (4-20 l diarios).

- Estructuración de hábitats:
  La superficie de las hojas y los rizomas permiten el asentamiento de otras especies, tanto animales como vegetales. Asimismo es un lugar ideal para esconderse y alimentarse. Se trata de un ecosistema, la estructura espacial del cual genera una comunidad de elevada biodiversidad y complejidad funcional.

- Zona de reproducción, cría i alimentación:
  La densidad de hojas de la pradera la convierten en un refugio seguro contra los depredadores para las formas larvarias, alevines y juveniles de gran cantidad de especies, muchas de ellas de gran interés comercial. Por otro lado, los individuos adultos de algunas especies no viven en la pradera, pero la visitan en busca de alimento.

- Estabilización del sedimento:
  Las hojas de Posidonia oceánica actúan como un filtro que facilita la sedimentación de partículas en suspensión, quedando retenidas en el entramado de rizomas y compactando el sustrato.
  Por otro lado, las praderas frenan el hidrodinamismo al actuar de arrecife barrera.
  Las hojas muertas que se acumulan en las playas evitan que el oleaje se lleve la arena. Estos factores son muy importantes para preservar el equilibrio de la dinámica litoral y evitan problemas como la falta de arena de las playas y posteriores actuaciones de regeneración de las mismas.

DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN

Embarcaciones empleadas

Para ejecutar el trasplante de la cubierta de Posidonia se utilizaron una embarcación de trabajos marítimos subacuáticos, tipo remolcador con casco y cubierta de acero, de 13 m de eslora, una neumática semirrígida auxiliar de 5 m de eslora, y una neumática semirrígida de 7,5 m de eslora, específica para submarinismo.

Equipo de trabajo y planificación de las inmersiones

El equipo de trabajo que ejecutó el trasplante estuvo formado por:
- 1 buzo profesional que dirigió la obra.
- 7 buzos profesionales que trabajaron, ya sea en tiempo total o parcial.
- 1 patrón de embarcación.

Los buzos trabajaron en equipos de dos en el fondo marino, con equipos autónomos. Cada buzo realizaba 3 inmersiones al día de una hora de duración cada

una. El intervalo entre inmersiones era de una hora y media en superficie. Las inmersiones eran de perfil cuadrado y la cota de trabajo -16 m.

Los cálculos de los tiempos de inmersiones e intervalos se pensaron para no tener que hacer descompresiones obligatorias y para soportar la baja temperatura del agua (entre 9 y 12 ° C).

En todo momento los trabajos subacuáticos se desarrollaron con estricto cumplimiento de la normativa estatal vigente.

Procedimiento de trabajo

La metodología de trabajo que se ha utilizado en este trasplante está a a caballo entre la obra marítima y la experiencia científica, dado que la superfície de plantas a trasladar era de unos 300 m^2, que además se encontraban fijadas sobre dos tipos de sustrato diferente (roca y arena), que condicionaban el método de extracción.

Así pues, en las zonas de sustrato rocoso, las plantas eran de crecimiento mayoritariamente horizontal y se tuvieron que extraer por esquejes pero siempre con raíces. En cambio, cuando el sustrato era arenoso, las plantas eran de crecimiento vertical, pero con una densidad de bloque de mata menor a la esperada, y se extrajeron por el método de pan de tierra, que a priori pareces ser el más viable.

La Posidonia a trasladar pertenecía seguramente al límite profundo de una pradera de Posidonia oceánica que existía antiguamente donde está el actual Puerto de Llançà.

La profundidad (cota de – 16 m), así como la baja temperatura del agua en esta época del año condicionaron el horario de trabajo de los buzos, los cuales emplearon mayoritariamente herramientas manuales de jardinería.

Las fases de las que constó la actuación fueron las siguientes:

DELIMITACIÓN DE LAS DIVERSAS ZONAS DE TRABAJO

La primera fase de los trabajos subacuáticos consisitió en delimitar sobre el fondo marino las manchas de plantas a trasplantar, así como las zonas de destino de las mismas y las manchas control de plantas que permitan la comparación de datos de seguimiento del trasplante.

Se escogieron las zonas de destino del trasplante suficientemente alejadas de la zona de obra como para no sufrir una afectación directa, pero al mismo tiempo suficientemente próximas a la zona de orígen para que las condiciones medioambientales (profundidad, presión, luminosidad, temperatura del agua, etc,…) sean lo más similares posible a las originales. Asimismo, la distancia entre la zona de origen y area de destino tenía que ser relativamente pequeña, para hacer posible el traslado de las plantas por medio de buzos que se desplazaran por el fondo marino, de manera que se evitara subir los vegetales a superfíecie durante su traslado.



Se ha delimitado 3 manchas de control. Se trabajará en estas zonas cuando se haga el seguimiento del traslado y permitan comparar datos con los de las parcelas trasplantadas.

Figura 1. Delimitación de zonas a trasplantar

DRAGADOS PREVIOS AL TRASPLANTE

Mediante manguera de succión de 10 cm de diámetro, alimentada desde el compresor de la embarcación, se hizo un pequeño dragado del sustrato de las zonas de destino para preparar el fondo para el trasplante. También se preparó, dragando, parte del perímetro de las manchas a trasplantar.

DRAGADO DEL PERÍMETRO DE LAS MANCHAS A TRASPLANTAR

En la zona perimetral de las manchas de Posidonia a trasplantar se hizo, cuando fue posible, un hoyo de unos 25 cm de anchura y 25 cm de alto para facilitar el trasplante de los panes de tierra, es decir, de la planta entera (hojas, rizomas y raíces) con parte de su antiguo sustrato.

DRAGADO DE LAS ZONAS DE DESTINO

En las zonas donde se trasplantó por pan de tierra, se quitó arena hasta conseguir llegar a la capa de raíces y rizomas de mata muerta, pues son zonas donde había existido pradera de posidonia anteriormente.

TRASPLANTE DE LAS PLANTAS

Dado el carácter de prueba piloto de este trasplante de Posidonia oceánica, los métodos de trabajo utilizados en los trabajos submarinos han sido fotografiados de forma bastante exhaustiva. También se ha fotografiado las parcelas trasplantadas y se ha registrado imágenes de video submarino.

Se probaron tres métodos diferentes, que se describen a continuación:

MÉTODO DE ESQUEJES CON RAÍZ

Este método se utilizó para extraer plantas que estaban fijadas sobre una capa de arena fina (de no más de 25 cm), bajo la cual había roca.

Se trataba por tanto de plantas con rizomas de crecimiento horizontal. En la práctica se tuvo que trasplantar una gran superfície de Posidonia oceánica de estas características.

Como la recolonización por esquejes no ha sido exitosa en las experiencias efectuadas en Europa en la última década, se optó en el caso de Llançà por extraer los esquejes siempre con raíces.

Las herramientas que se utilizaron son las propias y habituales de jardinería, es decir, pequeñas herramientas manuales como palas, rastrillos, azadas y serruchos.

MÉTODO DE PAN DE TIERRA

Este método permitía trasplantar juntas varias posidonias enteras con el sustrato en el que estaban enraízadas.

El método consiste en serrar cuadrados de pradera de Posidonia, que pueden ser de diversas medidas en cuanto a superfície y también en cuanto a profundidad de sedimento cogido.

Se procedió con sierras de cortar madera, desestimando aquellas herramientas que pudieran ser demasiado agresivas para las plantas, como son la lanza de agua para cortar o herramientas hidráulicas.

Inicialmente se quería probar de hacer panes de tierra de diferentes tamaños (40 x 40 x 40 cm, 60 x 60 x 40 cm. y 100 x 100 x 40 cm). Pero en la práctica resultó

que la mayoría de panes extraídos oscilaban entre los 40 x 40 x 25 cm y los 50 x 50 x 40 cm.

Cuando se intentaba extraer panes de mayor superfície, estos finalmente se rompían por disgregación del sustrato. Esto sucedía porque la densidad de la mata (rizomas y raíces muertas compactadas en el sedimento) no era suficientemente elevada, cosa por otro lado normal si pensamos que se encontraban en el límite profundo y por tanto más disperso de la antigua pradera.

Los panes de tierra se transportaban sobre unas parrillas elaboradas a base de mallazo y malla de plástico tupida, suspendidas entre dos aguas mediante globos elevadores de 100 kg.



Figura 2. Colocación de panes en destino

MÉTODO DE TUBOS

Se hicieron unos tubos de hierro con dos asas, con la idea de clavarlos en el fondo marino, sobre la planta, y poder extraer el vegetal con parte de su sustrato. Se probó este sistema en tierra, pero en el fondo marino no dio buen resultado, pues entraba con dificultad y el sustrato se disgregaba. Por tanto, este método se desestimó rápidamente.

COLOCACIÓN DE MALLAZO

Dado que el sistema de trasplante por esquejes con raíz parece vulnerable en condiciones de mar de fondo, temporal de levante, corrientes submarinas fuertes o agresiones externas como por ejemplo el fondeo de embarcaciones, se decidió proteger parte de la superfície trasplantada por esquejes con parrillas metálicas que ayudaran a perdurar el anclaje de la planta al fondo marino.

Así pues, una vez finalizado el trasplante se prepararon 43 parrillas de hierro cuadradas (de 180 x 180 cm), de mallazo del nº 6, en forma de tabla, las cuales se clavaron sobre el sustrato arenoso en determinados lugares de las areas de destino, donde se había trasplantado Posidonia utilizando el método de esquejes con raíz.

No obstante, también se dejaron zonas sin mallazo para, durante el seguimiento posterior, poder hacer comparaciones entre zonas “desnudas” y zonas protegidas y ver así la eficacia de esta medida.

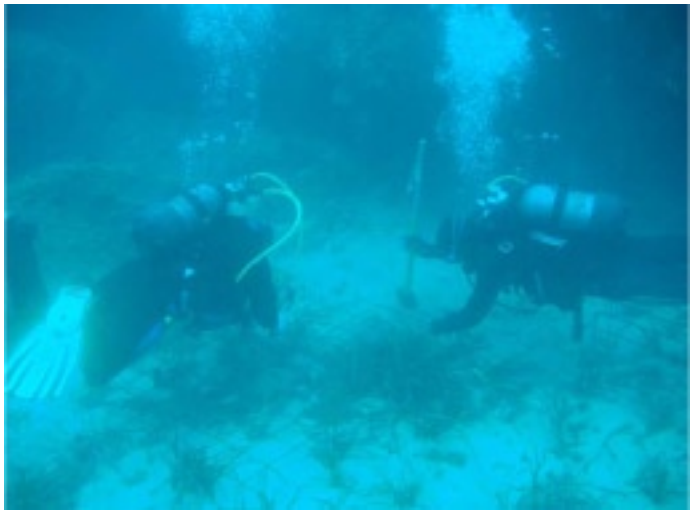


Figura 3. Colocación de mallazo de protección

Duración de los trabajos ejecutados

Para dar cumplimiento al traslado de la cubierta vegetal del fondo marino ocupado por las obras del nuevo dique de protección del Puerto de Llançà, se estimó un período de trabajo aproximado de un mes y medio, empezando la segunda quincena de Marzo y durante todo el mes de Abril.

Aun y así, las características del emplazamiento y de la época del año (no resguardado de vientos de componente N y E, profundidad elevada, baja temperatura del agua, condiciones de visibilidad reducida, posibles vientos y temporales fuertes) podrían haber provocado retrasos en el trasplante.

Afortunadamente la meteorología acompañó en general (sólo 4 días de stand-by) y la experiencia piloto pudo ejecutarse dentro de las fechas previstas.

RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados de la experiencia piloto de trasplante efectuada.

Superficie estimada de la cubierta vegetal trasplantada

Pese a que en el estudio de impacto ambiental se estimaba una superficie afectada de manera directa por las obras de unos 200 m^2, ésta resultó ser mayor, pues la mancha F de Posidonia sobre roca era más grande y en realidad quedaba unida a la mancha H.

- Superficie total de Posidonia afectada directamente F+H+G = 300 m^2
- Superficie estimada mancha Posidonia F = 140 m^2
- Superficie estimada mancha Posidonia H = 80 m^2
- Superficie estimada mancha Posidonia G = 80 m^2

Superficie de las parcelas recolonizadas según los diversos métodos

- Superficie total de parcelas recolonizadas K+BC+AB = 382 m^2
- Superficie area de destino K = 300 m^2
- Superficie area de destino BC = 20 m^2
- Superficie area de destino AB = 62 m^2
- Superficie total trasplantada por esquejes = 330 m^2
- Superficie total trasplantada por pan de tierra = 52 m^2

El hecho de que la superficie recolonizada sea mayor que la superficie estimada a trasplantar se explica por el hecho de que utilizando el método de esquejes con raíz no se trasplanta el mismo grado de cobertura original, pues los buzos necesitan espacio físico para replantar sin dañar las plantas ya trasplantadas anteriormente.

Estimación de la cobertura de posidonia de las parcelas recolonizadas

Durante el seguimiento se podrá calcular la densidad real y la cobertura en la zona recolonizada.

- Densidad real : DR = haces / m^2
- Cobertura: C = 100 X P / (P + M) siendo P el nº de metros de un transecto asignados a Posidonia viva y M = nº de metros del transecto atribuidos a mata muerta.

Se ha hecho un cálculo de la cobertura de posidonia estimada (Ce).

Así se ha elaborado una escala de cinco valores de cobertura, de muy baja a muy alta, definidos de la siguiente forma:

Ce.0 = muy baja: plantas muy separadas con grandes claros de sustrato.
Ce.1= baja: plantas separadas. Se ven claros de sustrato.
Ce.2= intermedia: plantas seguidas. Pequeños claros de sustrato.
Ce.3= alta: plantas juntas. Casi no se ve el sustrato.
Ce.4= muy alta: plantas muy juntas que impiden ver el sustrato.

	K (esquejes)		BC (pan de tierra)	AB	
	Arena fina	Arena gruesa grava		Pan de tierra	esquejes
Ce.0	30 m2	50 m2	-	-	-
Ce.1	100m2	100 m2	-	-	30 m2
Ce.2	-	20 m2	-	-	-
Ce.3	-	-	-	22 m2	-
Ce.4	-	-	20 m2	10 m2	-

Tabla 1. Cobertura de las parcelas recolonizadas

CONCLUSIONES

- Se ha efectúado la experiencia piloto de recolonización de una parcela de Posidonia oceánica, requisito establecido en la declaración de impacto ambiental (DIA) del Proyecto de ejecución del dique exento rebasable del Puerto de Llançà.
- Se ha trasplantado el 100 % de las manchas de Posidonia afectadas directamente por las obras.
- El trasplante se ha ejecutado dentro del calendario previsto, aprovechando la poca actividad de la planta en invierno y antes de la primavera, momento más productivo para las plantas, lo que podría contribuir positivamente al difícil enraizamiento de las mismas.
- Se ha probado diversos métodos de trabajo y herramientas.
- Se ha documentado exhaustivamente la experiencia.
- Se propone un protocolo de seguimiento, durante 3 años, de la evolución de las parcelas recolonizadas.
- El seguimiento determinará el grado de éxito o fracaso en la recolonización de cada parcela según la metodología empleada: panes de tierra, esquejes con raíz, sobre arena fina, sobre grava, con o sin mallazo, etc,…

PROPUESTA DE PROTOCOLO DE SEGUIMIENTO

De acuerdo con lo decidido en la 2ª reunión de la Comisión Mixta de concertación y control, el informe de documentación del trasplante de posidonia debía incluir un protocolo de seguimiento de las parcelas recolonizadas, de forma que se pudiera poner en marcha a partir del mes de Junio de 2010 y durante 3 años.

Se presenta a continuación la propuesta de seguimiento planteada y aprobada por dicha comisión.

Durante el seguimiento se llevarán a cabo tres tipos de actuaciones de manera paralela:

- Actuaciones de reparaciones de daños
- Actuaciones preventivas de posibles riesgos
- Actuaciones de estudio comparativo de las parcelas recolonizadas.

Las intervenciones de seguimiento se relizarán con una frecuencia quincenal durante el 2010, mensual en el 2011, y bimensual desde ahí hasta haber transcurrido los 3 años del transplante.

REFERENCIAS

- Riera Renter, Jordi (SOTAMAR Treballs submarins), PORT DE LLANÇÀ UTE (Servià Cantó S.A. y Construccuiones Rubau, S.A). 2010. Memoria técnica "Trasplante de la cubierta vegetal de Posidonia oceánica afectada por la ejecución del proyecto del dique exento rebasable del Puerto de Llançà".

2.2.5. GESTIÓN DE LA LIMPIEZA DE PLAYAS POR DERRAME DE HIDROCARBUROS EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS

A. Carmona[1,2], J.J. Muñoz[1], G. Gómez[1], J. Román[1]

1. Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico (Cádiz). Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Cádiz, España. acarmona@marm.es

2. Departamento de Ciencias y Técnicas de la Navegación. Universidad de Cádiz

INTRODUCCIÓN Y ÁREA DE ESTUDIO

El mar es el principal medio de transporte por el que se mueve más mercancías del mundo. La naturaleza de la mercancía transportada es de muy diversa naturaleza, incluyendo productos peligrosos tanto para la salud humana como para el medio ambiente. Fruto de esta intensa actividad, con más frecuencia de la deseable, ocurren accidentes que conllevan el derrame de estas sustancias peligrosas que transportan, incluyendo el combustible del propio buque. Todo ello se traduce en ocasiones en un significativo deterioro ambiental, dando lugar a episodios de contaminación en las playas. En Andalucía, y en el caso de la Bahía de Algeciras, el riesgo de contaminación accidental en el litoral es destacable, si atendemos tanto a su gran extensión como a la elevada densidad en el tráfico marítimo (últimos sucesos: buque SIERRA NAVA, b/ NEW FLAME, b/ FEDRA, b/ TAWE y b/ SHENZHEN en apenas 3 años).



Figura 1. Bahía de Algeciras y Estrecho de Gibraltar.

El Estrecho de Gibraltar es uno de los puntos de mayor tráfico petrolero en todo el mundo. Cada año transitan por el Estrecho de Gibraltar entre 4.000 y 5.000 petroleros, es decir, entre 10 y 15 diarios. Más de 90.000 buques mercantes cruzan el Estrecho de Gibraltar y muchos de éstos recalan en la Bahía de Algeciras. A esto hay que sumar que el Puerto de Algeciras es el número uno de España en tráfico marítimo y que su Bahía cuenta con un polígono industrial petroquímico, incluida una refinería que procesa alrededor de 10 millones de toneladas de crudo al año (Refinería Gibraltar-San Roque). A eso se une que los Puertos del Estrecho y sus proximidades, se constituyen uno de los principales puntos de abastecimiento de combustible del Mediterráneo, a través de operaciones de "bunkering".

Consecuentemente, en esta franja costera de la provincia de Cádiz, el riesgo de contaminación accidental en el litoral es elevado. Por ello, ante la probabilidad de accidentes que puedan generar graves consecuencias económicas y ambientales, es necesario desarrollar herramientas de gestión de emergencias eficaces y adecuadas al objeto de minimizar este impacto. Para ello es importante contar con una adecuada planificación y distribución de recursos, acorde con las características, el riesgo y la vulnerabilidad de cada zona.

METODOLOGÍA Y DISCUSIÓN

En este artículo se presenta la aplicación de un modelo de gestión de limpieza de vertidos a un caso particular. Analizaremos el protocolo de intervención de emergencia en un suceso de contaminación marina accidental proveniente de buque en el litoral andaluz. Describiremos las actuaciones desarrolladas por la Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico en Cádiz (MARM, 2009).

El episodio de contaminación estudiado es el derrame de hidrocarburos procedente del buque MSC/SHENZEN en la Playa del Rinconcillo, en Algeciras, Cádiz, ocurrido el día 28 de octubre de 2009.

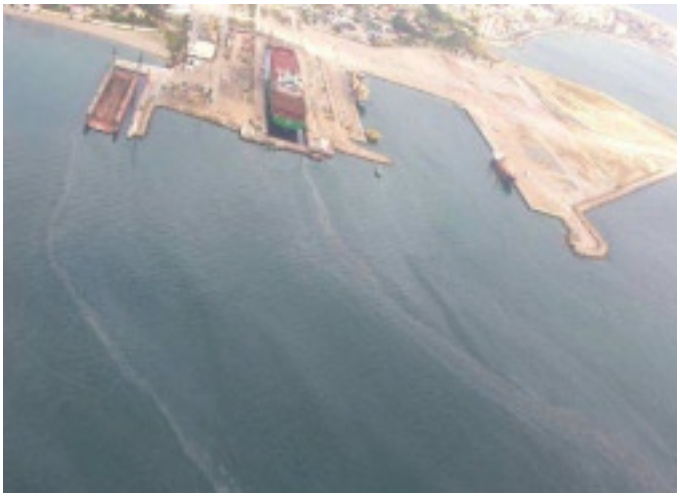


Figura 2. Bl MSC SHENZHEN en el dique seco de Cernaval e irisaciones en el mar.

El mismo día del accidente, la Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico, tras tener conocimiento por la tarde del vertido por parte de la Capitanía Marítima, envió al Servicio de Vigilancia de Costas para que realizase una ronda de reconocimiento con el fin de comprobar el alcance que podía tener el accidente en la costa de la Bahía de Algeciras.



Figura 3. Fuel vertido por el buque y barrea de contención desplegada en Cernaval.

El día 29, a lo largo de la mañana, se activó el Plan Territorial de Emergencia de Andalucía a nivel Provincial y con ello a todas las Administraciones competentes.

En las inspecciones realizadas el día 30, se definen 3 zonas de contaminación, dividiéndose la playa en zonas bien diferenciadas. La zona 1 (zona 1), abarca unos 600 m. desde la playa de la Concha donde existe contaminación dispersa de bolas y microbolas, una segunda zona (zona 2) de contaminación continua y severa que

abarca unos 1500 metros y una tercera zona (zona 3) hasta la desembocadura del río Palmones que vuelve a ser discontinua. En el agua se observan irisaciones que supondrán próximas arribadas. La longitud total de costa afectada es de 2.930 metros, prácticamente la totalidad de la Playa del Rinconcillo y la Concha.

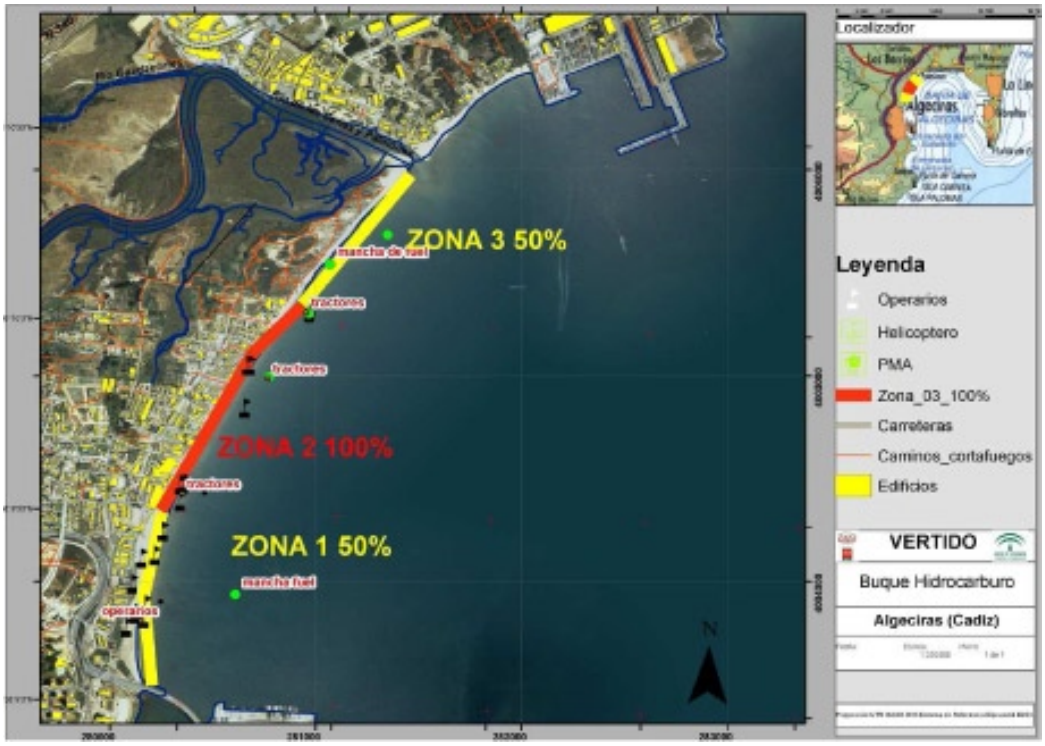


Figura 4. Zonas de contaminación

En la zona 1, la retirada de la contaminación se ha realizado manualmente, con palas, rastrillo, tamices de diferente luz y otras herramientas. En esa zona, se concentraron bolas y microbolas acumuladas superficialmente por lo que se ha podido retirar manualmente.

En esta zona, también se va a utilizar limpieza mecanizada descrita en la zona 2 (donde se usan 2 traíllas y una retroexcavadora giratoria de cadenas), con el fin de limpiar la arena y eliminar las capas de milhojas existentes.



Figura 5. Limpieza manual

En la zona 3 (sistema dunar y desembocadura del río Palmones), se ha realizado limpieza superficial manual con palas, rastrillos, tamices de diferente luz y otras herramientas, y eliminación manual de milhojas en una zona aproximadamente de 250 metros, desde el búnker hacia el río Palmones.

La eliminación de las milhojas, se realiza retirando la capa superficial de arena sin contaminar y acumulándola en la zona de rompiente. Una vez descubierta la capa, se retira el fuel, y si se encuentra muy mezclado con arena se criba para retirar la menor cantidad de arena posible.

En la zona 2, que es la zona donde se concentra la mayor contaminación, se han utilizado varias técnicas que a continuación se describen:

- **Limpieza manual de la capa superficial.** En primer lugar, se comenzó retirando manualmente el fuel arribado a la playa. Para la retirada, se utilizaron rastrillos, palas, tamices de diferente luz y otras herramientas. El fuel mezclado con arena se introducía en bolsas que posteriormente eran retiradas por tractores proporcionados por el Ayuntamiento.

- **Limpieza mecanizada.** En los primeros días una vez detectadas las capas de milhojas y la existencia de contaminación más intensa, se decidió por parte de todas las administraciones presentes, la utilización de maquinaria pesada. Se utilizaron dos retroexcavadoras mixtas del Ayuntamiento y tres camiones tipos carrilleros que proporcionó la Demarcación de Costas por medio de TRAGSA. La retroexcavadora se encargaba de retirar las capas existentes en la zona comprendida entre "Los Pulpos" y el "Búnker" y lo cargaba directamente a los camiones carrilleros. Estos acopiaban el material en una zona que previamente se había impermeabilizado con el fin de no contaminar el suelo y que se localizaba en el acceso a la Playa de la Concha. Esta tarea si se hubiera realizado manualmente no hubiese sido efectiva y además el calado de la contaminación podría haber aumentado con el paso de mareas sucesivas, aumentándose el número de capas de milhojas. Esta actuación se ejecutó durante los días comprendidos del 31 al 3.

- **Cribadora autopropulsada.** La Demarcación de Costas por medio de la Empresa Pública Tragsa desplazó a la zona una cribadora autopropulsada para la retirada de contaminación superficial atomizada. Esta cribadora, de las usadas en Galicia durante el "Prestige", se ha utilizado para eliminar las microbolas existentes en la arena seca ya que, los primeros días en los que se produjo el vertido, los coeficientes de mareas fueron muy grandes. Esta técnica se ha utilizado en las tres zonas tras comprobarse su idoneidad y buen resultado en estas labores de limpieza.

- **Técnica de Surfwashing.** Ésta técnica se utilizó en Francia durante el vertido del Prestige. Consiste en enterrar unas sacas de obras (big bag) en la zona intermareal. Estos big bag, proporcionados por la Demarcación de Costas por medio de la Empresa Pública TRAGSA, van a funcionar como anclaje para unas redes de deriva. Las redes se atan por un extremo a los big bag y se dejan flotando en el agua con el fin de captar las nuevas arribadas y limpiar la arena seca con contaminación dispersa o secundaria que ha sido depositada en la zona intermareal, paralelamente a la línea de costa.

  Esta técnica se utilizó en la zona donde se producían las mayores arribadas. A la mañana siguiente de colocar las redes, se comprobó su eficacia. Las redes se encontraban totalmente impregnadas de hidrocarburos y las microbolas que no había captado, se concentraron en la zona intermareal, por lo que se pudo recoger a primera hora. Esta técnica ha permanecido desde el día 9 hasta el 23 de noviembre.

- **Limpieza mecanizada para la eliminación de las capas de milhojas a lo largo de la playa.** La Demarcación de Costas, por medio de la empresa Campoamor, está

utilizando dos traíllas y una retroexcavadora giratoria de cadenas. El método consiste en que, en primer lugar, una traílla retira la capa superficial de arena, dejándola en la orilla para que el agua del mar la limpie en función de su contaminación. A continuación, la retroexcavadora con el cazo va retirando la arena hasta llegar a las capas de fuel. Si la arena tiene únicamente contaminación dispersa, se acumula de nuevo en la orilla para no eliminar mucha cantidad de arena, y en el momento que hay placas, esa arena mezclada con fuel la vierte a la otra traílla la descarga en la zona impermeabilizada.

- **Máquina limpia-playas.** Por parte del Ayuntamiento se introduce en las labores de limpieza un tractor equipado con remolque cribadora (máquina limpia playa). Ésta dispone de una criba que al pasarla por la arena seca, elimina las galletas de mayor tamaño acumuladas en ella. Esta máquina se utilizó en la zona comprendida entre la playa de La Concha y el búnker. Tras ver la eficacia de esta máquina, se decide seguir con su uso (el estado de las partículas de fuel es semejante a una textura plástica). Estas labores mecanizadas se complementan con el uso de los tamices manuales sobre la misma huella de la máquina. El Ayuntamiento pone también a disposición del operativo de limpieza varios tractores que son usados para la retirada de las bolsas contaminadas que van dejando las brigadas de limpieza sobre la línea de costa.

La limpieza de la zona dunar pasa a ser una prioridad a la hora de distribuir las tareas de limpieza el día 1 de noviembre ya que, la disposición de otra nueva capa de fuel supondría tener que intervenir con maquinaria, tratándose de una técnica desaconsejada para esta zona, pues se estaría interfiriendo en un paraje natural protegido afectando a la dinámica dunar. En un principio, las cuadrillas de limpieza se centran en la limpieza superficial de forma manual, para impedir que se sigan formando milhojas y una vez que dejen de llegar nuevas arribadas, se concentran en la eliminación manual de las milhojas.



Figura 6. Capas de "milhojas"

En la última reunión en el PMA del día 30 por la tarde se decide por parte de los técnicos que trabajan en las labores de limpieza y con el visto bueno de todas las administraciones presentes, aplicar maquinaria pesada a las técnicas de trabajo, ya que en la zona 2, donde la contaminación es más intensa y se encuentra dispuesta en forma de milhojas, necesita una extracción más efectiva. Esta tarea si se realizara manualmente no sería efectiva, además el calado de la contaminación podría aumentar con el paso de mareas sucesivas y aumentar las capas de milhojas. El uso de las máquinas pesadas en estas actuaciones se desarrolla durante 4 días.

En este mismo día 30, y tras tratar el asunto el Jefe de Servicio de Emergencias del 112 y el Jefe de Servicio de la Demarcación de Costas, la Delegación del Gobierno de la Junta de Andalucía desactiva la fase de Preemergencia del Plan Territorial de Emergencias, dándose por finalizado definitivamente el citado Plan.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

A pesar de la rapidez con la que se actúa, se produce un vertido importante de fuel al mar, que según hemos podido conocer por Capitanía Marítima de Algeciras tras sondar tanque de combustible consistió en 280 m3 al interior del dique y aproximadamente 13,45 m3 al exterior (al mar) (dato oficial calculado de manera teórica).

El día 29, el Vigilante de Costas de la zona, a primera hora de la mañana, realiza ronda de reconocimiento de las playas que integran la Bahía de Algeciras. El Servicio de Vigilancia, comunica que se ha comprobado el estado de la playa de El Rinconcillo, encontrándonos un 80% de la playa contaminada de fuel (longitud total aproximada de playa afectada unos 2.000 metros). El resto de las playas de la Bahía no estaban afectadas.



Figura 7. Afección de la playa El Rinconcillo por arribo de fuel (día 29).

En el cordón dunar existe una franja de contaminación continua de unos 4 metros de anchura, que se extiende a lo largo de todo el sistema dunar, se trata de una arribada continua de una intensidad aproximadamente del 40 % compuesta de bolas y microbolas y también aparecen de forma dispersa capas de milhojas.

En resumen, la longitud de costa afectada ha sido 2.930 metros, prácticamente la totalidad de la Playa del Rinconcillo y la Concha, y la cantidad de residuos retirados asciende a 1.621 toneladas. En cuanto a medios humanos, el número de personal que intervino en el operativo de limpieza durante los 33 días de actuación se tradujo en un total de 972 jornadas, llegándose a la cifra máxima de 70 personas en el operativo de limpieza en determinados días. El personal proporcionado por la Demarcación de Costas supone un 59,3% del total de dichas jornadas. Además, se contó con un número importante de personal técnico y funcionario de las distintas administraciones intervinientes.

A partir de este día, la Demarcación de Costas da por finalizado los trabajos y será el ayuntamiento el que continúe con las labores de limpieza habituales de esta playa.

Las fuentes de datos usadas para el artículo son este accidente marítimo, la información recopilada durante la atención de la emergencia relacionada con el Plan Activado en la Comunidad Autónoma, las administraciones intervinientes, cantidad de residuo recogido y las técnicas de limpieza empleadas:

· Se muestran fotos del vertido y del suceso marítimo.
· Se detallan las técnicas de descontaminación empleadas.
· Se explica la programación y planificación de las labores de limpiezas en la zona.
· Se describen las fases y actuaciones realizadas por la Demarcación de Costas.

REFERENCIAS

MARM, 2009. Informe tras el accidente del buque MSC Shenzhen en la Bahía de Algeciras. Demarcación de Costas Andalucía-Atlántico. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar. Secretaría General del Mar. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Noviembre 2009.

2.3. LOS RIESGOS Y EL CAMBIO CLIMÁTICO EN LA GESTIÓN DE LA COSTA

2.3.1. ANÁLISIS DEL RIESGO PARA LA TOMA DE DECISIONES EN LA GESTIÓN DE UN TRAMO DE COSTA

A. Félix, A. Baquerizo, M. A. Losada, J. M. Santiago

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Centro Andaluz de Medio Ambiente – UGR. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. afelixd@correo.ugr.es abaqueri@ugr.es mlosada@ugr.es santi@ugr.es

INTRODUCCIÓN

Desde las primeras civilizaciones la costa ha acogido a una parte importante de la población, y en ella se han construido las infraestructuras necesarias para su sustento. En la actualidad se estima que casi el 40% de la población mundial vive en la franja litoral y se prevé que hacia 2050 la cifra alcance el 75%.

Los eventos extremos ocurridos en las últimas décadas, han puesto de manifiesto la vulnerabilidad de esta zona y la importancia del frente marítimo como elemento de defensa que contribuye a mitigar las consecuencias de los desastres naturales. En correspondencia, hay una mayor conciencia social sobre la necesidad de gestionar la zona costera de manera integrada analizando todos los procesos que tienen lugar en ella a diferentes escalas espaciales y temporales, teniendo en cuenta el carácter aleatorio de la los agentes forzadores y valorando el riesgo de las decisiones.

Santiago (2006) propuso un modelo conceptual para la gestión integrada de un tramo de costa a medio y largo plazo para cuya implementación se requiere el modelado de los procesos físicos que gobiernan los cambios naturales e inducidos por la acción del hombre en la zona costera, la evaluación de la incertidumbre intrínseca del proceso y la valoración de las consecuencias de los eventos extremos. En relación con los dos primeros requisitos, Baquerizo y Losada (2008) proponen una metodología que permite valorar la incertidumbre de la respuesta a corto, medio y largo plazo de la costa a los forzamientos climáticos.

En cuanto al tercero, existen diferentes modelos para estimar el valor de la costa. Desde finales de los años 60 y hasta finales de los años 70, sólo proporcionaban valores cualitativos, sin embargo, en la actualidad existe una tendencia a distinguir entre diferentes tipos de ambientes costeros (playas, acantilados, humedales, etc.) y a analizar también el bienestar social y el beneficio económico que reportan. Mediante el uso de la función de los precios hedónicos es posible utilizar el mercado inmobiliario para estimar el valor implícito de la costa como un bien ambiental (Parsons y Noailly, 2004; Palmquist, 2005).

Félix et al. (2010) proponen un modelo de gestión que se basa en el modelo de Santiago (2006) y combina la metodología propuesta por Baquerizo y Losada (2008) para evaluar la incertidumbre intrínseca de las predicciones con un modelo basado en la función hedónica de precios para valorar las consecuencias.

En este trabajo se presenta la aplicación de dicha metodología como herramienta de decisión sobre alternativas para la recuperación y gestión de la zona de Playa Granada (figura 1), situada en el Delta del Río Guadalfeo (Granada), que desde la construcción de la presa de Rules en el año 2005, sufre un problema severo de erosión (Ávila, 2007, Losada et.al., 2010).



Figura 1. Localización de Playa Granada.

MODELO DE DECISIÓN BAJO CONOCIMIENTO DEL RIESGO

Partiendo de una valoración del escenario socio-económico y ambiental, el primer paso consiste en especificar los objetivos de gestión a cumplir durante un determinado intervalo de tiempo. A continuación se diseñan estrategias y se seleccionan algunas cantidades indicadoras del grado de cumplimiento de los objetivos y de otros beneficios o perjuicios que puedan conseguirse con la implementación de las alternativas.

Puesto que los agentes que fuerzan el sistema costero, principalmente los climáticos, tienen un carácter aleatorio, no es posible determinar con exactitud los valores de las cantidades indicadoras. Es posible sin embargo acotar su incertidumbre mediante el uso de técnicas de simulación.

A continuación se ilustra la metodología mediante su aplicación a la resolución del problema de erosión que sufre Playa Granada situada en el delta del Río Guadalfeo desde la construcción de la presa de Rules en la cuenca y la puesta en marcha de sus actividades de regulación en el año 2005.

APLICACIÓN A PLAYA GRANADA

La cuenca del río Guadalfeo se localiza en la costa del mar de Alborán (Fig. 1). Posee las características típicas de las cuencas mediterráneas, con un clima semiárido, dominado por la incidencia puntual de borrascas y áreas de captación relativamente reducidas. La distribución de la temporada de lluvias es irregular, especialmente durante la temporada seca (julio-septiembre) en la que las lluvias suelen ser torrenciales. En la parte más alta de la cuenca y durante los periodos fríos, la precipitación se produce en forma de nieve y representa una proporción importante del volumen de agua captada, lo que influye en la variación estacional de la descarga de agua en la desembocadura.

El régimen hidrológico de la cuenca del Río Guadalfeo y los datos históricos sugieren que su evolución está ligada a la ocurrencia de eventos extremos que aportan gran cantidad de material, alternados con largos periodos de retroceso inducidos por la acción del oleaje (Ávila, 2007; Losada et al., 2010).

Debido a las obras realizadas en el río en las últimas décadas, como la construcción de la presa de Béznar y la regulación del caudal en el Embalse de Rules, el Delta

sufre un problema de erosión severo. Los problemas se han tratado de resolver parcialmente con vertidos puntuales de sedimento de tamaño significativamente menor al del sedimento nativo, que han tenido una duración reducida.

La zona costera, conocida como Costa Tropical, se extiende desde Albuñol hasta Almuñecar en la provincia de Granada (fig. 1). Esta área presenta diversos ambientes físicos que dan soporte a diferentes actividades, la principal de las cuales es la agricultura. Otras actividades importantes son el turismo y las operaciones portuarias.

Playa Granada se localiza en la parte este del delta, y sostiene un complejo turístico con campos de golf, restaurantes, hotel, etc., En la zona se encuentran también residencias particulares que, en la mayoría de los casos, corresponden a viviendas de verano. Existen también varias parcelas urbanizables que todavía no han sido desarrolladas. La playa es visitada por los residentes locales y, en los fines de semana también por excursionistas (visitantes que no pernoctan en el área), especialmente durante la temporada de verano. Las autoridades locales están tratado de fomentar el crecimiento urbanístico de la zona y explotar su potencial tratando de atraer un turismo que genere una alta derrama económica en la zona.

Definición de objetivos de gestión y diseño de estrategias

Se propone como objetivo de gestión ofrecer una playa con un mínimo de 10 metros a lo largo de la línea de costa, durante un período de 5 años, para lo cual es preciso prevenir la erosión.

Se diseñan cinco estrategias de gestión entre las que se considera también la postura de no hacer nada, denominada A0. Las alternativas denominadas A1, A2 y A3 están inspiradas en la postura actual de la Dirección General de Costas de regenerar la playa anualmente a principio de temporada, y difieren entre sí en la cantidad de sedimento que se usa para la regeneración y en su distribución a lo largo de la línea de costa (figura 2). Se considera asimismo una estrategia que se denomina A4 y consiste en hacer una regeneración de la playa junto con la construcción de una serie de espigones casi perpendiculares a la costa (figura 3).

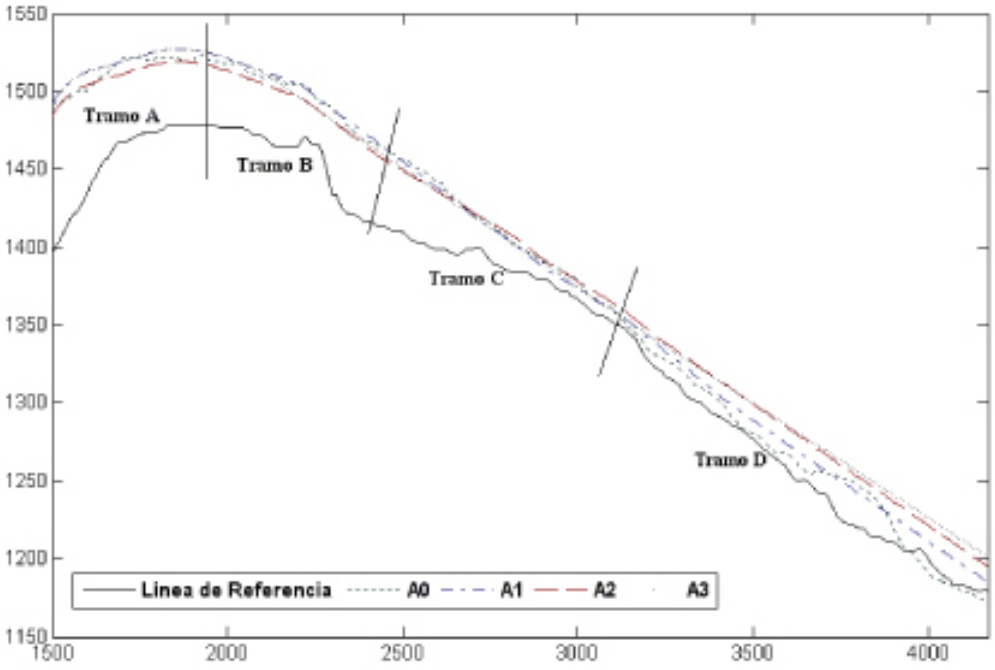


Figura 2. Alternativas A0, A1, A2 y A3. Estas líneas de costa son las condiciones iniciales del modelo morfológico. La línea de referencia se refiere a la curva de verificación para satisfacer el objetivo planteado.

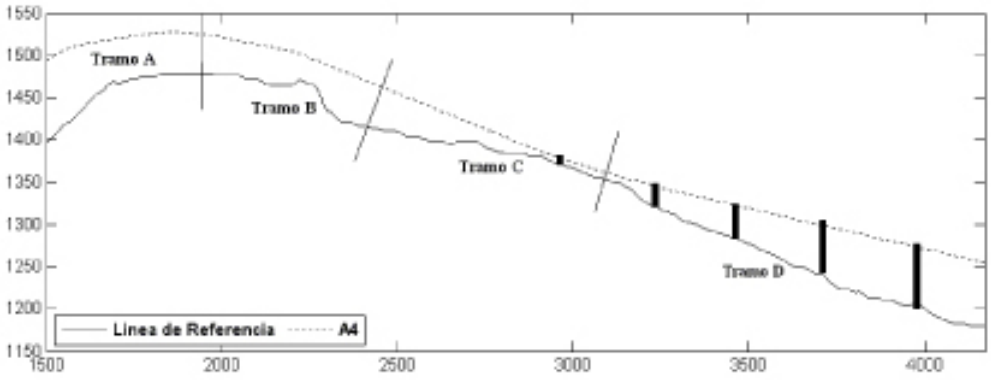


Figura 3. Condición inicial de la alternativa A4.

Se seleccionan como variables indicadoras del rendimiento de las alternativas tres cantidades que representan los beneficios para diferentes partes implicadas, a saber, la población local, los propietarios de las viviendas y la administración:

*B**, Beneficio económico para la comarca
*V**, Valor añadido de las viviendas por el buen estado de la playa
*A**, Ahorro para la administración en relación con un presupuesto máximo de 150 millones de euros

Estudio de la incertidumbre de las variables indicadoras

Siguiendo la metodología propuesta por Baquerizo y Losada (2008), para cada alternativa se estudia la incertidumbre de las variables que se han elegido como indicadoras. Para ello se obtienen mediante técnicas de simulación realizaciones de los procesos estocásticos que definen los agentes climáticos atmosféricos y marítimos durante el periodo de tiempo analizado. Para cada realización se estudia la evolución de la línea de costa con un modelo de una línea con condiciones de contorno no permanentes (Payo et al. 2002) acoplado con un modelo 1D para el río que resuelve las ecuaciones de Saint-Venant y que incorpora un módulo que permite simular las actividades de regulación en la presa de Rules (Ávila, 2007; Losada et al. 2010).

A partir de dicha posición se calculan, entre otras, las variables A_{dry} área de playa seca, D_{min}, anchura mínima de playa y volumen de arena perdido anualmente, V_L. Con estos valores se estima el número de turistas que acude a la playa y la cantidad de dinero que gastan y que a lo largo del periodo considerado es un beneficio para la economía local, *B**. Se calcula asimismo el coste *C** (en millones de euros) para la administración que incluye el de las obras iniciales y las actuaciones de mantenimiento, y a partir de este valor se obtiene $A^* = 150\text{-}C^*$.

Para estimar el beneficio para los propietarios de las casas se ha dividido la zona en cuatro grandes áreas y se ha realizado una regresión loglineal de precios considerando los atributos de las viviendas que se listan en la tabla 1. Las zonas 1, 2 y 3 se refieren a variables auxiliares que valen 1 si la casa está situada en la zona considerada y 0 en otro caso. Estas variables miden la disposición a pagar un precio por el buen estado de la playa y permiten descomponer el precio de las casas en un valor intrínseco más otro, V*, añadido por la calidad ambiental de la zona de la costa.

Tabla 1. Variables de la vivienda utilizadas en el modelo de los precios hedónicos.

Características	Variables
De la vivienda	Precio
	Superficie de construcción (m^2)
	Superficie del terreno (m^2)
	Edad de la construcción

De la vivienda	Planta
	Zonas deportivas *
	Piscina *
Físicas	Distancia al frente costero
	Localización física (Zonas de la 1 a la 3)

** Variables de valor 1 sí se presentan y 0 si no. Las zona 1 representa el frente costero y la zona 4 para la que no se incluye una variable es la más alejada a la playa.*

RESULTADOS

En este apartado se analiza desde un punto de vista estadístico el rendimiento de cada una de las alternativas en relación con las variables que miden el grado de cumplimiento de los objetivos de gestión y de los beneficios para diferentes partes implicadas. Para el estudio de los primeros se ha divido la playa en cuatro tramos denominados *A, B, C* y *D* (figuras 2 y 3). La tabla 2 muestra los valores medios y las desviaciones típicas de la variable $D_{min,}{}^{\alpha}$ donde el súperindice se refiere al tramo correspondiente, α = *A,B,C, D*

Tabla 2. Valores medios y desviasión estándar de las variables aleatorias en la playa y los tramos A, B, C y D.

	D_{min}		$D_{min}{}^{A}$		$D_{min}{}^{B}$		$D_{min}{}^{C}$		$D_{min}{}^{D}$	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
Ao	-41.1	22.1	38.9	1.5	25.4	1.1	-21.4	13.6	-52.3	23.2
A1	-4.0	6.8	45.9	2.3	28.9	0.7	-3.5	5.4	-15.6	12.5
A2	2.0	6.0	38.0	2.3	21.2	0.6	2.3	5.4	-5.5	13.2
A3	-2.1	5.1	46.1	2.2	21.3	0.7	-2.1	5.1	-2.9	10.3
A4	-1.2	6.4	41.8	3.7	28.0	1.1	-1.2	6.4	0.4	8.3

Como muestra la Tabla 2, los valores medios de D_{min} son negativos para todas las estrategias excepto para A_2, lo que indica que es de esperar que fallen. Sin embargo, la intensidad del fallo medida por el valor absoluto de D_{min} para valores negativos es mucho mayor para la que consiste en no hacer nada y para las que contemplan solamente la regeneración.

Los resultados indican que es muy probable que los fallos ocurran en el tramo *D*, para el que se obtienen valores similares. Cabe esperar que los fallos sean especialmente severos para A_0 (valor esperado $D^D{}_{min}$ = -52.3 m) y A1 (valor esperado $D^D{}_{min}$ = -15.6m) con desviaciones típicas elevadas (aprox. 23.2 y 12.5 m, respectivamente). La zona *D* se corresponde con una zona ganada al mar y ocupada con asentamientos agrícolas ilegales, que con bastante seguridad serán desmantelados por la entrada en vigor en 2010 del POT-LG (Junta de Andalucía, 2006) para recuperar el humedal.

Si se excluye este tramo del análisis, el más vulnerable es el *C*. En él, los fallos, no son demasiado serios ya que solamente suponen una pérdida de playa ligeramente menor a la marcada como objetivo.

El valor mínimo de anchura de playa en *A* y *B* es considerablemente mayor a 10 m en todos los casos. En referencia a estos tramo, A_1 se considera la mejor alternativa ya que presenta la media más alta con un valor de desviación estándar pequeño. El valor para la alternativa A_4 es ligeramente menor que para la A_3 y presenta una desviación estándar relativamente mayor. A_2 y A_3 se comportan de manera similar con valores promedio entre los 40 m y 20 m para cada uno de los tramos respectivos y deviaciones estándar de aprox. 2 m en el tramo *A* y de 0.6 en el *B*.

La figura 6 representa las funciones de densidad de las variables aleatorias que miden los beneficios económicos. Sus valores medios y desviaciones estándar se presentan tabla 3, en la que se han señalado asimismo las alternativas que elegirían tres decisores distintos que tomaran en cuenta exclusivamente sus intereses, según el criterio correspondiente.

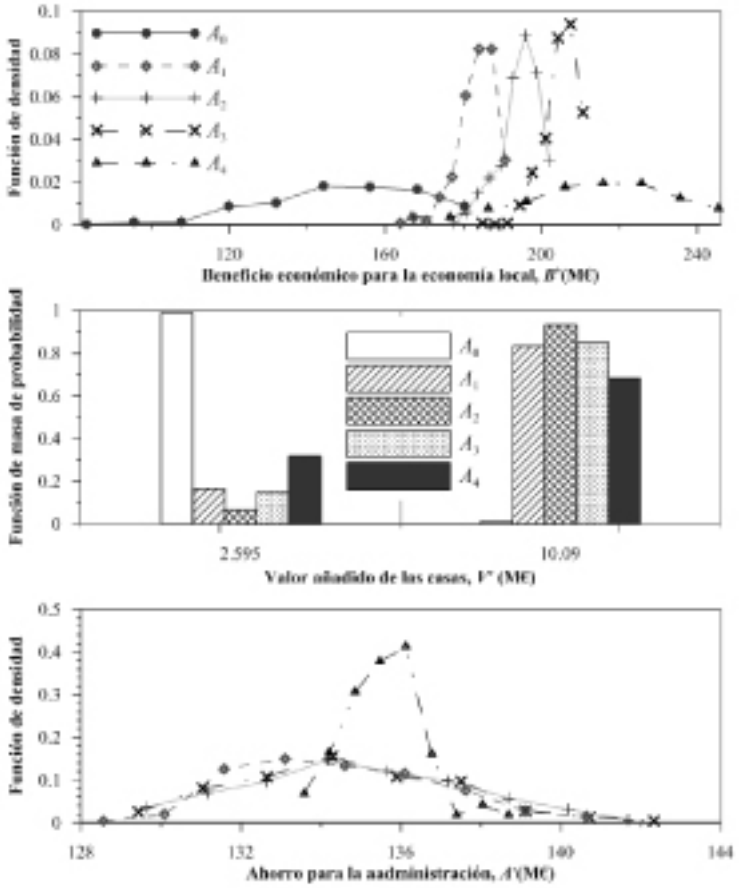


Figura 4. Funciones de densidad y de masa de probabilidad de las variables aleatorias que miden los beneficios económicos.

Tabla 3. Valores medios y desviación estándar de los beneficios económicos.

	μ_{B^*} (M€)	σ_{B^*}(M€)	μ_{V^*} (M€)	σ_{V^*}(M€)	μ_{A^*} (M€)	σ_{A^*}(M€)
A0	148.6575	20.2961	2.6998	0.8817	150.0000	0.0000
A1	183.7445	4.7050	8.7277	2.8957	134.5081	2.4263
A2	194.4903	4.8897	**9.6274**	**1.8098**	134.7791	2.6948
A3	**204.9057**	**4.2674**	8.9076	2.7373	134.5697	2.6096
A4	212.8667	19.6697	7.7145	3.4940	**135.5469**	**1.0139**

Así, atendiendo al beneficio económico, B^*, la mejor opción es la A_3 que tiene beneficios altos con una desviación típica relativamente pequeña. Si se analizara solamente la variable que representa los intereses de los propietarios de las viviendas, la alternativa más sensata sería la A_2, que tiene la media de V^* más alta con una variación relativamente pequeña. Por el contrario, la administración estaría más interesada en la alternativa más económica. Descartando la, obviamente más barata, opción de no hacer nada, A_0, la elección sería A_4, que tiene el mayor ahorro con la menor deviación típica.

CONCLUSIONES

Se utiliza la metodología propuesta por Félix et al. (2010) para la gestión del tramo de costa de Playa Granada en el Delta del Guadalfeo que, desde la entrada en funcionamiento de las actividades reguladoras del embalse de Rules en 2005 presenta graves problemas de erosión. Se proponen cinco alternativas y se analiza para cada una de ellas y desde el punto de vista estadístico, su comportamiento atendiendo a las variables que miden el grado de cumplimiento de los objetivos de gestión y otros beneficios para diferentes sectores implicados, a saber, la población local, los propietarios de viviendas situadas en la zona y la administración.

AGRADECIMIENTOS

AFD ha sido financiada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (CONACYT), con la Beca 196774. El resto de autores agradecen la financiación recibida del de la Junta de Andalucía, a través del Proyecto de excelencia 2009, (Ref:TEP-4630) 'Influencia de los procesos litorales multiescala en la gestión costera'.

REFERENCIAS

– Ávila, A. 2007. Procesos de múltiple escala en la evolución de la línea de costa. PhD Thesis. Universidad de Granada, Spain. 161 pp.
– Baquerizo, A. and Losada, M. A. 2008. "Human interaction with large scale coastal morphological evolution. an assessment of the ucertainty". Coastal Engineering, Vol. 55, pp. 556-580.
– Félix, A., A. Baquerizo and M. A. Losada (2010). Decision making under risk in the management of a stretch of the coast. 2nd International Conference on Coastal Zone Engineering and Management, Arabian Coast'2010. Muscat, Oman. November 13, 2010. Conference proceedings. In press.
– Junta de Andalucía, 2006. Consejería de Obras Públicas y Transporte. Decreto 59/3006 de 14 de marzo por el que se acuerda la formulación del Plan de Ordenación del Territorio del Litoral de Granada.
– Losada, M. A., A. Baquerizo, M. Ortega-Sánchez and A. Ávila. 2010. Coastal evolution, sea level and assesment of intrinsic uncertainty. Accepted for publication in the Journal of Coastal Research.
– Palmquist, R. B. 2005. "Property value models", In Handbook of Environmental Economics, Vol. 2, ELSEVIER, Netherlands, pp. 763-819.
– Parsons, G. and Noailly, J. 2004. "A value capture property tax for financing beach nourishment projects: an application to Delaware's ocean beaches". Ocean & Coastal Management, Vol. 47, pp.49-61.
– Payo A., A. Baquerizo and M. A. Losada. 2002. One-line model with time dependent boundary conditions. Proc. 28th Coastal Engineering Conf., ASCE, World Scientific, Vol. 3, pp 3046-3052.
– Santiago, J. (2006), Evolución Ambiental y Socioeconómica como Fundamento de la Ordenación Litoral, Tesis Doctoral, Universidad de Granada, España. 259 pp.

2.3.2. EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA VULNERABILIDAD COSTERA AL IMPACTO DE TEMPORALES. APLICACIÓN AL LITORAL CATALÁN

E. Bosom, J. A. Jiménez

Laboratori d'Enginyeria Marítima, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, c/ Jordi Girona 1-3, Campus Nord ed. D1, 08034 Barcelona, Spain. eva.bosom@upc.edu

INTRODUCCIÓN

La inundación y erosión como consecuencia del impacto de temporales tienen lugar de forma frecuente en las costas de todo el mundo. Estos dos procesos son fuentes de riesgo en zonas costeras pudiendo generar daños significativos tanto a nivel económico como ambiental (e.g. Pérez_Maqueo et al., 2007). Por ello, es importante desarrollar e implementar herramientas que permitan evaluar la magnitud esperable del impacto e identificar las zonas potencialmente más propensas a ser afectadas.

Este tipo de herramientas resultan de gran utilidad para los gestores ya que aportan información esencial para facilitar la toma de decisiones respecto a la organización de los recursos disponibles, de modo que éstos resulten más efectivos para la gestión y prevención de los riesgos costeros.

En los últimos años se ha producido un interés creciente por implementar este tipo de herramientas para la evaluación de la vulnerabilidad en procesos de gestión de las zonas costeras (e.g. McFadden et al. 2007; McFadden y Green, 2007; Meur-Férec et al. 2008). Un claro ejemplo de ello es el Protocolo relativo a la gestión integrada de las zonas costeras del Mediterráneo (PAP/RAC 2007), en el que se recomienda a las partes firmantes que efectúen evaluaciones de la vulnerabilidad y de los riesgos para afrontar los efectos de las catástrofes naturales y especialmente del cambio climático.

En este trabajo se define la vulnerabilidad como el potencial de un sistema a ser dañado (ver e.g., Gouldby y Samuels, 2005), pudiéndose cuantificar en función de dos conceptos: el impacto y la adaptación. El *impacto* viene dado por la magnitud de los procesos que actúan en la costa, mientras que la *adaptación* viene definida por las características físicas del sistema que le permiten recuperarse de dicho impacto. En cuanto a los procesos asociados al impacto de temporales, en este trabajo se consideran la inundación y la erosión costera. Ambos procesos se cuantifican de forma independiente dado que, aunque se puedan presentar de forma conjunta en un mismo evento y su intensidad venga definida tanto por las características de la tormenta como de la geomorfología costera, sus contribuciones juegan un papel distinto. Además, no debemos olvidar que los daños causados por estos procesos van a ser también distintos, resultando mucho más práctico para los gestores su cuantificación y evaluación de forma independiente.

En este contexto, los objetivos de este trabajo son: (i) presentar una metodología desarrollada para evaluar la vulnerabilidad costera al impacto de temporales considerando por separado: inundación y erosión (Bosom y Jiménez, 2011) y; (ii) aplicarla al litoral Catalán.

ZONA DE ESTUDIO Y DATOS

La zona de estudio es costa Catalana, situada al nordeste del Mediterráneo (Fig.1). Se trata de un tramo litoral de unos 600 km y que comprende una gran variedad de ambientes costeros, de los cuales este estudio sólo considera las zonas de costa sedimentaria, es decir, las playas, con una extensión aproximada de unos 270 km (CADS, 2005).

La unidad básica de cálculo elegida es la playa, para lo cual se dividió la costa en más de 300 playas o tramos en función de su morfología. Durante el año 2008 se realizaron varias campañas de recogida de datos en campo en las que se realizaron perfiles y se recogieron muestras de sedimento de todas las playas, obteniendo así datos de altura, perfil y tamaño de sedimento. Los datos referentes a las dimensiones básicas de las playas se obtuvieron a partir del análisis de ortofotos del Institut Cartogràfic de Catalunya correspondientes al año 2004. Toda esta información se agrupó en forma de base de datos geo referenciada (ver CIIRC, 2010).

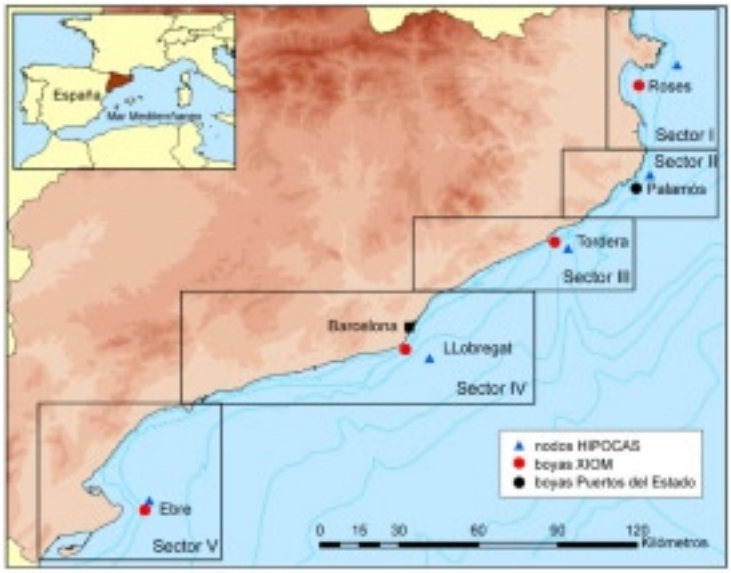


Figura 1.
Zona de estudio, sectores costeros considerados y localización de los nodos HIPOCAS y las distintas boyas utilizadas en el estudio (Bosom y Jiménez, 2011).

Para la caracterización del clima de oleaje, la costa Catalana se dividió en 5 sectores (Fig. 1). En cada uno de estos sectores se dispone de: (i) datos instrumentales medidos por boyas costeras situadas a una profundidad de entre 40 y 90 metros y (ii) datos simulados numéricamente obtenidos a partir del proyecto HIPOCAS (Guedes-Soares et al., 2002). En cuanto a la disponibilidad de series temporales de ambos tipos de datos, debemos considerar que las boyas iniciaron su funcionamiento en los años 80, mientras que los datos simulados cubren el periodo entre 1958-2001. Esto hace que se disponga de un período de solape entre ambas series de unos 10-12 años dependiendo de la zona que se ha utilizado para calibrar los datos simulados.

METODOLOGÍA

La metodología desarrollada para la evaluación de la vulnerabilidad costera al impacto de temporales consta de tres pasos principales (Figura 2): (i) definición del forzamiento; (ii) evaluación de la magnitud de los procesos; (iii) evaluación de la vulnerabilidad. Más adelante se describen detalladamente cada uno de estos apartados.

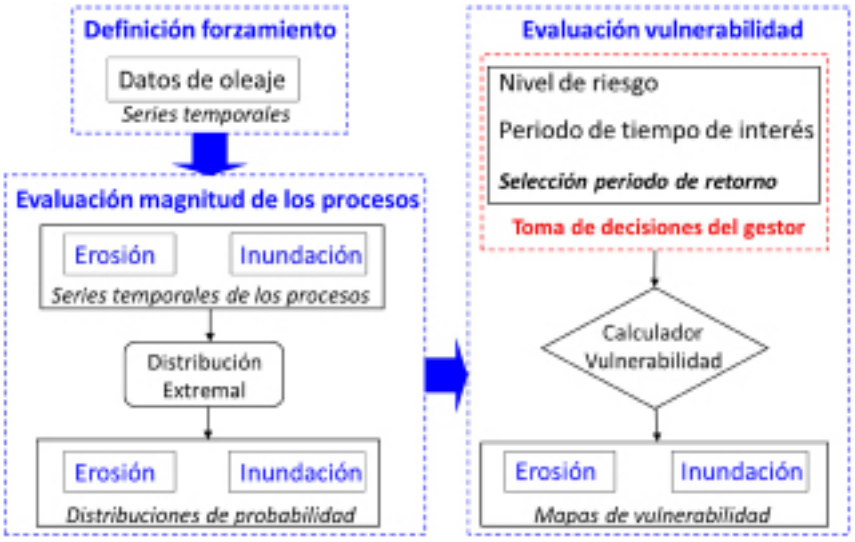


Figura 2.
Descripción esquemática de la metodología propuesta para la evaluación de la vulnerabilidad costera al impacto de temporales (adaptado de Bosom y Jiménez, 2011).

Se trata de una aproximación probabilística para el cálculo de la vulnerabilidad, que permite asociar la magnitud de los procesos a una probabilidad o periodo de retorno dado. Esto permite al gestor comparar el grado de vulnerabilidad de todos los tramos costeros para una misma probabilidad de ocurrencia en vez de para un evento determinado. En el caso de que el clima de oleaje fuese homogéneo a lo largo de toda la costa (e.g. para tramos costeros pequeños) ambas opciones convergerían dado que sólo se tendría un clima extremal característico. Sin embargo, a la escala espacial habitual de planificación (regional como mínimo) la variabilidad espacial esperable en el oleaje incidente hace que a lo largo de la costa varíe el clima extremal y, en consecuencia, sea más conveniente fijar la probabilidad de presentación que se quiere analizar y luego buscar la intensidad del proceso asociada en cada zona.

Definición del forzamiento

El primer paso consiste en la definición de los temporales, para lo cual hay que construir una serie de datos de temporales a partir de los datos disponibles. En nuestro caso, dadas las características de los datos existentes que abarcan un total de unos 50 años, se construyó una serie de máximos anuales. Para ello se combinaron los datos de oleaje medidos y simulados (una vez calibrados) en una serie temporal de 50 años para cada sector de los siguientes parámetros: Hs_{max} (altura de ola significante máxima anual), Tp_{max} (periodo de pico asociado a Hs_{max}), Θ (dirección) y duración de la tormenta. Los temporales se definieron según los trabajos de Mendoza y Jiménez (2008, 2011), como eventos en los que Hs supera los 2 m durante como mínimo 6 horas. Dado que se disponía de una serie temporal relativamente larga, al analizar el análisis extremal se optó por utilizar el método de los máximos anuales, aunque este puede ser sustituido por el P.O.T. siempre que se requiera, en cuyo caso en vez de retener la tormenta máxima anual habría que retener todas las tormentas registradas.

Evaluación de la magnitud de los procesos

Para cuantificar la intensidad de los procesos se consideraron no sólo las características del temporal, sino una combinación de éstas con la geomorfología de la zona costera que, tal y como apuntan Morton (2002) y Morton y Sallenger (2003) son los principales factores que controlan los cambios producidos por estos procesos.

En el caso de la inundación, se utilizó la formulación del remonte descrita por Stockdon et al. (2006), que se obtuvo específicamente para playas a partir de datos de campo. Esta ecuación viene dada por:

$$Ru_{2\%} = 1.1\left(0.35\tan\beta\,(HsL_0)^{1/2} + \frac{\left(HsL_0\left(0.563\tan\beta^2 + 0.004\right)^{1/2}\right)}{2}\right) \quad (1)$$

en la que H_s es la altura de ola significante en aguas profundas, L_o es la longitud de onda en aguas profundas asociada al periodo de pico T_p, y $tan\beta$ es la pendiente de la playa. Aunque la marea meteorológica es un proceso frecuente en la zona de estudio (e.g., Jiménez et al., 1997), no se ha tenido en cuenta en este análisis debido a que, tal y como indican Mendoza y Jiménez (2008, 2011), su magnitud es mucho menor que la del remonte.

En la mayoría de los casos la pendiente de la playa no es constante a lo largo del perfil, sino que se pueden definir dos pendientes: la del estrán (tanβ), que suele ser mayor, y la de la zona interna (tanα), que suele ser menor. Teniendo en cuenta esto y para evitar que se produzca una sobreestimación de los valores del remonte, se siguió la aproximación de Van de Meer y Janssen (1995) y se

introdujo un factor de corrección g que viene definido por:

$$\gamma = \tan\alpha / \tan\beta$$

El valor final del remonte viene dado por la multiplicación de las ecuaciones 1 (remonte) y 2 (factor de corrección). En aquellos casos en los que la pendiente interna sea igual o mayor que la del estrán, el factor de corrección será 1 y por lo tanto, el valor del remonte no se modificará. En cambio, para los casos en los que la pendiente interior sea menor, el valor de g variará entre 0.6 y 1 y el remonte final será menor que el obtenido utilizando únicamente la ecuación 1.

En el caso de la erosión, para cuantificar su magnitud se utilizó la parametrización propuesta por Mendoza y Jiménez (2006):

$$\Delta V = 2.9(JA\tau)+6.73 = \left[2.9\left|D - D_{eq}\right|^{0.5}\tan\beta\right)\tau\Big]+6.73$$

En la que ΔV es el potencial de erosión (volumen), τ es la duración de la tormenta, *JA* es un parámetro propuesto por Jiménez et al. (1993) que caracteriza los cambios en el perfil, *D* es el parámetro de Dean (Dean, 1973), D_{eq} es su valor en equilibrio (que corresponde a 2.7 cuando el oleaje está definido en aguas profundas) y *tanβ* es la pendiente de la playa. Esta ecuación permite estimar el volumen de sedimento erosionado por el impacto de temporales en la costa y fue obtenida a partir de simulaciones numéricas del impacto producido, utilizando datos característicos tanto de temporales como de playas del litoral Catalán.

Para introducir los datos característicos de las playas, se llevó a cabo una clasificación de todas ellas en función del tamaño de sedimento. Para cada una de las 6 categorías resultantes (ver Tabla 1) se obtuvieron los valores promediados del pendiente de todas las playas pertenecientes a cada categoría. De este modo, se calculó la magnitud de ambos procesos (inundación y erosión) para cada sector y para cada uno de los 6 tipos de playas definidos para el litoral Catalán.

Tipo de playa	d50(mm)	Pendiente
I	0.1-0.4	0.090
II	0.4-0.7	0.146
III	0.7-1.0	0.156
IV	1.0-1.3	0.179
V	1.3-1.6	0.171
VI	>1.6	0.164

Tabla 1. Clasificación de los tipos de playa obtenidos para la costa catalán en función de la pendiente y el tamaño de sedimento (adaptado de Bosom y Jiménez, 2011).

En la Figura 3 se presentan las series temporales del máximo anual de los dos procesos para tres tipos distintos de playas en el sector IV. En ella se puede observar como los dos procesos tienen un comportamiento distinto en cuanto a su distribución temporal, evidenciando la importancia de evaluarlos de forma independiente. Por otra parte, se observa que las playas disipativas (tipo I) presentan magnitudes mayores de erosión mientras que en el caso de las playas reflejantes (tipo V), los valores de remonte son mayores.

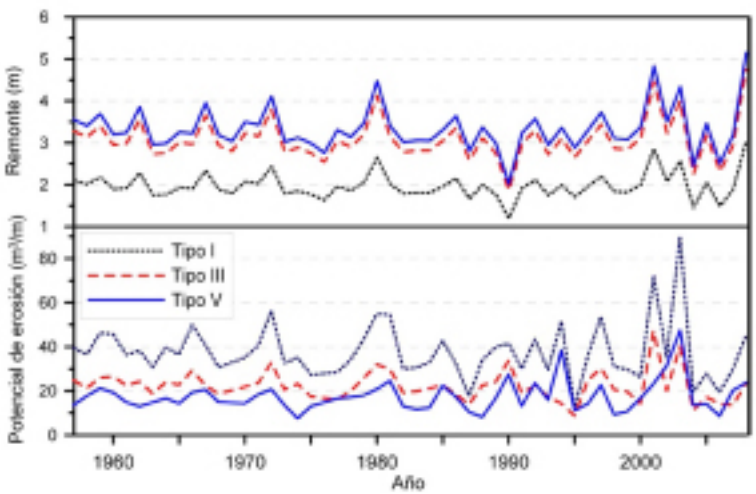


Figura 3. Series temporales de inundación y erosión para el sector IV y tres tipos de playas distintos (I, III y V).

El siguiente paso consiste en asociar la magnitud de los procesos a una determinada probabilidad de ocurrencia. Para ello, se obtuvo el clima extremal de cada una de las distintas series temporales obtenidas. Las series de datos se ajustaron a las funciones de distribución Weibull tri-paramétrica y Gumbell, escogiéndose en cada caso la de mejor ajuste. La Figura 4 muestra, para tres tipos de playas, las distribuciones extremales de los dos procesos para el sector IV, mostrando como es de esperar valores mayores de la magnitud de erosión en playas disipativas y de inundación en reflejantes.

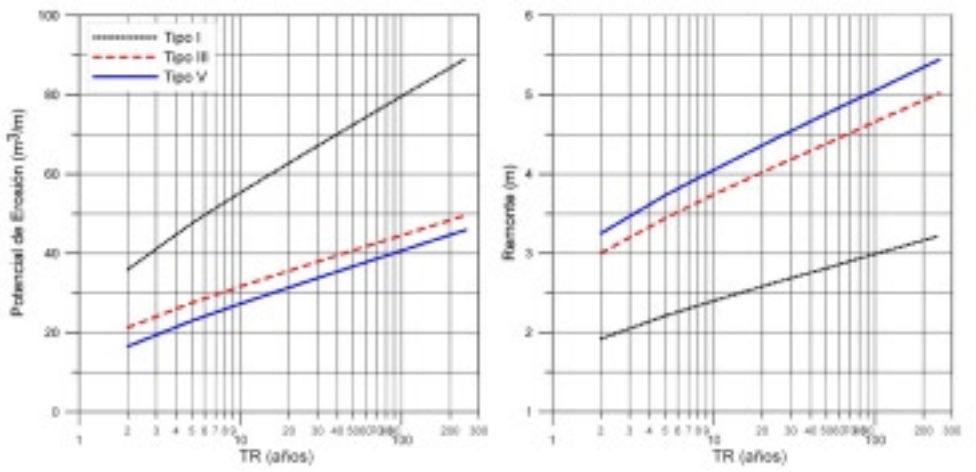


Figura 4. Distribuciones de probabilidad extremal para las playas de tipos I, III y V del sector IV.

Evaluación de la vulnerabilidad

Dado que hemos definido la vulnerabilidad como el potencial de un sistema a ser dañado, para su evaluación es necesario comparar la magnitud del impacto evaluado anteriormente con la capacidad de adaptación del sistema para cada uno de los procesos considerados. Así, en cuanto a inundación se refiere, se comparará el valor del remonte, Ru, con la altura máxima de la berma, B_{max}:

$$IV = Ru / B_{max} \tag{4}$$

Mientras que para evaluar la vulnerabilidad a la erosión se comparará el retroceso de la línea de orilla durante la tormenta, Δx,con el ancho medio de la playa, W_{av}:

$$EV = \Delta x / W_{av} \tag{5}$$

Finalmente, el valor de la vulnerabilidad a cada proceso se estimó a partir de una función lineal de las variables adimensionales anteriores (IV, EV) que varía entre un valor mínimo de 0 y un valor máximo de 1. La vulnerabilidad final se dividió en 5 clases desde muy baja a muy alta, estableciéndose dos valores umbrales a partir de los cuales la vulnerabilidad tomaba los valores mínimos y máximos (ver detalles en Bosom y Jiménez, 2011). En este caso, el valor mínimo para inundación se seleccionó como el punto en el que el remonte llega hasta la mitad de la altura máxima de berma (cualquier playa con $B \geq B_{max}$ tendría una vulnerabilidad igual a 0):

$$B_{max} = 2\,Ru \tag{6}$$

Mientras que el valor máximo se consideró como el momento en el que el remonte supera en 2 metros la altura máxima de berma de la playa (cualquier playa con $B \leq B_{max}$ tendría una vulnerabilidad igual a 1), asumiendo que el volumen de agua que llega al interior en estos casos puede causar daños importantes:

$$B_{max} = Ru - 2 \tag{7}$$

En el caso de la vulnerabilidad a erosión, se seleccionó como valor mínimo aquel en el que el ancho medio de la playa es igual a un ancho mínimo más α veces el retroceso producido por el impacto:

$$W_{crr} = W_{\min} + \alpha\Delta x \tag{8}$$

Donde a es un factor cuyo valor se selecciona en función del nivel de seguridad deseado en el análisis y que, por ejemplo, se podría considerar el número de temporales que podrían impactar con la misma intensidad. Para seleccionarlo se debe tener en cuenta el clima de oleaje de la zona. Aquí, se ha adoptado una posición conservadora, seleccionándose un valor de α= 3. El ancho mínimo (W_{min}) hace referencia al ancho necesario para que la playa se mantenga operativa y puede variar según la función de la playa y el nivel de seguridad del análisis. Aquí se le ha adjudicado un valor de 5 m, correspondiente al ancho de playa necesario para que la maquinaria efectúe las labores de recuperación en caso de que la playa desaparezca totalmente. En consecuencia, según esta aproximación el valor de vulnerabilidad mínima a erosión corresponde al momento en que el ancho mínimo es igual a 3 veces el retroceso producido más 5 m. Esto significa que si se produjera la llegada de un temporal determinado, el ancho de playa restante todavía podría soportar la llegada de dos temporales más de la misma intensidad. Por lo contrario, el valor de máxima vulnerabilidad corresponde con el momento en que el ancho medio de la playa es igual a ancho mínimo más una sola vez el retroceso y significa que con un solo temporal se perdería la totalidad de la playa. Este punto viene definido por:

$$W_{crr} = W_{\min} + \Delta x \tag{9}$$

Por último, una vez descritas las funciones, ya se puede evaluar la vulnerabilidad de la costa para una probabilidad dada. Para ello, se debe seleccionar el periodo de retorno (Tr) deseado para el análisis y poder así calcular la vulnerabilidad en términos probabilísticos. Aunque esta parte depende de la opción del gestor, para tomar esta decisión se puede hacer uso de la relación (Borgman, 1963):

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^{L} \tag{10}$$

en la que se relaciona riesgo R, período de retorno Tr y período de vida L (o de análisis en este caso). Así, se puede seguir las recomendaciones de la ROM asumiendo que la playa se comporta como una obra de protección costera (protegiendo el territorio del impacto de los temporales) (Puertos del Estado, 1990).Como resultado de ello, se selecciona un valor de 25 años como periodo de análisis y un riesgo aceptable de entre 0.5 y 0.3, que corresponden a repercusiones económicas bajas y medias (asumiendo que este el caso representativo a lo largo de nuestra costa), obteniéndose periodos de retorno de 37 y 71 años respectivamente. A modo de ilustración, en este caso se usa un valor de Tr de 50 años.

RESULTADOS

A continuación se muestran los valores de vulnerabilidad obtenidos para la costa Catalana para un periodo de retorno de 50 años. La Figura 5 muestra los valores de los índices de vulnerabilidad a erosión para cada playa del sector IV. En ella podemos observar que aún perteneciendo a una zona en la que se ha considerado homogénea la acción del oleaje (no se consideran las variaciones introducidas en la propagación del oleaje), existe una gran variabilidad en el grado de vulnerabilidad, lo que pone de manifiesto el peso de la geomorfología en la respuesta final (tanto en magnitud como en capacidad de respuesta).

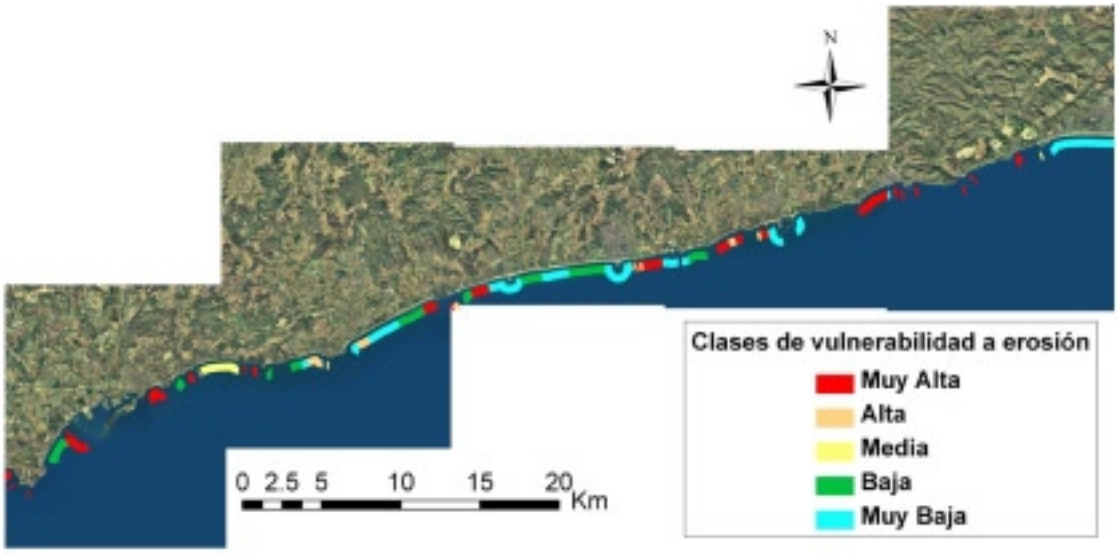


Figura 5. Índices de vulnerabilidad a erosión para las playas del sector IV asociados a un periodo de retorno de 50 años.

En este sector, aproximadamente el 48% de las playas consideradas se encuentran entre las categorías de vulnerabilidad alta y muy alta, mientras que sólo el 19 % se encuentra en las mismas categorías para inundación. Esto se debe en parte a que la mayoría de las playas de este tramo son disipativas (tipos I y II). Es importante tener en cuenta que variaciones en la forma de definir tanto los indicadores como el índice de vulnerabilidad pueden variar los resultados y su interpretación. En este caso, por ejemplo, si en la ecuación 5 utilizamos el ancho mínimo en vez del medio, la vulnerabilidad a erosión aumentaría detectándose las playas en las que puede haber problemas aunque sólo sea en un punto concreto de la misma, mientras que usando el valor medio como aquí se ha hecho, tenemos información sobre el efecto de la erosión producida a nivel global de la playa.

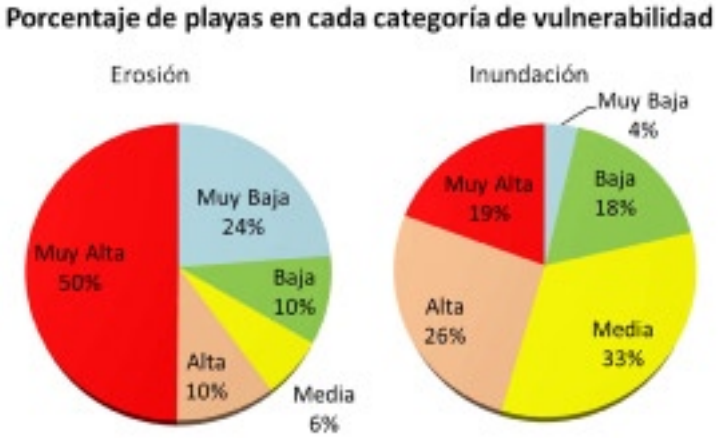


Figura 6. Porcentaje global de playas clasificadas en categorías de vulnerabilidad para los dos procesos.

En cuanto a los resultados obtenidos para la totalidad del litoral catalán, en la Figura 6 se muestran los porcentajes de playas en cada categoría para ambos procesos. Así, en términos generales, hay un mayor número de playas con vulnerabilidades alta y muy alta a los procesos erosivos que a la inundación. En la Figura 7 se comparan estos resultados por sectores. Se observa como en términos de erosión, los sectores norte (I y II) y sur (IV y V), contienen un mayor porcentaje de playas en la categoría de muy vulnerable tanto en relación al resto

de sectores como en relación al resto de categorías del mismo sector. En el caso de la vulnerabilidad a inundación, en cambio, esto ocurre solo en el sector norte (I). En ambos casos las zonas III y IV son las menos vulnerables.

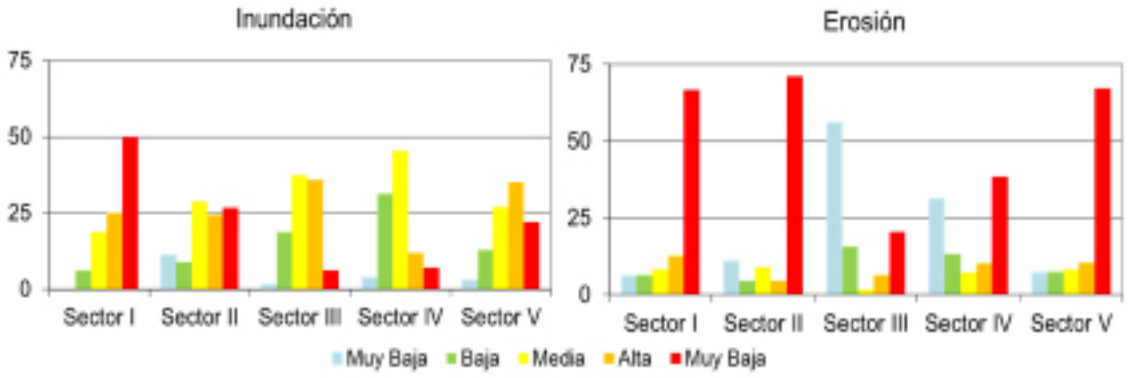


Figura 7. Porcentaje de playas clasificadas en categorías de vulnerabilidad para los dos procesos y para cada sector.

CONCLUSIONES

La metodología desarrollada permite la evaluación de la vulnerabilidad costera asociada a un evento con una probabilidad de ocurrencia determinada para toda la costa. Se trata de una herramienta útil para los gestores de la zona costera, ya que les permite identificar no solo las zonas que son más susceptibles de sufrir daños por el impacto de un temporal, sino también los usos y recursos. El hecho de cuantificar por separado la vulnerabilidad a inundación y erosión, es útil a la hora de decidir las acciones preventivas o de adaptación a realizar en cada zona de la costa, en función el tipo de proceso que sea más importante en la zona en cuestión. En esta metodología se le da un papel importante al gestor, siendo él el que debe decidir el nivel de seguridad del análisis (riesgo asumible) en función de las características y valores de la zona.

Los resultados obtenidos para la costa catalana con un periodo de retorno de 50 años muestran una gran variabilidad debida a la influencia de la geomorfología costera, siendo el porcentaje de playas de muy alta vulnerabilidad a erosión mayor que en el caso de la inundación. Además, en ambos casos los sectores I, II y V (norte y sur) son los que contienen un mayor porcentaje de playas en la categoría de muy vulnerable, siendo en el caso de erosión valores mucho más altos en relación al resto de las categorías del sector. Estos resultados están espacialmente georeferenciados y se representan gráficamente utilizando herramientas SIG. Esto permite compararlos con otras características del territorio de forma sencilla y cómoda, abriendo la puerta a la posibilidad de realizar otro tipo de análisis como por ejemplo de riesgo, comparando la vulnerabilidad con los usos del suelo.

La metodología se puede aplicar a otras zonas costeras siempre que se tengan en cuenta las características específicas de éstas y se incluya pequeñas variaciones en función de los datos disponibles y de los procesos que controlan el impacto.

Finalmente, se debe tener en consideración que las playas son sistemas dinámicos y que, por consiguiente, sus características físicas variaran en el tiempo. Para obtener unos resultados fiables de acuerdo con la evolución temporal de las playas, es de vital importancia llevar a cabo una actualización de la base de datos. Del mismo modo, una actualización de los datos disponibles de oleaje permitiría la obtención de series temporales más largas y de mayor calidad, mejorando así las estimaciones del clima extremal y permitiendo una mayor extrapolación sin aumentar el error asociado.

REFERENCIAS

Borgman, L., 1963: Risk Criteria. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering-ASCE, 89, WW3, 1-35.

Bosom, E. & Jiménez, J.A., 2011: Probabilistic Coastal vulnerability assessment to storms at regional scale - application to Catalan beaches (NW Mediterranean). Natural Hazards and Earth System Science, 11, 475-484.

CADS, 2005: Informe sobre l'evoluciò de l'estat del medi ambient a Catalunya: litoral, biodiversitat i sol i territori 2. Consell Assessor per al Desenvolupament Sostenible, Generalitat de Catalunya, Barcelona, 375 pp.

CIIRC, 2010: Estat de la zona costanera a Catalunya. Dept. Política Territorial i Obres Públiques, Barcelona.

Dean, R., 1973: Heuristic models of sand transport in the surf zone. First Australian Conference on Coastal Engineering, 208–214.

Gouldby, B. and Samuels, P., 2005: Language of Risk. Project definitions. FLOODsite Project Report T32-04-01, EU GOCE-CT-2004-505420.

Guedes-Soares, C., Weisse, R., Carretero, J.C., and Alvarez, E., 2002: A 40 years hindcast of wind, sea level and waves in European waters. Proc. 21st Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, ASME, Paper OMAE2002-28604.

Jiménez , J. A., Sánchez-Arcilla, A., and Stive, M. J. F., 1993: Discussion on prediction of storm/normal beach profiles. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering-ASCE, 19(4), 466-468.

Jiménez, J.A., Sánchez-Arcilla, A., Valdemoro, H.I., Gracia, V. & Nieto, F., 1997: Processes reshaping the Ebro delta. Marine Geology, 144, 59-79.

McFadden, L., Nicholls, R.J. and Penning-Rowsell, E., 2007: Managing Coastal vulnerability. Elsevier, 262 pp.

McFadden, L. & Green, C., 2007: Defining "vulnerability": conflicts, complexities and implications for Coastal Zone Management. Journal of Coastal Research, SI 50, 120-124.

Mendoza, E.T. and Jiménez, J.A., 2006: Storm-Induced Beach Erosion Potential on the Catalonian Coast. Journal of Coastal Research, SI 48: 81-88.

Mendoza, E. T. and Jiménez, J. A., 2008: Clasificación de tormentas costeras para el litoral Catalán (Mediterráneo NO). Ingeniería Hidráulica en Mexico, XXIII, 2, 21-32.

Mendoza, E. T., Jiménez, J. A., & Mateo, J., 2011: A coastal storms intensity scale for the Catalan sea (NW Mediterranean). Natural Hazards and Earth System Sciences, 11, 2453-2462.

Meur-Férec, C., Deboudt, P. & Morel, V., 2008: Coastal risks in France: an integrated method for evaluating vulnerability. Journal of Coastal Research, Issue 2, supplement, 178 – 189.

Morton, R.A., 2002: Factors controlling storm impacts on coastal barriers and beaches: A preliminary basis for near real-time forecasting. Journal of Coastal Research, 18, 3, 486-501.

Morton, R.A. and Sallenger, A.H., 2003: Morphological impacts of extreme storms on sandy beaches and barriers. Journal of Coastal Research, 19, 560–573. PAP/RAC. 2007. ICZM Protocol in the Mediterranean, Split.

Pérez-Maqueo, O., Intralawan, A. and Martinez, M.L., 2007: Coastal disasters from the perspective of ecological economics. Ecological Economics, 63, 273-284. Puertos del Estado, 1990: ROM 0.2-90. Actions in the design of maritime and harbor works. Spanish Ministry of Public Works, Madrid, 264 pp.

Stockdon, H.F., Holman, R.A., Howd, P.A. and Sallenger, A.H., 2006: Empirical parameterization of setup, swash, and runup. Coastal Engineering, 53: 573–588.

Van de Meer, J. W. and Janssen, W., 1995: Wave run-up and wave overtopping at dikes, in: Wave forces on inclined and vertical Wall structures. Edited by:
Kobayashi, N. and Demirbilek, Z., ASCE, 1-27.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado dentro del marco del proyecto VuCoMa (CTM2008-05597/MAR), financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación. Los autores quieren agradecer a la Xarxa d'Instruments Oceanogràfics i Meteorològics de la Generalitat de Catalunya y al Ente Público de Puertos del Estado por los datos de oleaje cedidos. La autora está disfrutando de una beca FPU de doctorado del Ministerio de Educación.

2.3.3. EL CAMBIO CLIMÁTICO: UNA ACCIÓN A TENER EN CUENTA EN LA GESTIÓN INTEGRAL DE ZONAS COSTERAS

J. Galofre, M. Ruiz, J. Rojo, B. Molina

1. Servicio de Costas en Tarragona, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino jgalofre@marm.es

INTRODUCCIÓN

El cambio climático puede abordarse desde la óptica de las causas y de los efectos. Cuando se habla de gestión integral de zonas costeras, GIZC, deberán considerarse los efectos como una acción a tener en cuenta para cualquier actividad a desarrollar en dicha zona.

El análisis de las causas y efectos del cambio climático debe ser realizado a fin de poder definir las diferentes estrategias a aplicar para mitigar los efectos del mismo en ella. Mediante la GIZC debe permitir definir las herramientas necesarias, para que teniendo en cuenta las estrategias antes mencionadas, puedan solventarse las problemáticas que acaecen en la costa. La combinación de las estrategias, efectos del cambio climático, con las herramientas, implementación de la GIZC, debe servir para plantear un modelo global para abordar el cambio climático como una acción en la gestión de la costa.

Aparte del modelo teórico genérico, importante como marco de referencia, en esta ponencia se expondrán algunos casos prácticos a aplicar en zonas altamente sensibles donde actualmente ya se manifiestan, y en el futuro son una gran amenaza, los efectos del cambio climático.

Las aplicaciones de todos estos conceptos y principios se harán en el delta del Ebro, zona altamente sensible y vulnerable de la costa española. El mismo situado en el noreste de la costa española, en la Comunidad Autónoma de Cataluña, tiene una extensión aproximada emergida de 325 km2. El 50% de dicha superficie se encuentra situada por debajo de la cota topográfica + 0,50 m. Por esta razón los efectos del cambio climático se manifestarían con gran intensidad en dicha zona y son las estrategias frente a los efectos del cambio climático utilizando las herramientas de Gestión Integral de zonas costeras las que han de permitir abordar dicha problemática y mitigar dichos efectos. En realidad se trata de "convivir" con el cambio climático siendo ésta una acción a tener en cuenta en la GIZC.

CAMBIO CLIMÁTICO

Las amenazas sobre la zona costera básicamente son dos: la erosión y la inundación. El cambio climático incide sobre ambos.

Dentro del análisis científico de cambio climático debería distinguirse entre las causas y los efectos. Las causas sobre las que incide el cambio climático que afecta a las zonas costeras pueden agruparse en las variaciones de: nivel del mar, viento, presión atmosférica, altura oleaje y duración oleaje, GIOC 2004.

Recientemente se han publicado datos del Panel Internacional para el Cambio Climático pertenecientes a Naciones Unidas, IPCC 2007, en las que después de analizar diferentes escenarios se estima que el incremento del nivel medio del mar será entre 2,5 mm/año a 4mm/año, como valores medios, en este siglo, ver figura 1.

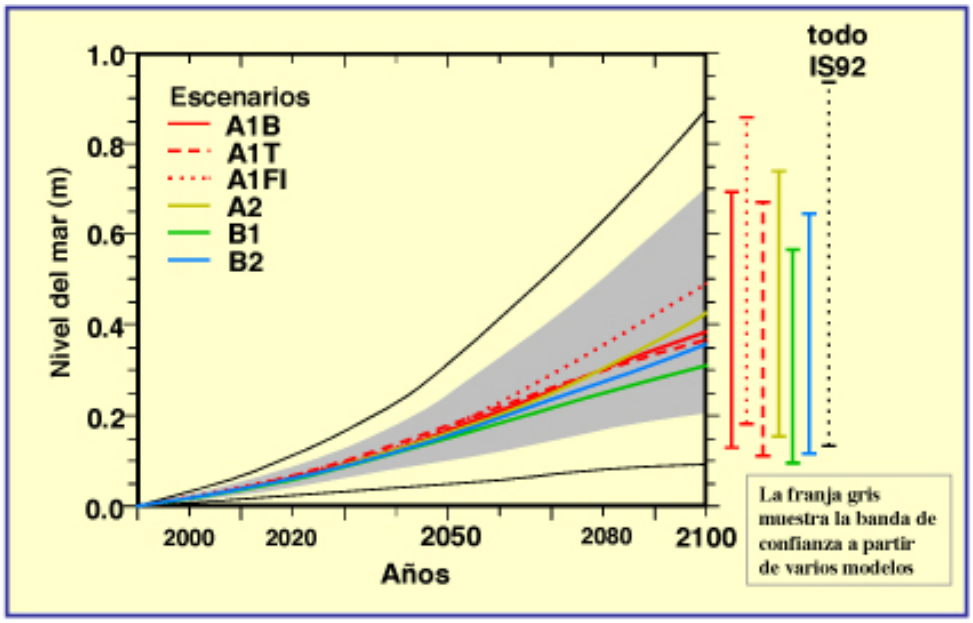


Figura 1. Distintos escenarios del incremento del nivel medio del mar, IPCC (2007)

Con ello las previsiones de aumento en el 2050 pueden oscilar alrededor de + 0,15 m - 0,30 m respecto a la cota del año 1990. También se han analizado las tendencias en las causas antes mencionadas, GIOC 2004, para toda la costa española estimando las variaciones que se han producido con los datos disponibles entre 1958-2001. En el mismo estudio se han analizado los efectos, como consecuencia del cambio climático, en la costa, que son múltiples, y se han resumido en: cota inundación, retroceso línea de costa, rebase de las obras marítimas y peso de los bloques en las obras marítimas.

Con los datos disponibles sobre las causas se han extrapolado los efectos hasta el 2050.

Como conclusión de todo ello las estrategias para abordar el cambio climático en la costa son: retroceso, adaptación y protección, IPCC 1990, GIOC 2004, figura 2.

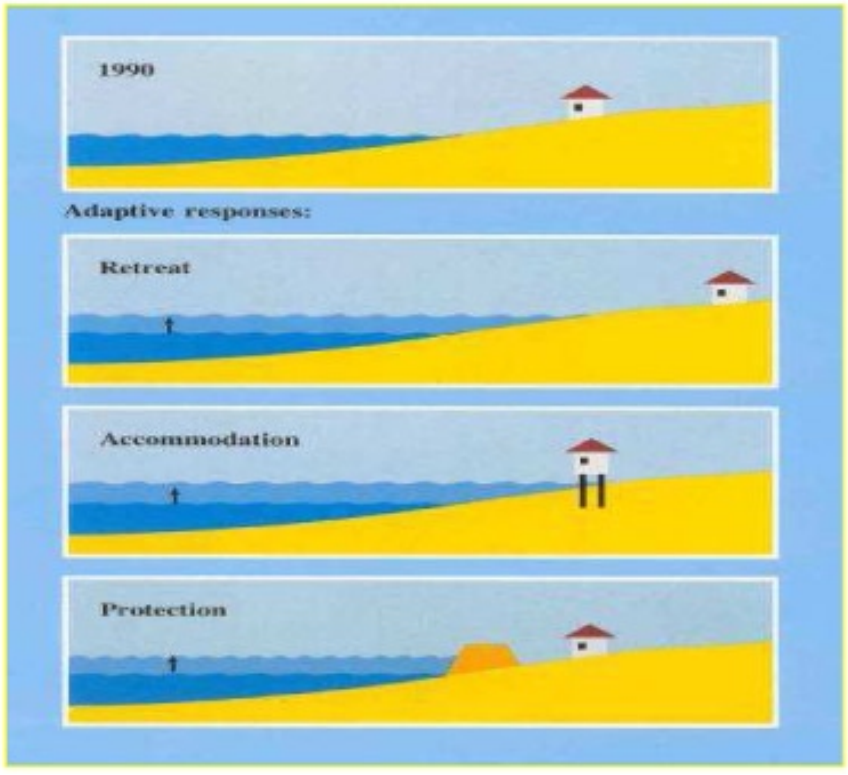


Figura 2. Estrategias frente al cambio climático en la zona costera, IPCC 1990

GESTIÓN INTEGRAL DE ZONAS COSTERAS, GIZC

A fin de poder abordar la problemática en la costa y resolver los conflictos que confluyen en este espacio reducido, incluyendo los efectos del cambio climático, es imprescindible tener en cuenta un marco de referencia global como es la gestión integral de las zonas costeras, GIZC. La GIZC puede definirse como un proceso continuo y dinámico por la cual se toman las decisiones para el uso sostenible, desarrollo y protección de las áreas marinas de la costa y de sus recursos, Cicin-Sain y Knecht (1998).

Ésta sirve para abordar los problemas de la zona costera teniendo en cuenta criterios de: coordinación, armonización, resolución de conflictos, integración de las regulaciones de la costa y océanos, corrección en el déficit de la gestión costera y seguimiento y evaluación de las actividades en la costa. Todo ello debe desarrollarse teniendo en cuenta: la integración intersectorial, la integración intergubernamental, la integración espacial y la integración entre los ámbitos de la ciencia y la gestión, Cicin-Sain y Knecht (1998). El desarrollo de cualquier plan de GIZC precisa seis etapas: 1) identificación y estudio de las actividades en la costa, 2) programación, planificación y financiación, 3) adopción final y financiación, 4) implementación, 5) realización y ejecución y 6) evaluación.

Las herramientas de gestión y técnicas en la fase operacional pueden resumirse en: a) zonificación, b) líneas de retroceso y zonas exclusivas, c) áreas protegidas, d) planificación de áreas especiales, e) adquisición, servidumbres y derechos al desarrollo, f) mitigación y restauración y g) permisos en la costa, Cicin-Sain y Knecht (1998), ver ejemplos de zonificación en la figura 3.



Figura 3. Zonificación en el delta del Ebro .En la izquierda se identifican espacios PEIN, red natura 2000, espacios naturales de protección especial y zonas húmedas; en la derecha parque natural, reserva natural parcial y reserva natural de fauna salvaje.

EL CAMBIO CLIMÁTICO Y LA GESTIÓN INTEGRAL DE LA ZONA COSTERA APLICADO EN ESPAÑA

Se ha analizado independientemente como abordar los efectos del cambio climático en la costa mediante las distintas estrategias y como aplicar la gestión integral de zonas costeras mediante distintas herramientas; ver tabla 1.

CAMBIO CLIMÁTICO ESTRATEGIAS	GESTIÓN INTEGRAL HERRAMIENTAS
	Zonificación
Retroceso	Líneas de retroceso y zonas exclusivas
	Áreas protegidas
Adaptación	Planificación de áreas especiales
	Adquisición, servidumbres y derechos en el desarrollo
Protección	Mitigación y restauración
	Permisos en la costa

Tabla 1. Estrategias frente al cambio climático y herramientas de gestión para aplicar la GIZC.

Se trata de aplicar estos principios al caso español de forma conjunta, es decir como la GIZC puede y debe tener en cuenta el cambio climático como acción determinante en la identificación y resolución de la problemática en la costa.

España no posee una ley de GIZC, pero sí tiene una potente Ley de Costas y otros ordenamientos jurídicos que debiera permitir junto con la planificación territorial y urbanística abordar la problemática del cambio climático en la costa. La gestión de la costa se materializa en los estudios de actuaciones y planes de gestión en la misma.

España es un país con cerca de 10.000 km de costa, miembro de la Comunidad Económica Europea y ligado a la región mediterránea mediante el Plan de Acción Mediterránea dentro del convenio de Barcelona. El territorio, y en especial su zona costera, está estructurado en un ordenamiento que contempla los diferentes niveles de gobierno: central, autonómico y municipal. El mismo está sometido a una serie de protocolos, recomendaciones, leyes y demás normativa jurídica.

La gestión de la zona costera en España desde un punto de vista sectorial de costa tiene como base la Ley 22/88, de 28 de julio, de Costas así como el reglamento que la desarrolla. En la tabla 2 se detallan como las distintas herramientas de la GIZC pueden ser aplicadas teniendo en cuenta la Ley de Costas. En la tabla 2 cuando aparece (SI) quiere decir que la Ley permite aplicar la herramienta en cuestión y (NO) en caso contrario. Como puede deducirse de dicha tabla las herramientas de la GIZC tienen cabida en la Ley de Costas excepto aquéllas que se basan en el planeamiento territorial y urbanístico que no son incluidas directamente en la Ley aunque existen mecanismos para incidir como son los informes previstos en la Ley en relación al planeamiento. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que los órganos competentes en el planeamiento residen en las Comunidades Autónomas.

Zonificación	Dominio Público/Dominio Privado (SI)
	Planes de uso en las playas (SI)
	Reservas Marinas (SI)
	Servidumbres (SI)
	Planes Urbanísticos (NO)
Líneas de retroceso	Servidumbre de Protección (SI)
Áreas protegidas	Autorización de Reservas Marinas (SI)
	Incorporación al d.p.m.t por interés medioambiental (SI)
Áreas especiales	Planes urbanísticos (NO)
	Autorizaciones en d.p.m.t. (SI)
Compra	Protección del d.p.m.t. (SI)
Servidumbres	Servidumbre de Protección (SI)
	Servidumbre de tránsito (SI)
	Servidumbre de acceso al mar (SI)
Limitación a la propiedad	Servidumbres (SI)
	Planes urbanísticos (NO)
Mitigación	Mitigación en las condiciones por las que se otorgan autorizaciones y concesiones (SI)
Restauración	La restauración es un objetivo exclusivo (SI)
	Obras rígidas, regeneraciones, retranqueo, no actuación (SI)
Permisos zona costera	Es un objetivo de la Ley su regulación (SI)
	Autorizaciones (SI)
	Concesiones (SI)

Tabla 2. Aspectos de la Ley de Costas como herramientas de la GIZC

Las herramientas para la GIZC son la base para aplicar las distintas estrategias de cambio climático entre la gestión de la costa. En el siguiente apartado se expondrán algunos casos prácticos.

CASOS PRÁCTICOS DE ACTUACIONES

La problemática de los efectos del cambio climático en la costa se manifiesta en los tramos de costa baja fácilmente inundables. Dentro de la costa española las zonas deltáicas son altamente vulnerables a los efectos del cambio climático y para ello cualquier plan de gestión de la costa deberá tener en cuenta alguna de las estrategias antes propuestas.

Las actuaciones que se exponen a continuación están ubicadas en el delta del Ebro, cuyas características genéricas se han definido con anterioridad. Estas actuaciones son:

· Adecuación medioambiental en el hemidelta izquierdo del Ebro entre la playa de la Marquesa y Riomar, incluyendo la laguna de Canal Vell (finca "Bombita")
· Adecuación medioambiental en la bahía de los Alfaques
· Adecuación medioambiental en la bahía de el Fangal

La actuación en el hemidelta izquierdo abarca una longitud de costa de 4,5 km. En el frente costero se incorpora una franja de 500 m junto a la costa a fin de crear una zona de amortiguamiento. Se trata de una estrategia de retranqueo frente al cambio climático utilizando unas herramientas de la GIZC como son: zonificación, líneas de retroceso y zonas exclusivas, planificación de áreas especiales, adquisición, servidumbres y derechos al desarrollo, y mitigación y restauración. El esquema que se propone en el frente marítimo es playa-duna-humedal. En el trasdós de todo ello a 500m de la línea de costa se construirá una duna "rígida" cubierta de vegetación autóctona sobre la que transcurrirá un carril bicicleta y un camino peatonal. Esta duna se proyecta de 1,5 m de altura y servirá también para prever los fenómenos de inundación como consecuencia de la subida del nivel del mar debido al clima marítimo y al cambio climático. En la propuesta se incorporan los terrenos adyacentes al dominio público marítimo-terrestre que constituyen la finca "Bombita" de 515 Has, así como la laguna de Canal Vell. Se trata de una actuación de GIZC teniendo en cuenta todos los aspectos incluso los relativos al cambio climático. En las figuras 4, 5, 6 y 7 se muestra la solución adoptada en proyecto.

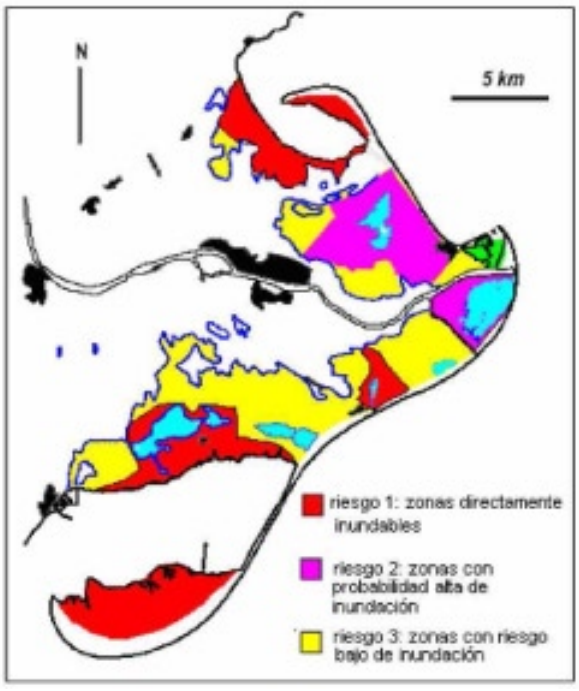


Figura 4. Mapa de riesgos frente a inundaciones en el delta del Ebro, Valdemoro, H.I. (2005) y Sánchez-Arcilla, A. et al (2008)



Figura 5. Actuación en el hemidelta izquierdo de delta del Ebro, entre la playa de la Marquesa y Riomar. Se incluyen los terrenos de "Canal Vell", finca "Bombita"

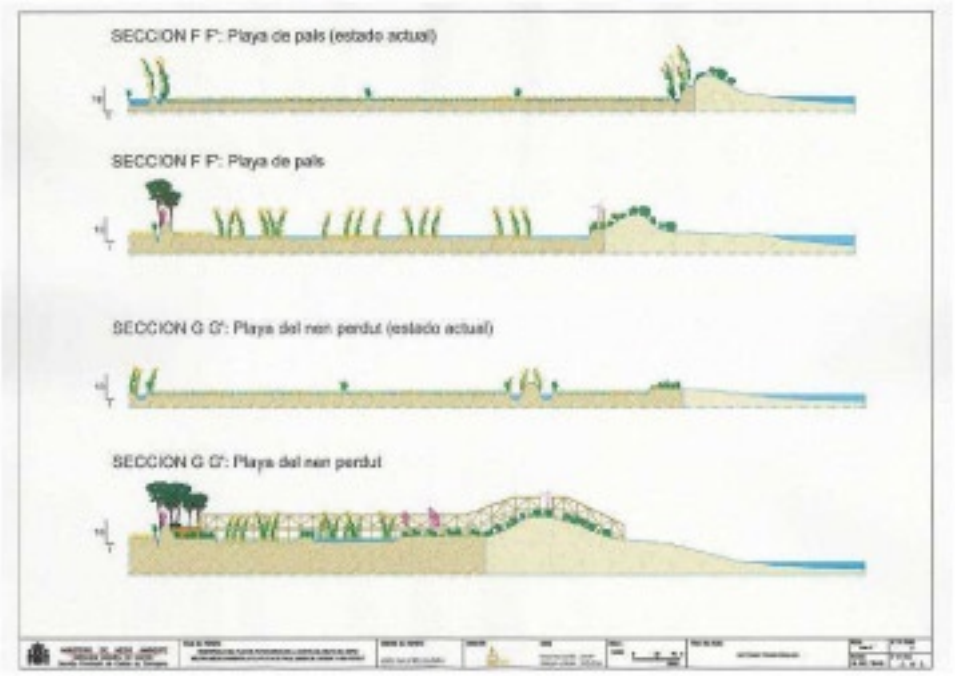


Figura 6. Secciones antes y después en la actuación en el hemidelta izquierdo del Ebro

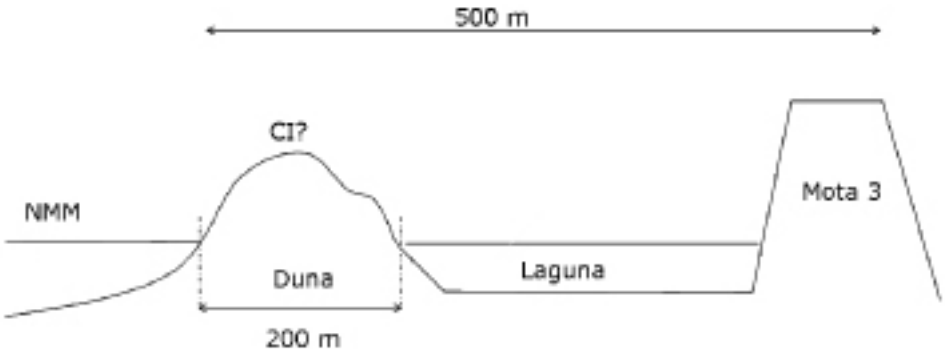


Figura 7. Esquema de solución propuesta en ferente costero del hemidelta izquierdo del Ebro

Las mejoras medioambientales de las bahías de los Alfaques y el Fangal son actuaciones de mejora del entorno y protección costera contra la inundación en dichas zonas. Las bahías, como puede observarse en la figura 4, desde un punto de vista de inundabilidad son tramos altamente vulnerables. Todo ello es debido a que no existe una dinámica marina con suficiente energía para transportas suficiente sedimento para formar playas y dunas que permitan subir la cota de la berma del sistema costero. Por ello en estas zonas donde los terrenos adyacentes apenas están a 0,5 m sobre el nivel del mar son fácilmente vulnerables si no se sube artificialmente la cota en la costa. Tradicionalmente se construían malecones para proteger los campos. En esta zona las soluciones para tener en cuenta el cambio climático son el retranqueo y la adaptación, según las zonas. Las herramientas de la GIZC a utilizar para considerar los fenómenos antes descritos, que se agravarán con los efectos del cambio climático, son: zonificación; líneas de retroceso y zonas exclusivas; planificación de áreas especiales; adquisición, servidumbres y derechos al desarrollo; y mitigación y restauración, al igual que el caso anterior.

La solución adoptada es un retroceso hasta un máximo de 100m y en algún lugar específico la adaptación. En todo caso en la parte más hacia tierra se construye una duna rígida de 1,5 m da altura, teniendo en cuenta los efectos del cambio climático, vegetada con plantación autóctona sobre la que transcurre un camino peatonal y un carril bicicleta. Con todo ello se realiza una gestión sostenible e integrada de acuerdo con los principios de la Ley de Costas, en particular el respeto de la servidumbre de tránsito así como la de acceso al mar. En las figuras 8, 9, 10 y 11 se muestra la solución adoptada.



Figura 8. Planta de la actuación en la bahía de los Alfaques



Figura 9. Detalle de la bahía de los Alfaques, izquierda, y sección de la duna "rígida" en el interior de la actuación, derecha



Figura 10. Planta de la actuación en la bahía de el Fangar

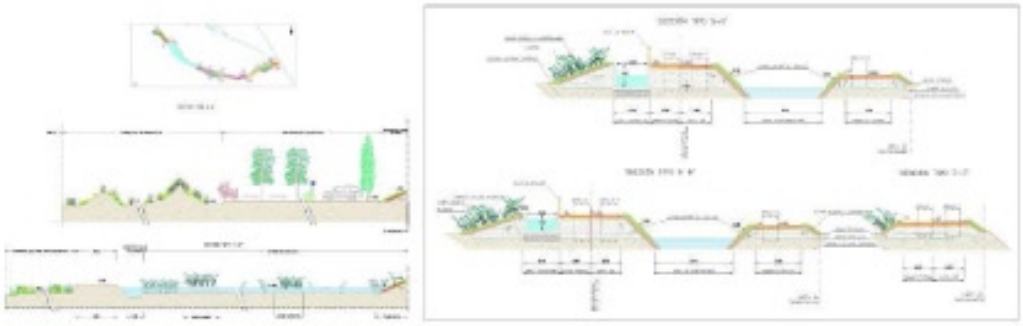


Figura 11. Secciones de la actuación en la bahía de el Fangar

CONCLUSIONES

Tras la exposición del marco teórico de referencia en relación al cambio climático y la gestión integral de la zona costera se pueden sacar las siguientes conclusiones:

· Los efectos del cambio climático en la costa van a determinar la gestión de la misma. Es importante tenerlo en cuenta en la gestión integral de la zona costera.
· Del análisis de los efectos del cambio climático se concluye que las estrategias a seguir son: retroceso, adaptación y protección.
· Del análisis de la gestión integral de zonas costeras se obtienen unas herramientas útiles como son: zonificación; líneas de retroceso y zonas exclusivas; áreas protegidas; planificación de áreas especiales; adquisición, servidumbres y derechos al desarrollo; mitigación y restauración; y permisos en la costa.
· Para tener en cuenta los efectos del cambio climático en la GIZC debemos utilizar las herramientas de esta última para alcanzar los objetivos de la estrategia elegida.
· Se han expuesto casos prácticos en el delta de Ebro, por ser un área altamente vulnerable frente a fenómenos de subida del nivel del mar e inundación donde los efectos del

cambio climático son importantes y es preciso una gestión integral de la costa. El delta del Ebro tiene una extensión aproximada emergida de 325 km2 y el 50% de dicha superficie se encuentra situada por debajo de la cota topográfica + 0,50 m.

· Se han expuesto tres casos prácticos:
  1. Adecuación medioambiental en el hemidelta izquierdo del Ebro entre la playa de la Marquesa y Riomar, incluyendo la laguna de Canal Vell (finca "Bombita")
  2. Adecuación medioambiental en la bahía de los Alfaques
  3. Adecuación medioambiental en la bahía de el Fangal
· Las actuaciones responden básicamente a estrategias de retroceso frente al cambio climático utilizando las herramientas de la GIZC de zonificación; líneas de retroceso y zonas exclusivas; planificación de áreas especiales; adquisición, servidumbres y derechos al desarrollo; y mitigación y restauración.
· Todas las actuaciones suponen la implementación de los principios de la Ley de Costas en el delta del Ebro en particular el respeto de la servidumbre de tránsito así como la de acceso al mar.

REFERENCIAS

Cicin-Sain, B. and Knecht, R. (1998). "Integrated Coastal Zone Management, Concepts and Practices". *Island Press Washington D.C. and Covelo, California.*

Grupo de Ingeniería de Costas y Oceanografía (GIOC, 2004). "Impactos en la Costa Española por Efecto del Cambio Climático". *Ministerio de Medio Ambiente, Madrid*. http://www.mma.es/secciones/cambio_climatico/areas_tematicas/impactos_cc/imp_cost_esp_efec_cc.htm

Jiménez, J.A. (1996). "Evolución costera en el delta del Ebro. Un proceso a diferentes escalas de espacio y tiempo" *Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.*

IPCC (1990). "Strategies for Adaptation to Sea Level Rise". Report of the Coastal Zone Management Subgroup of the IPCC Response Working Group. http://www.ipcc.ch/

IPCC (2007). "Fourth Assessement Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change". http://www.ipcc.ch/

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2008). http://www.mma.es/portal/secciones/cambio_climatico/

Sánchez-Arcilla, A., Jiménez, J.A., Valdemoro, H.I., and Gracia, V. (2008). "Implications of climate change on Spanish low-lying coasts. The Ebro delta case". *Journal of Coastal Research*, 24, 306-316.

Valdemoro, H.I. (2005). "La influencia de la morfodinámica en los usos y recursos costeros" *Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.*

Taller Ingeniería Ambiental (2007). "Desarrollo del Plan de Actuaciones en el Delta del Ebro: Mejora Medioambiental en la Playa de Pals, Bassa de L'Arena y Nen Perdut". Servicio de Costas en Tarragona, Dirección General de Costas, Ministerio de Medio Ambiente.

Taller Ingeniería Ambiental (2008). "Mejora Medioambiental en la Margen del Delta junto a la Bahía de los Alfaques. Términos Municipales de Sant Carles de la Ràpita y Amposta". *Servicio de Costas en Tarragona, Dirección General de Costas, Ministerio de Medio Ambiente.*

Taller Ingeniería Ambiental (2011). "Mejora Medioambiental en la Margen del Delta junto a la Bahía de El Fangar. Término Municipal de Deltebre". *Servicio de Costas en Tarragona, Dirección General de Costas, Ministerio de Medio Ambiente.*

2.3.4. REGENERACIÓN DE ESPACIOS COSTEROS DEGRADADOS PARA LA OBTENCIÓN DE ZONAS DE BAÑO Y GESTIÓN DE RECURSOS LITORALES A TRAVÉS DE ARENA DE MACHAQUEO (TENERIFE)

Judith Esqués González[1], Francisco D. Toruriño[2]

1. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, c/ la Marina, Planta 11Servicio Provincial de Costas de Tenerife. I.C.C. Y P.. at_jesques@mma.es
2. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, GIUR, S.L., C/Fomento 7, 38003 Santa Cruz de Tenerife. fran@giur.es

SITUACIÓN PREVIA A LA OBRA Y PROBLEMÁTICA

Las zonas regeneradas se tratan de explanadas ganadas al mar con rellenos de escollera y material granular procedentes de excavaciones próximas. Una de ellas está ubicada al Oeste del Puerto Deportivo de Radazul (T.M. El Rosario) con una superficie de aproximadamente 16.500 m^2, 400 m de longitud de costa y 1,7 millones de euros de inversión y la otra está situada en la zona litoral de Punta Larga (T.M. Villa de Candelaria) y ocupa 49.500 m^2, 600 m de longitud de costa y 2,24 millones de euros de inversión.

Ambas actuaciones se localizan en zonas litorales de alta densidad de población y carentes de zonas de baño. Las explanadas que forman los rellenos constituyen un espacio residual y con usos inadecuados dentro de la franja litoral, además producen un elevado impacto al medio ambiente.



Foto 1: rellenos de Radazul



Foto 2: rellenos de Punta Larga

OBJETIVOS Y DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Los principales objetivos buscados en las actuaciones realizadas son:

- Garantizar la conservación de los ambientes más sensibles del medio marino que se encuentren presentes en la zona de actuación.
- Ejecución de accesos al mar cómodos y seguros para el baño; y para los diversos usuarios.

- Aumento de la superficie de solarium, cómoda para reposar y tomar el sol, a través del aporte de arena de machaqueo y tarimas de madera.
- Creación de espacios accesibles.
- Mejoras de equipamientos de las zonas de baño y de la práctica del submarinismo (ajardinamientos, duchas, aseos, puesto de vigilancia, kiosco de playa).

Básicamente las actuaciones consisten en la creación de dos calas laterales a la explanada de rellenos y protegidas por un frente de escollera.

Se trata de maximizar los accesos al mar en toda la superficie de la actuación. Esto se consigue a través de las propias playas, de escaleras empotradas en el talud de la escollera y a través de un elemento que constituya una plataforma de baño. También se crearon superficies de reposo y estancia con arena de machaqueo, plataformas escalonadas insertadas en la protección del talud y elementos puntuales de solarium de madera. Mejorando la dotación de servicios y equipamiento.



Foto 3: Radazul



Foto 4: Punta Larga

GESTIÓN DE RECURSOS Y CARACTERÍSTICAS DE LA ARENA DEL MACHAQUEO

Un objetivo fue la optimización de los recursos existentes en las zonas degradadas.

Una gran parte de los materiales pétreos utilizados en las obras, proceden de las explanadas originales.

Por tanto a medida que se realizan las excavaciones se clasifica y selecciona el material para obtener cada una de estas unidades de obra. Es importante destacar que esta gestión de recursos se ha realizado entre ambas obras y gracias a su solape en el tiempo.

RECURSO EXISTENTE	UNIDAD DE OBRA
ESCOLLERAS (100-4000 Kg) en Radazul	ESCOLLERAS (Filtro y manto principal) en Radazul
MATERIAL SELECCIONADO de la plataforma original de Radazul	RELLENO "zona seca entre playas" en Puntalarga
Material costero limpio y no redondeado de tamaño 2- 40 cm.	Arena de machaqueo para las playas
Callao o bolos seleccionado de origen litoral	Callao o bolos colocados con fines ornamentales

Tabla 1.

La arena colocada en las actuaciones procede del machaqueo de material costero. En el caso de Radazul se colocaron 5.000 m3 de arena y en el caso de Punta Larga 10.000 m^3. Se entiende como material costero apto para machacar el que está entre 2-40 cm. de tamaño medio.

Es necesario que la arena que se obtiene del machaqueo se coloque en zonas de agitación de oleaje para eliminar las aristas cortantes y se reduzcan los finos que produce el proceso de machaqueo.

En el caso concreto de la Radazul ninguna de las dos calas tenía la agitación de oleaje necesaria ni el material adecuado para machacar. Por tanto se buscó una zona del litoral próxima, capaz de aportar el volumen necesario de arena.

En caso de Punta Larga solo existía una zona que cumplía con las condiciones mencionadas y se correspondió con la zona situada entre las calas interiores de la actuación. En dicha zona se coloca provisionalmente todo el volumen de arena para posteriormente extenderlo.

CORRECCIÓN DEL PARÁMETRO A DEL PERFIL DE DEAN

En el diseño del perfil de las playas artificiales de Canarias se ha observado que la pendiente del perfil real de playa es más elevada que el perfil teórico obtenido de las formulaciones existentes.

Para salvar está problemática se estudiaron diversas playas de la provincia de Tenerife para así ajustar correctamente la definición del relleno de arena.

Partiendo de la formulación de DEAN es decir,
$h = A\, x^{2/3}$, donde A f (velocidad de caída de grano)

Por ejemplo en el caso de Tazacorte cuyo D_{50} = 1 Mm., se ha comprobado que, $A_{real}/A_{teórico}$ varía entre 1,2 – 1,8 dependiendo de la época estival

Por tanto en el diseño de estas playas artificiales se ha incrementado el parámetro A de Dean un 20%.

Cabe destacar también, la importancia de la definición del espesor de arena a colocar en función del oleaje incidente para así obtener un diseño de playa adecuado. En playas protegidas consideramos un espesor en la zona activa de 1-1,5m, y en playas expuestas el espesor aumenta a 2,5-3m.

2.4. ESTUDIOS Y REFLEXIONES PARA LA GESTIÓN SOSTENIBLE DE LA COSTA

2.4.2. EL FACTOR TIEMPO Y LAS HIPÓTESIS ALTERNATIVAS EN LA INGENIERÍA MARÍTIMA

L. Monzonís[1], A. Giner[2]

1. Servicio Provincial de Costas en Castellón. C/ Escultor Viciano nº 2, 12002 , lmonzonis@marm.es
2. Servicio provincial de Costas en Castellón. C/ Escultor Viciano nº 2, 12002 , aginer@marm.es

INTRODUCCIÓN

Con frecuencia, la ciencia tiende a hacerse demasiado normal, en el sentido de que se limita a hacer desarrollos, a veces muy complejos, y sin duda formalmente elegantes, de teorías cuyas hipótesis básicas no se cuestionan. Sin embargo, la revisión continuada de las hipótesis básicas es absolutamente necesaria si se quieren evitar errores de bulto en las aplicaciones de las teorías en la práctica de la ingeniería.

En esta ponencia se analiza brevemente un ejemplo en el que se presentan dos hipótesis referidas a la evaluación del transporte de sedimentos, y se valoran las consecuencias que la elección de una hipótesis u otra tiene sobre el modo en que se investiga el problema. Se hace notar la influencia de la hipótesis elegida sobre lo que se considera o no un dato relevante del problema, y se valora también la influencia sobre la elección de la escala temporal adecuada.

El enfoque que damos en esta ponencia parte de la noción de carga teórica, un concepto que procede de la filosofía de la ciencia, y que trata de advertir al investigador sobre los peligros de la utilización, sin suficiente revisión crítica, de las hipótesis básicas.

LA EVALUACION DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL ÓVALO VALENCIANO

Tradicionalmente, cuando se estudia la regresión de las playas del óvalo valenciano, se considera que está causada por una disminución en los aportes que proceden del delta del río Ebro. Una disminución generalizada que se amplifica en algunos puntos como consecuencia de las barreras longitudinales existentes en el tramo, principalmente los puertos.

Sin embargo, en este tramo existen otras fuentes potenciales de sedimentos. Existen numerosos ríos y ramblas con cuencas de distinto tamaño que vierten sus aguas en el litoral, y por lo tanto vierten también cantidades más o menos importantes de sedimentos.

Existen indicios de que estos sedimentos, que son de diámetro medio considerablemente mayor que las arenas procedentes del delta del Ebro, pueden influir de un modo relevante en la dinámica litoral del tramo, especialmente, en la formación de los cordones litorales de gravas.

Estos aportes tienen, además de un diámetro distinto, una discontinuidad temporal mucho más acusada. Las grandes aportaciones sólo se producen cuando van asociadas a grandes avenidas que ocurren a veces tras varios años de aportaciones despreciables.

La hipótesis de que algunas variaciones en la costa son debidas a estos fenómenos de periodo diferente al anual, es pues una hipótesis razonable que puede ser introducida en los análisis como hipótesis alternativa.

Las dos hipótesis pueden ser formuladas del modo siguiente:

Hipótesis tradicional:
El río Ebro es la fuente principal de sedimentos. La regresión de las playas del óvalo valenciano tiene su origen en una disminución de los aportes en esta fuente en combinación con la presencia de barreras al transporte localizadas en distintos puntos del tramo.

Hipótesis alternativa:
El río Ebro no es la fuente principal de sedimentos. El origen de los sedimentos es fundamentalmente local. Son los ríos y ramblas que desembocan en el tramo, junto con las erosiones en los acantilados, los que constituyen la fuente principal de sedimentos. El origen principal de la erosión está por lo tanto en las variaciones de estas fuentes y en los obstáculos al transporte de sedimentos, incluidas las pequeñas barreras.

Desde el punto de vista del enfoque que estamos considerando, la interpretación de los fenómenos observados depende de la hipótesis que consideremos, hasta tal punto, que algo es un dato relevante, o por el contrario queda incluso fuera de la recopilación de información, en función de la hipótesis de la que se parte.

Así, de acuerdo con la hipótesis tradicional, existe una onda regresiva que avanza de norte a sur provocando erosión en el lado sur de las barreras, y acumulaciones en el lado norte (fig. 1).

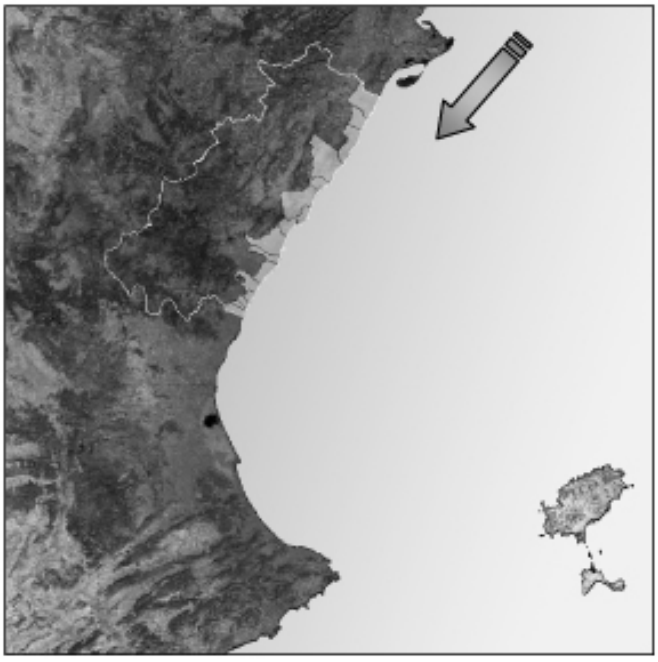


Figura 1.
El óvalo valenciano con el Delta del Ebro al norte

De acuerdo con la hipótesis alternativa, sin embargo, existen varias ondas regresivas, asociadas a cada barrera y relacionadas, no sólo con la fuente lejana de sedimentos, sino también, y quizás principalmente, con las fuentes locales de sedimentos (fig. 2).

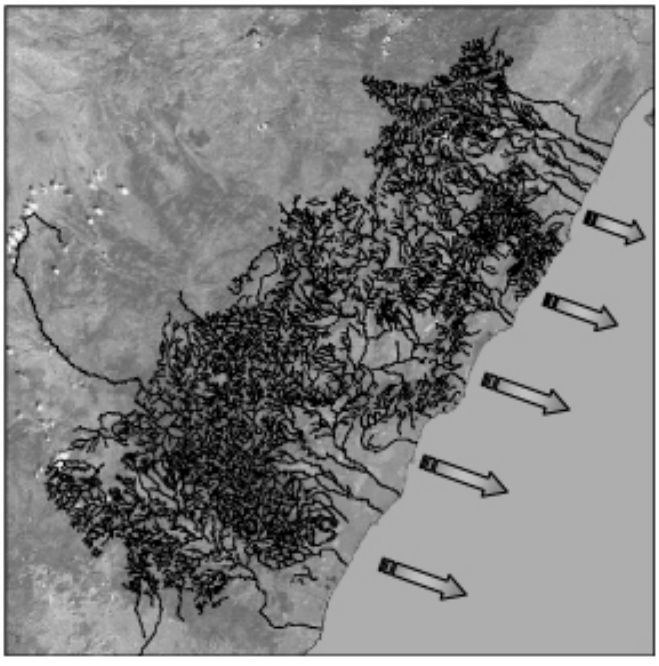


Figura 2.
Red fluvial al sur del Delta del Ebro

El territorio en su conjunto se observa y analiza de un modo distinto. En el primer caso, el elemento significativo es el río Ebro. En el segundo caso el territorio tiene que ser representado incluyendo toda una densa red de ríos y ramblas.

Cuando se pasa al análisis particularizado de cada punto del tramo, este es también muy distinto. Dado un cierto punto del litoral, por ejemplo el punto de la figura 3, situado entre el paraje natural del Prat de Cabanes-Torreblanca y la desembocadura del río Cuevas, tenemos análisis alternativos que afectan tanto a las observaciones como a los diagnósticos.

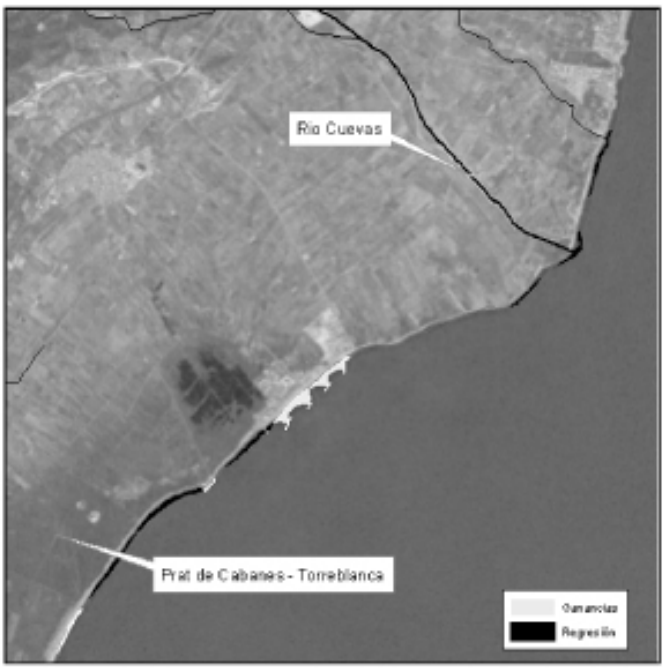


Figura 3. Fachada marítima de Torrenostra

ANÁLISIS DEL TRAMO SEGÚN LA HIPÓTESIS TRADICIONAL:

Fenómenos observados:
En la parte central del tramo considerado se ubica el poblado marítimo de Torrenostra, defendido por una batería de cuatro espinos en L y un pequeño espigón longitudinal. Estos espigones forman cuatro celdas que contienen playas de arena fina.

Al sur, coincidiendo con el norte del Prat de Cabanes-Torreblanca, se observa una zona en fuerte regresión, cuyo perfil transversal está formado por un cordón litoral de gravas, con la playa sumergida de arena fina.

Al norte de la batería de espigones, también se observa un tramo en regresión, más moderada que al sur, con el mismo perfil transversal.

Diagnóstico:
La regresión al sur de la batería de espigones se interpreta como una disminución en la entrada de sedimentos desde el norte, siendo el resultado del efecto combinado de un defecto general en el transporte longitudinal que tiene su origen el delta del Ebro, y el efecto local de la barrera que interponen los espigones de Torrenostra.

La erosión al norte de la batería se interpreta precisamente como el efecto de esa falta generalizada de sedimentos.

Según esta hipótesis, existe una regresión general en todo el óvalo valenciano, que se muestra en este caso al norte de la batería de espigones, a la que se añaden los efectos producidos por barreras al transporte, en este caso los espigones de Torrenostra, que hacen que la erosión al sur de la batería sea mayor.

ANÁLISIS DEL TRAMO SEGÚN LA HIPÓTESIS ALTERNATIVA:

Fenómenos observados:
Las observaciones coinciden con las de la hipótesis tradicional, pero en este caso pasa a tener importancia significativa el hecho de que el tramo estudiado se sitúa inmediatamente al sur del delta del río Cuevas.

El río Cuevas es un río con régimen típicamente mediterráneo con caudal prácticamente nulo, salvo en avenidas esporádicas que coinciden con episodios de lluvias torrenciales en la cuenca. La aportación de sedimentos en la desembocadura se produce con periodicidad hiperanual y contiene una fracción importante de gravas.

Diagnóstico:
La regresión al sur de Torrenostra se interpreta como un efecto de la batería de espigones. Algo que no es muy distinto con respecto a la hipótesis tradicional. Sin embargo, la regresión en el norte se interpreta como un fenómeno asociado a la desembocadura del río Cuevas. Así, si las aportaciones importantes sólo se producen cada veinte o treinta años, la regresión que se observa en los años siguientes a cada una estas avenidas, no es más que el retroceso debido al empuje de los materiales vertidos hacia el sur. No es pues una patología del tramo, sino un estado temporal entre dos momentos en los que la costa ha crecido por el efecto de la avenida.

Ambas hipótesis son pues capaces de suministrar explicaciones verosímiles de los fenómenos observados. Ahora bien, tienen implicaciones muy distintas sobre el modo en que se ha de profundizar en la investigación.

En el caso de la hipótesis tradicional, tiene especial importancia el análisis de la evolución progresiva de la regresión. La regresión se considera un fenómeno uniforme y acumulativo. Si existe una regresión de fondo, es básico conocer la tasa con la que se produce esa regresión, sobre la que cabalgan las regresiones locales inducidas por las barreras. Los valores medios anuales del transporte de sedimentos y los desequilibrios en el balance de entradas y salidas en un punto determinado, son los conceptos teóricos sobre los que se construyen los análisis.

En el caso de la hipótesis alternativa, sin embargo, los fenómenos extraordinarios forman parte fundamental de la explicación. No es suficiente con conocer los valores medios anuales, sino que hay que atender a la historia de cada tramo concreto. No son los valores medios los importantes, sino el año concreto en el que se produjo la avenida.

El tiempo se trata pues de un modo distinto en cada caso. La unidad temporal básica es el año en un caso, mientras que en el otro es toda la historia evolutiva del tramo la que tiene relevancia.

CONCLUSIONES

En ningún caso se trata con esta ponencia de avalar una u otra de las hipótesis consideradas, sino de enfatizar las implicaciones que cada una de ellas tiene sobre la investigación misma del problema.

No se trata de abundar en la cuestión de que cada hipótesis se traduce en soluciones distintas, lo cual es evidente en cualquier estudio de alterativas, sino de señalar que los datos que se consideran como tales y la interpretación de estos datos es radicalmente diferente.

Esto no sería un problema si las distintas hipótesis estuvieran presentadas en igualdad de condiciones, dispuestas para se evaluadas, y en su caso refutadas o no. Sin embargo esta no es la situación habitual. Normalmente las hipótesis básicas de una determinada disciplina o campo científico son hipótesis heredadas

que se desarrollan en el ejercicio de lo que puede denominarse ciencia normal. De hecho, lo que sucede es que las hipótesis tienden a ser defendidas tenazmente por los científicos e ingenieros que trabajan sobre ellas. Las anomalías, los fenómenos que no tienen explicación o fácil encaje, si se da por buena la hipótesis, tienden a ser contrarrestadas con hipótesis auxiliares que tratan de defender la hipótesis adoptada o de atacar a alguna explicación rival.

El caso es que la tenacidad en la defensa de una hipótesis puede dejar fuera la investigación de fenómenos que pueden ser significativos. Los científicos forman comunidades que habitualmente son hostiles a la aceptación de hipótesis procedentes de campos científicos distintos del suyo propio. Así, por ejemplo, la subsidencia es un fenómeno extraño a la ingeniería marítima, y explicar la regresión de un cierto tramo en función de esta causa presenta un cierto rechazo de principio entre la comunidad de los científicos de este campo.

Ciertamente, no cualquier ocurrencia es una hipótesis razonable. Para filtrar las hipótesis cuyo estudio resulta interesante es crucial el papel de las instituciones. La ciencia e una actividad altamente institucionalizada y la universidad o las administraciones públicas pueden y deben actuar, por un lado seleccionando las hipótesis que deben ser estudiadas y por otro lado permitiendo que todas las hipótesis razonables tengan opciones suficientes para presentar sus argumentos y ser capaces de persuadir a los colegas de su rendimiento explicativo.

2.5. MANIOBRAS DE BUQUES Y TÉCNICAS DE VIDEO IMAGEN PARA EL DISEÑO

2.5.1. APLICACIÓN DE TÉCNICAS DE VÍDEO IMAGEN PARA LA MONITORIZACIÓN DE ELEMENTOS FLOTANTES EN ÁREAS PORTUARIAS: APLICACIÓN AL DIQUE COMPUERTA DEL ASTILLERO DE CAMPAMENTO

Clara Matutano[1], Miguel A. Cabrerizo[1], Rafael Molina[1], Francisco de los Santos[2]

1. Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Calle del Profesor Aranguren, s/n. 28040, Madrid. matumol@caminos.upm.es, macabrerizo@caminos.upm.es, rmolina@caminos.upm.es

2. Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras. Avda. de la Hispanidad, 2. Algeciras. fsantos@apba.es

INTRODUCCIÓN

Las actividades económicas asociadas al transporte de mercancías tienen como nodo principal, dentro de la cadena logística, a los puertos comerciales. La gestión de estas infraestructuras está condicionada por múltiples factores, entre ellos, la configuración de la propia infraestructura en cuanto a superficie disponible para las operaciones portuarias, la longitud de líneas de atraque y la especialización de las mismas.

A la par, estas infraestructuras deben dar servicio a un sector muy condicionado por la economía de escala. Este hecho propicia en algunos casos, no sólo la ampliación de puertos hacia áreas logísticas y calados inalcanzables hace unas décadas, sino también la necesidad de grandes infraestructuras portuarias allí donde se desarrollan actividades constructivas, de transporte y explotación. En algunas ocasiones no es posible acometer tales obras, ya sea por restricciones ambientales, técnicas, económico-financieras, o bien, por motivos políticos, por lo que el uso de infraestructuras portuarias flotantes se ha ido desarrollando de forma creciente en los últimos años.

Los elementos flotantes juegan un papel importante en las actividades y operaciones portuarias. Estas estructuras pueden participar en diferentes procesos constructivos, es el caso de los cajoneros flotantes, que pueden formar parte de la propia infraestructura portuaria, o las plataformas o terminales flotantes cuyo fin es dar servicio en diferentes localizaciones.

De forma generalizada, los elementos flotantes presentan ventajas tales como la adaptación al nivel de marea, un menor coste de construcción respecto a otro tipo de infraestructuras, la movilidad geográfica, su gran versatilidad o un reducido impacto ambiental en el fondo marino.

Por otro lado, los principales inconvenientes de esta tipología estructural suelen ser, un mayor coste de mantenimiento durante su vida útil, o la limitación en la operatividad de estos elementos debido a la acción de los agentes del medio físico y a los agentes del uso y la explotación.

En este sentido, la monitorización se encuentra íntimamente ligada al concepto de operatividad, ya que permite conocer cuándo la infraestructura flotante es funcional, a través de la correcta definición los umbrales operativos asociados a las diferentes actividades.

La monitorización caracteriza la respuesta de estos elementos dando a conocer en todo momento sus seis grados de libertad, es decir, sus tres giros (balanceo, cabeceo y guiñada) y sus tres desplazamientos (alteada, vaivén y deriva) respec-

to a sus ejes principales. Por ello, el desarrollo de técnicas instrumentales que permitan conocer la respuesta del sistema, estableciendo una relación entre la excitación a causa de un agente y su respuesta, es esencial para la mejora de la operatividad dentro de la explotación portuaria.

Hasta ahora, se han utilizado diferentes técnicas instrumentales para la monitorización de elementos flotantes, tanto en áreas portuarias como en el laboratorio, atendiendo a las necesidades específicas de cada caso.

En campo, se emplean sistemas de GPS-RTK, aunque estos equipos pueden presentar limitaciones debido a la pérdida de señal o a una escasa precisión altimétrica, requieren de complejos procedimientos de mantenimiento y suelen estar asociados a grandes costes. Otro sistema instrumental utilizado habitualmente es el basado en medidas inerciales (giróscopos o acelerómetros). Éstos se encargan de medir la velocidad angular de rotación, aunque tienen la carencia de no aportar información sobre el posicionamiento del elemento flotante, a no ser que se utilicen equipos con grandes prestaciones como los presentes en la aeronavegación.

Para monitorizar elementos flotantes en el laboratorio se pueden utilizar transductores de distancia por cable, con el inconveniente de una posible coacción del modelo. También se emplean sistemas láser que permiten obtener precisión milimétrica. Los giróscopos utilizados habitualmente en el laboratorio tan solo aportan información sobre los giros. Y por último, también suelen emplearse en laboratorio sistemas de vídeo-imagen apoyados en infrarrojos y/o un sistema redundante estereoscópico.

Actualmente el desarrollo de plataformas de vídeo juegos fundamentadas en infrarrojos y medidas inerciales ha supuesto el acceso a esta tecnología a un bajo coste. Esta generalización ha hecho proliferar sus aplicaciones instrumentales en muy diversos campos. Trabajos como el de Lomonaco et al. (2010) hacen uso de estos sistemas.

Los sistemas GPS-RTK y los basados en componentes como giróscopos y acelerómetros, requieren de complejos procedimientos de puesta a punto y calibración, lo que puede llegar a representar un consumo indeseable de tiempo durante las operaciones de monitorización.

Para optimizar la aplicación de estas técnicas instrumentales, en los últimos años se ha hecho evidente la necesidad de automatización de estos sistemas, evitando así errores humanos durante el procedimiento de monitorización y sistematizando la obtención de datos.

Otro de los aspectos a tener en cuenta en el desarrollo de instrumentación para la monitorización de elementos flotantes es su carácter intrusivo. Es decir, cómo la presencia de dicha instrumentación durante la monitorización del experimento puede llegar a influenciar o distorsionar los datos obtenidos. Aspecto mucho más influyente en laboratorio que en campo, debido a los efectos de escala.

Por todos los motivos descritos anteriormente ninguna de las técnicas instrumentales mencionadas es apropiada para su correcta aplicación tanto en campo como en laboratorio.

Desde principio de los años 90, la vídeo imagen se ha mostrado como una herramienta versátil y en constante desarrollo dentro del marco de la ingeniería costera, como demuestran los trabajos realizados por diferentes autores como Holland & Holman (1997). En el ámbito portuario el desarrollo de aplicaciones es más reciente. En el año 2007 Medina, R et al presentan una aplicación para el control de canales de navegación y Molina et al (2008) presenta la aplicación de diversas técnicas de análisis de la interacción entre flujo y estructura, tanto en laboratorio como en prototipo, dentro del marco del proyecto ZEUS (ZEnital Unatended System).

El uso de este tipo de técnicas instrumentales ofrece ventajas tales como su escaso mantenimiento, no son intrusivas y tienen bajos costes de implantación. Se trata de una técnica automatizable que puede implementarse para resolver problemas específicos en diferentes escenarios, empleando sistemas de bajo coste.

Por todo ello, la principal motivación que ha dado lugar a la realización del presente estudio ha sido la validación de la técnicas instrumental no intrusiva basada en vídeo-imagen, para la monitorización de elementos flotantes, aplicables tanto en campo como en laboratorio.

METODOLOGÍA

La metodología propuesta para validar la aplicación de técnicas de vídeo-imagen en la monitorización de elementos flotantes tuvo como principal objetivo evaluar su aplicación tanto en laboratorio como en áreas portuarias. El estudio se ha desarrollado en dos fases. Durante la primera fase, se ha realizado un estudio centrado en evaluar la aplicación de las técnicas de vídeo-imagen a través del movimiento en dos y tres dimensiones de un sólido rígido, y todos los ensayos correspondientes a la calibración del modelo del caso práctico en el laboratorio. En una segunda fase, y con la experiencia adquirida en el laboratorio, se desarrolló una aplicación práctica en campo, monitorizando la compuerta flotante del dique seco de Campamento en la Bahía de Algeciras.

En la Figura 1, se representa de forma esquemática la metodología propuesta. Como se puede observar, en primer lugar fue necesario definir el elemento flotante a monitorizar. Para ello, se requirió del conocimiento de sus dimensiones geométricas, de las coordenadas y el tamaño de las dianas a situar sobre el elemento y se definieron las variables a medir, como son sus seis grados de libertad. Es decir, sus posibles movimientos de balanceo, cabeceo, guiñada, alteada, vaivén y deriva (ver Figura 2).

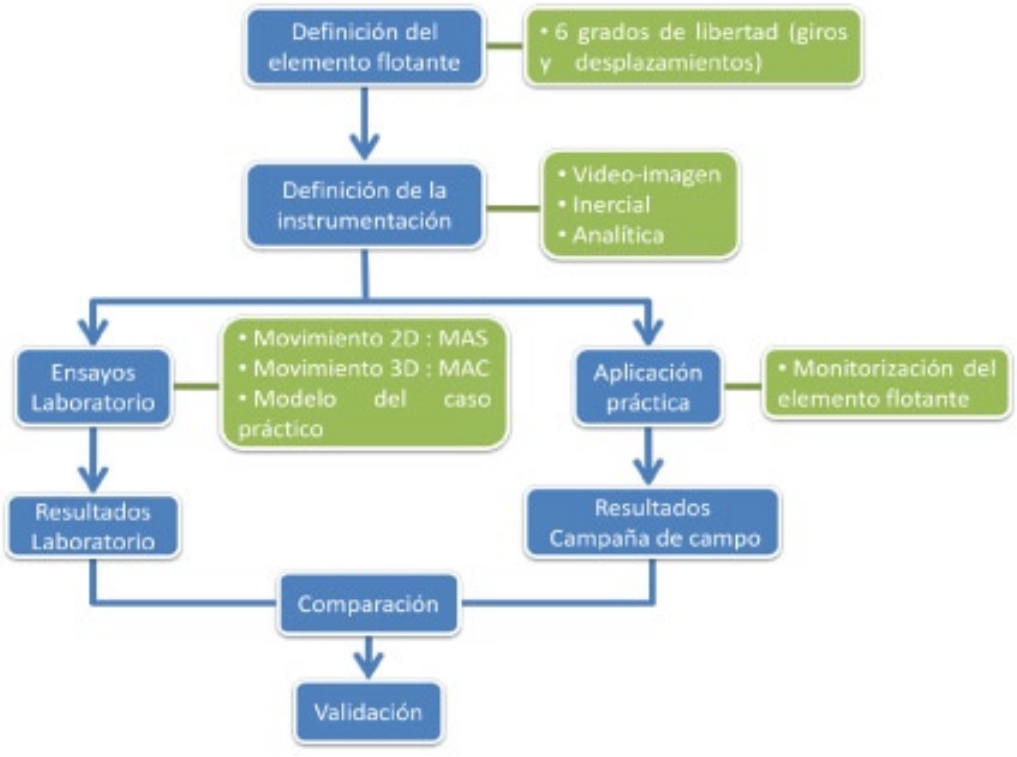


Figura 1. Metodología propuesta para la validación de las técnicas de vídeo-imagen

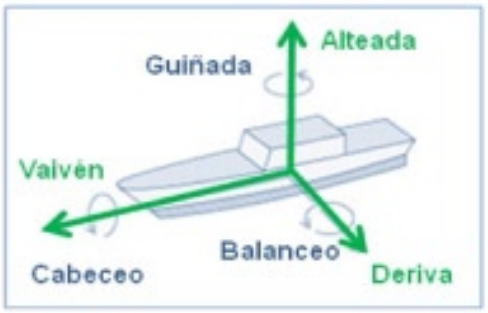


Figura 2. Movimientos de un buque
(Fuente: modificación sobre: http://sharathneelakanta.wordpress.com/)

Una vez conocido el elemento flotante, se definió la instrumentación a utilizar para llevar a cabo la calibración de las técnicas de vídeo-imagen. Los resultados obtenidos a través de las técnicas de vídeo-imagen tanto en campo como en el laboratorio se contrastaron mediante el uso de instrumentación inercial y la formulación analítica.

Para llevar a cabo la calibración de las técnicas de vídeo-imagen y conocer los resultados del empleo del software de seguimiento de objetos en movimiento, se propuso estudiar en una primera fase el movimiento en 2D mediante un movimiento armónico simple (MAS) de balanceo o cabeceo, y el movimiento en 3D con un movimiento armónico compuesto (MAC) en laboratorio (cabeceo y balanceo simultáneos).Ver figura 3. Para completar los ensayos realizados en el laboratorio, tomando el modelo de la compuerta del caso práctico, se evaluó también el movimiento del mismo en balanceo y cabeceo.

Tras realizar la calibración en el laboratorio, se realizó una campaña de campo en el dique seco de Campamento (Bahía de Algeciras) para monitorizar la compuerta flotante durante una de sus maniobras de apertura. Los instrumentos instalados durante la campaña fueron exactamente los empleados en los experimentos de laboratorio.

Para evaluar los resultados obtenidos tanto en laboratorio como en campo, se llevó a cabo la comparación de las series temporales de cada instrumento, estudiando en algunos casos también el periodo propio del elemento.

Figura 3. Montaje experimental del solido sometido a balanceo y cabeceo (MAC). Se puede



observar la electrónica de control y el giróscopo sobre el sólido rígido.

Para finalizar, se evaluó la aplicabilidad de las técnicas de vídeo-imagen como técnicas instrumentales adecuadas para monitorizar elementos flotantes tanto en el laboratorio como en áreas portuarias.

RESULTADOS

En la Figura 3, 4 y 5 se representan las series temporales de balanceo, cabeceo y guiñada obtenidas por el giróscopo (trazo bloques) y mediante la vídeo-imagen

(trazo continuo) durante uno los ensayo de un sólido rígido sometido a balanceo y cabeceo. Como se puede observar ambas series temporales aparecen prácticamente superpuestas. El error cuadrático medio calculado entre ambas series fue de 0,810 y 0,172 grados.

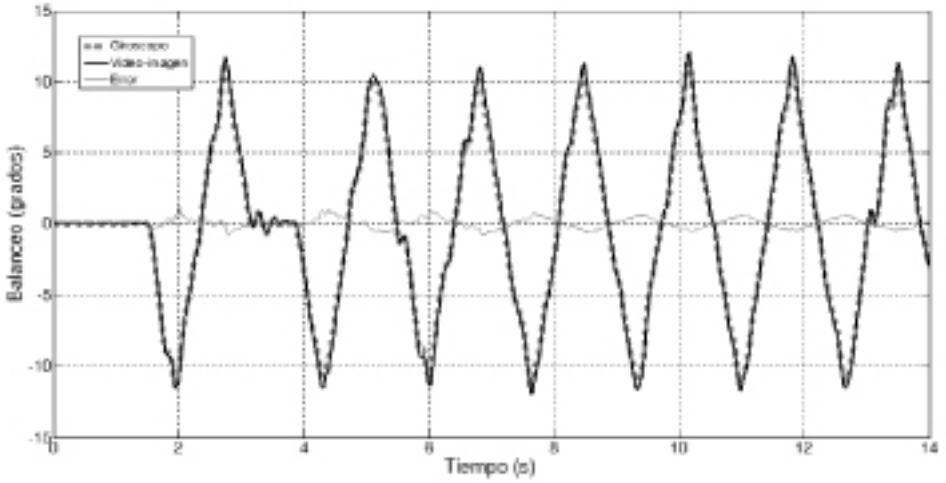


Figura 4. Serie temporal de balanceo registrada por el acelerómetro y el sistema de vídeo imagen; error absoluto respecto al registro del acelerómetro.

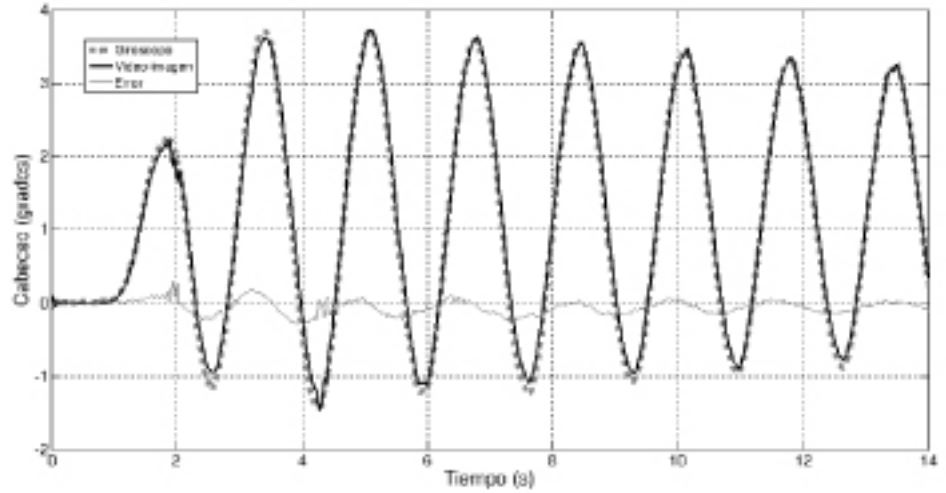


Figura 5. Serie temporal de cabeceo registrada por el acelerómetro y el sistema de vídeo imagen; error absoluto respecto al registro del acelerómetro.

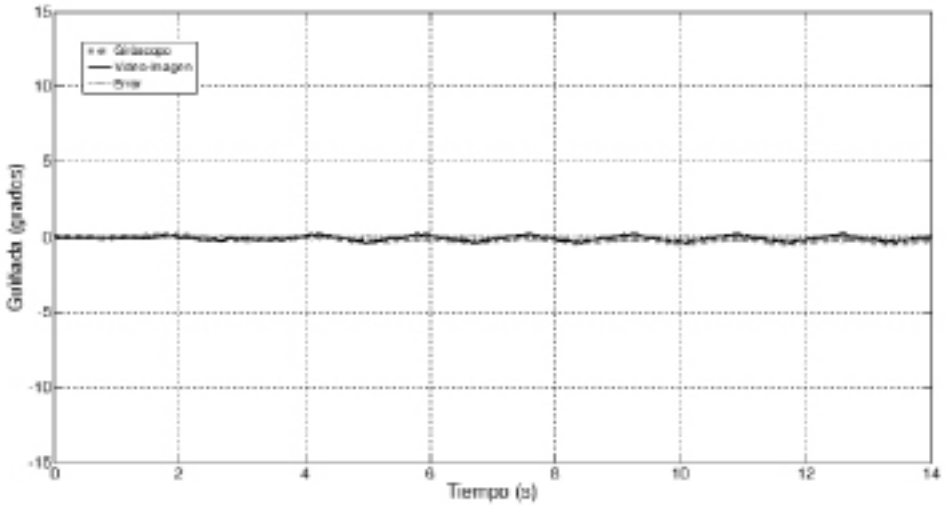


Figura 6. Serie temporal de guiñada registrada por el acelerómetro y el sistema de vídeo imagen; error absoluto respecto al registro del acelerómetro.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que se obtuvieron fueron las siguientes:

1. El empleo de un equipo instrumental de bajo coste ha permitido obtener información cuantitativa durante los ensayos tanto en el laboratorio como en campo.

2. Es posible monitorizar con gran precisión un elemento flotante empleando para ello sólo una cámara digital.

3. La aplicación de las técnicas de vídeo-imagen no es exigente en cuanto a la cámara a emplear, pero sí moderadamente en las condiciones de contorno de la adquisición. Se debe estudiar a fondo la disposición de las dianas sobre el prototipo y modelo y su campo de observación durante el movimiento.

4. Las técnicas de vídeo-imagen han sido validadas analítica e instrumentalmente tanto en campo como en laboratorio.

5. Dado que el estudio se ha realizado con cámaras comerciales con prestaciones similares a las que se encuentran dentro de la red de las Autoridades Portuarias, se puede afirmar que estas técnicas de vídeo-imagen pueden ser integradas dentro del sistema de vídeo-monitorización de la red portuaria como apoyo en la gestión y explotación.

REFERENCIAS

Cabrerizo M.A. (2007). *Fondeo de cajones a grandes profundidades*. Tesina de investigación del Máster en Hidráulica Ambiental. Universidad de Granada.

Chakrabarti, S.K. et al. (2006). *Design, construction, and installation of floating caisson used as a bridge pier*. Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering, May-June.

Holland, K. T. (1997). *Practical use of vídeo imaginery in nearshore oceanographic field studies*. IEEE Journal of oceanic Engineering 22 , 81-92.

Irani, M.B et al.; BP America Production Co. (2007). *Marine monitoring of Gulf of Mexico deepwater floating systems*. Offshore Technology Conference. Houston, Texas.

Lomonaco, P. et al. (2010). *Measuring and modeling the behavior of floating slender bodies under wind and wave action*. International Conference Coastlab 2010, Barcelona.

Medina, R et al. (2007) *Management of dynamic navigational channels using video techniques*. Coastal Engineering Vol.54, Issues 6-7, P. 523-537.

Molina, R. (2007). *Resolución del problema geométrico en vídeo imagen*. Tesina de investigación de la Universidad de Granada. Series monográficas CEAMA.

2.5.3. ANÁLISIS DE OPERACIONES DE BUQUES PARA EL PROYECTO DE UN MUELLE DE CRUCEROS PARCIALMENTE ABRIGADO PORTO DO FUNCHAL (MADEIRA)

José Ramón Iribarren[1], Carlos Cal[1], Ismael Verdugo[1], Luis López[1], Antonio Sanches Valle[2] y Bruno Freitas[3]

1. Siport21. Chile, 8. 28290 Las Matas (Madrid) siport21@siport21.com
2. WW-Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas. Lisboa (Portugal) sanchesvalle@wwsa.pt
3. APRAM (Administração dos Portos da Região Autónoma da Madeira). (Portugal) brunofreitas@apram.pt

RESUMEN

En colaboración con WW - Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas (Lisboa), Siport21 desarrolló para la APRAM (Administração dos Portos da Região Autónoma da Madeira, Portugal) un estudio de las condiciones de maniobra y amarre de buques de crucero como parte del proyecto de un nuevo muelle en el Porto de Funchal (Madeira). El nuevo muelle de cruceros se localiza en la zona de ribera, con alineación paralela a la costa. Debido a su situación, en la zona exterior del puerto, se verá más expuesto a los oleajes, especialmente a los de componente Sudeste. En este sentido, es necesario verificar las condiciones de agitación y de viento en lo que afectan a la operatividad de dicha instalación, a fin de asegurar su viabilidad.

Por otra parte, se analizaron también las condiciones de maniobra para el acceso y salida de los buques tipo al nuevo muelle (esloras hasta 290 m), así como las eventuales interferencias con los cruceros que operan en los muelles próximos (esloras hasta 350 m).

Los análisis se desarrollaron mediante la aplicación de técnicas de simulación de maniobras y de comportamiento del buque atracado.

INTRODUCCIÓN

En colaboración con WW Consultores de Hidráulica e Obras Marítimas para la APRAM (Administração dos Portos da Região Autónoma da Madeira) y ante el proyecto de construcción del nuevo muelle de cruceros en el Porto do Funchal (Madeira) se desarrolló un estudio técnico de viabilidad del diseño.

La isla de Madeira se encuentra en el Océano Atlántico, a unos 470 km al Norte de la isla de Tenerife. Es un importante lugar turístico y destino de cruceros. El Puerto de Funchal se encuentra ubicado en la Bahía de Funchal, en la costa Sur de la Isla de Madeira. La disposición actual del puerto presenta un dique de abrigo, de unos 900 m de longitud en su cara interior, con dos alineaciones: La zona Oeste del dique, de unos 580 m de longitud y alineación W6S, dispone de una rampa ro-ro en su extremo más occidental, mientras que su extremo oriental se dedica al atraque de grandes buques de crucero; el muelle presenta una segunda alineación hacia el Este, de unos 347 m de longitud, donde también atracan grandes cruceros (Cais da Pontinha). El dique de abrigo forma una amplia bocana de acceso al puerto, limitada al Norte por la marina deportiva, con una anchura efectiva de unos 300 m.



Figura 1.
Isla de Funchal (Madeira)

En Febrero de 2010 se produjeron fuertes inundaciones en la isla, que dejaron 42 muertos. Lluvias torrenciales azotaron la zona y convirtieron algunas calles de Funchal en ríos de barro, agua, rocas y escombros. Hubo numerosos puentes derribados, riesgo de derrumbe de edificios y cortes de carreteras. Gran parte del material arrastrado por las torrenteras se depositó en el puerto (zona de ribera) de manera desordenada. En una operación de emergencia, el producto de la limpieza de los barrancos se acumuló en esa área, donde había superficie disponible. Se formó, por tanto, una amplia explanada, que posteriormente planteó la necesidad de protección y estabilización de talud, evitando el aterramiento de zonas navegables.

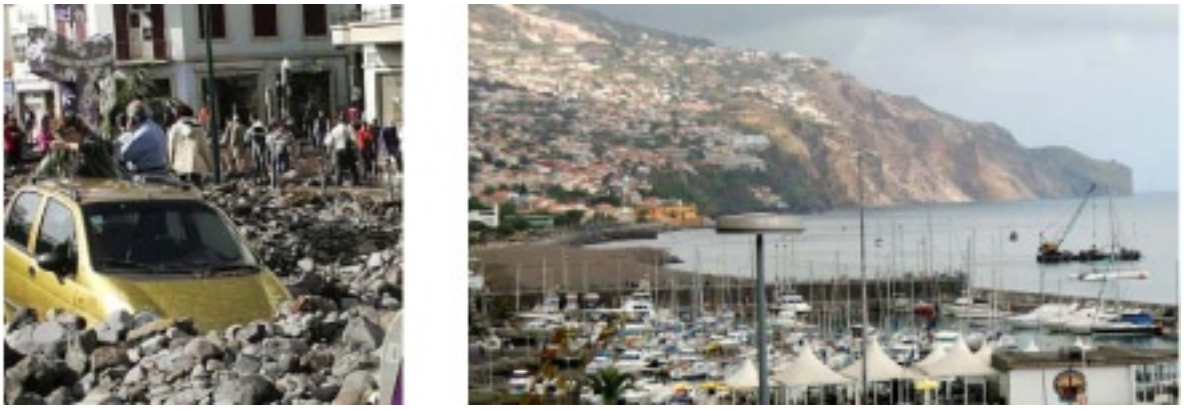


Figura 2. Inundaciones y explanada en el puerto



Figura 3. Planta general del puerto y nuevo muelle

El nuevo muelle de cruceros se ubicará en la zona de ribera, aprovechando la explanada creada tras las inundaciones, con el objetivo de aumentar la capacidad de recepción de estos tráficos. Mantiene una alineación paralela a la línea de costa con unos 350 m de longitud. Debido a su situación, en la zona exterior del puerto, se verá más expuesto a los oleajes, especialmente a los de componente Sudeste. En este sentido, es necesario verificar las condiciones de agitación y de viento en lo que afectan a la operatividad de dicha instalación.

Otra finalidad del estudio fue analizar las maniobras de acceso y salida de los buques de crucero tipo (290 m de eslora total) al nuevo muelle, así como las eventuales interferencias que el nuevo muelle (ocupado) podría suponer a los

cruceros de mayores dimensiones que actualmente operan en el muelle adosado al dique de abrigo (340 m de eslora total).

ESTUDIO DE MANIOBRAS DE BUQUES

El estudio de maniobras se llevó a cabo apoyándose en la metodología descrita por PIANC (Asociación Internacional de Navegación) en el Informe "Approach Channels. A Guide for Design" (1997) y especialmente en las Recomendaciones de Puertos del Estado ROM 3.1- 99 "Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación".

El desarrollo del trabajo incluyó como primer paso la elaboración de un modelo virtual del Porto do Funchal con un elevado nivel de detalle, incluyendo la batimetría de la zona, disposición general del puerto actual y nuevas instalaciones, topografía de la zona, señalización, referencias visuales destacadas, etc. El modelo de simulación construido queda almacenado en la base de datos y estará disponible para su uso en futuros estudios (análisis de otros buques o condiciones de maniobra, entrenamiento de Pilotos, nuevas obras, etc.).

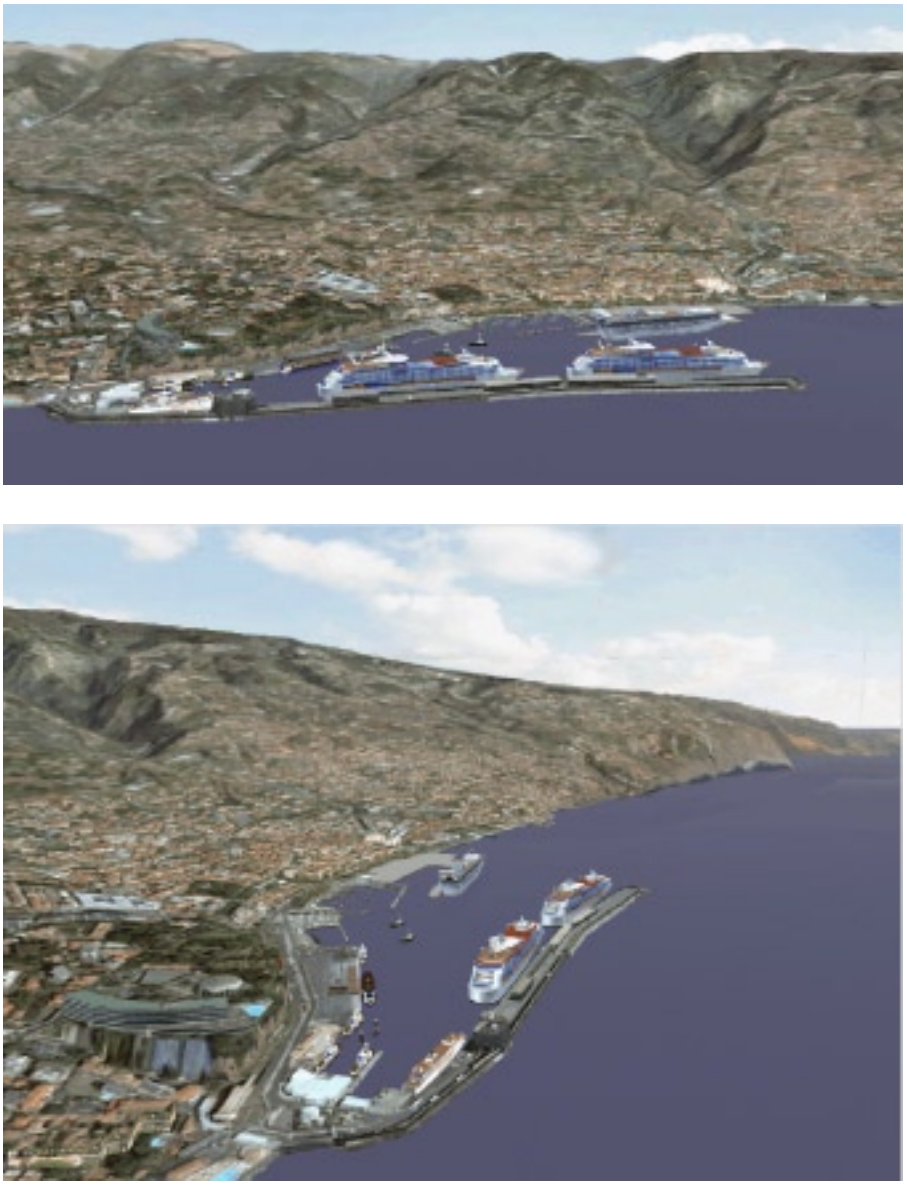


Figura 4. Modelo de simulación del puerto

El estudio plantea analizar las maniobras de acceso y salida de dos buques de crucero tipo. Para ello se han seleccionado dos barcos representativos de los de mayores dimensiones que accederán a las nuevas instalaciones y a los muelles existentes. Se trata de dos buques de crucero de 290 m y 340 m de eslora total.

Tabla 1. Buque de crucero 290 m de eslora

Cruzeiro de 290 m de comprimento total	
Comprimento total	290.0 m
Comprimento entre perpendiculares	242.4 m
Manga	36.0 m
Retranca	32.5 m
Calado	8.0 m
Deslocamento	47 500 t
Potência	42 000 kW
rpm	120 rpm
Velocidade en servicio	22.5 n
Nº Propulsor	2
Nº Lemes	2
Área frontal exposta	1 440 m^2
Área lateral exposta	9 800 m^2
Hélice de proa	90 t
Hélice de popa	70 t

Tabla 2. Buque de crucero 340 m de eslora

Cruzeiro de 339.8 m de comprimento total	
Comprimento total	339.8 m
Comprimento entre perpendiculares	296.5 m
Manga	37.0 m
Retranca	30.0 m
Calado	8.2 m
Deslocamento	64 853 t
Potência	2x15 750 kW
rpm	120 rpm
Velocidade en servicio	23.1 n
Nº Propulsor	2
Nº Lemes	2
Área frontal exposta	1 261 m^2
Área lateral exposta	11 857 m^2
Hélice de proa	3x40 t
Hélice de popa	2x40 t

En este tipo de buques destacan las grandes dimensiones de su obra muerta, lo que les hace muy sensibles a la acción del viento, especialmente cuando éste presenta componentes de través. Sin embargo, cuentan con una alta potencia de la maquinaria propulsora que mueve una doble línea de ejes, además de disponer de hélices de maniobra a proa y popa de gran potencia, lo que les otorga unas excelentes cualidades de maniobrabilidad.

Se seleccionan 3 condiciones meteorológicas características de la zona: la primera de ellas es el NE, con viento de dirección NE (en la zona del puerto rola hacia el E) sin oleaje; la segunda condición es el SE, caracterizado por un viento del SE y oleaje de la misma dirección, frecuente y moderado, pero con una gran penetración en la dársena; finalmente, se ha estudiado una condición SW, con viento y oleaje intenso de esa dirección, pero mejor abrigado. A todas las condiciones se les añade una corriente del SW de 1 nudo en la zona exterior del puerto (0.5 nudos en el caso de la condición SW).

El desarrollo del estudio se lleva a cabo mediante simulación de maniobras en tiempo real. Esta metodología permite obtener resultados de la máxima precisión, integrando los factores presentes en las maniobras reales. El análisis detallado de las maniobras de entrada en esta etapa del proyecto se ha realizado utilizando el **simulador de maniobra de buques en tiempo real** de Siport21, desarrollado por MARIN-MSCN (Holanda). Este sistema reproduce el comportamiento de un buque específico durante la ejecución de las maniobras de entrada o salida de puerto, sometido a la acción de los agentes ambientales (viento, corriente, oleaje, profundidad limitada, succión de orilla, etc.) y auxiliado, en su caso, por remolcadores. El Capitán o Práctico usuario del sistema opera en un puente con instrumentación real y radar, percibiendo el movimiento del buque en tiempo real sobre una pantalla de 260º de amplitud horizontal, así como los sonidos ambientales (máquina del buque propio, viento, bocinas de buques próximos, etc.).



Figura 5. Simulador de maniobra de buques en tiempo real (Siport21)

Se definieron 25 escenarios de maniobra, entendiendo cada uno de ellos como una combinación de maniobras de entrada y salida de los dos buques analizados bajo las condiciones meteorológicas indicadas anteriormente en los diferentes muelles de destino. En total, se realizaron 36 simulaciones (20 entradas y 16 salidas), lo que supuso aproximadamente 12.5 horas netas de simulación. Previamente, se había realizado un cierto número de maniobras para facilitar la adaptación a las condiciones del entorno.

Con el objetivo de analizar la posible interferencia del Nuevo Muelle en las operaciones, se realizaron las maniobras con todos los atraques ocupados. En particular, en el Muelle Nuevo un crucero de 290 m de eslora y 36 m de manga; en el Muelle da Pontinha Exterior un crucero de 311 m de eslora y 38.6 m; finalmente, en el Muelle da Pontinha Interior un crucero de 300 m de eslora y 38.6 m de manga.

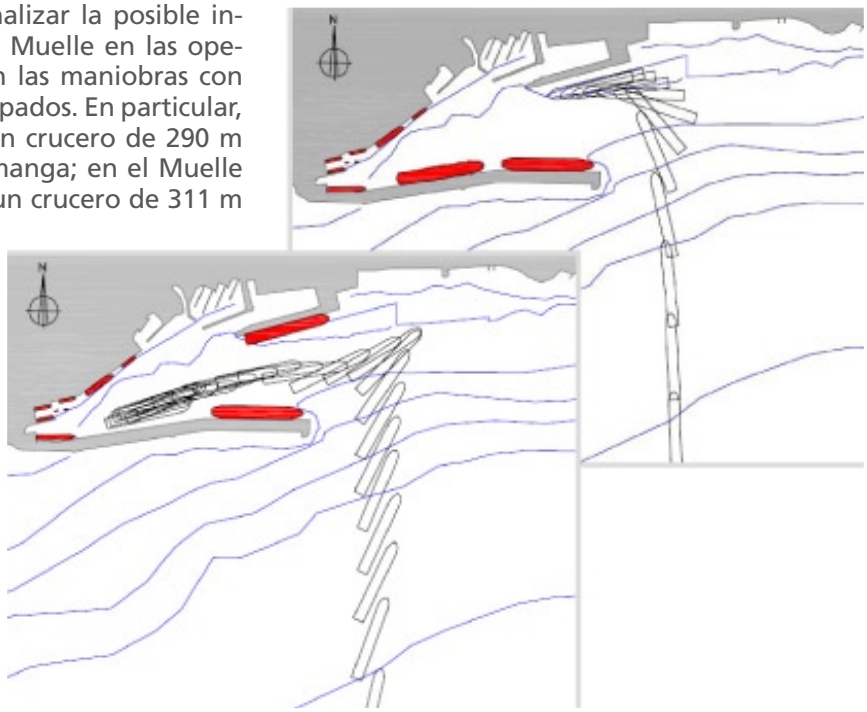


Figura 6. Trayectorias del buque en maniobras simuladas

Durante los días 23 y 24 de Septiembre de 2010 tuvieron lugar en las instalaciones de Siport21 en Las Matas (Madrid) dos jornadas de simulación de maniobras de buques por parte de los Prácticos del Porto do Funchal, Comandante Francisco Pessoa y Comandante Carlos Barreira. Asimismo asistió a las sesiones como observador D. António Sanches do Valle, por parte de WW Consultores. Los Prácticos realizaron un total de 24 maniobras más, que supusieron más de 9 horas de simulación.



Figura 7. Prácticos de Funchal en el simulador

Los resultados de las simulaciones permitieron valorar las diferentes estrategias de ejecución de las maniobras y estimar los espacios ocupados por los buques, detectando eventuales dificultades funcionales de las nuevas obras y posibles interferencias en la operación de los cruceros en los atraques actuales (dique de abrigo). Como resultado del análisis se valoró la viabilidad del proyecto y se estimaron las condiciones límites de operación recomendables.

ANÁLISIS DINÁMICO DEL BUQUE ATRACADO

El objetivo de esta fase del estudio fue analizar, mediante simulaciones con modelo numérico, las condiciones de amarre de un buque de crucero en el nuevo muelle proyectado. Éste se localiza en la zona de ribera, con alineación paralela a la costa, y no está totalmente protegido de los oleajes de componente S y SW por el dique de abrigo existente. Por tanto, es necesario verificar las condiciones de agitación y de viento en lo que afectan a la operatividad de dicha instalación, pues ésta resulta un factor clave para el análisis de viabilidad del proyecto. Hay que señalar que el tráfico de cruceros se concentra en los meses de Octubre a Mayo, especialmente entre Noviembre y Abril.

El análisis se desarrolló para un buque de crucero de eslora máxima 280 m, el de mayor porte que puede atracar en el muelle de proyecto. Se caracterizó la respuesta dinámica de dicho crucero atracado en el muelle de proyecto bajo tres escenarios característicos: el primero debido a vientos de "Norte" (N); el segundo con oleaje y viento combinado de "Sudeste" (SE) y el último debido a oleaje y viento de "Sudoeste" (SW). Se analizaron dos intensidades de viento para la primera condición y dos intensidades de oleaje (con intensidad de viento asociada) combinadas con dos periodos de pico del oleaje.

Las figuras siguientes muestran la distribución de altura de ola para los oleajes de los sectores SW (reinante y dominante, pero abrigado por el dique) y SE (menos frecuente, pero con mayor capacidad de penetración).

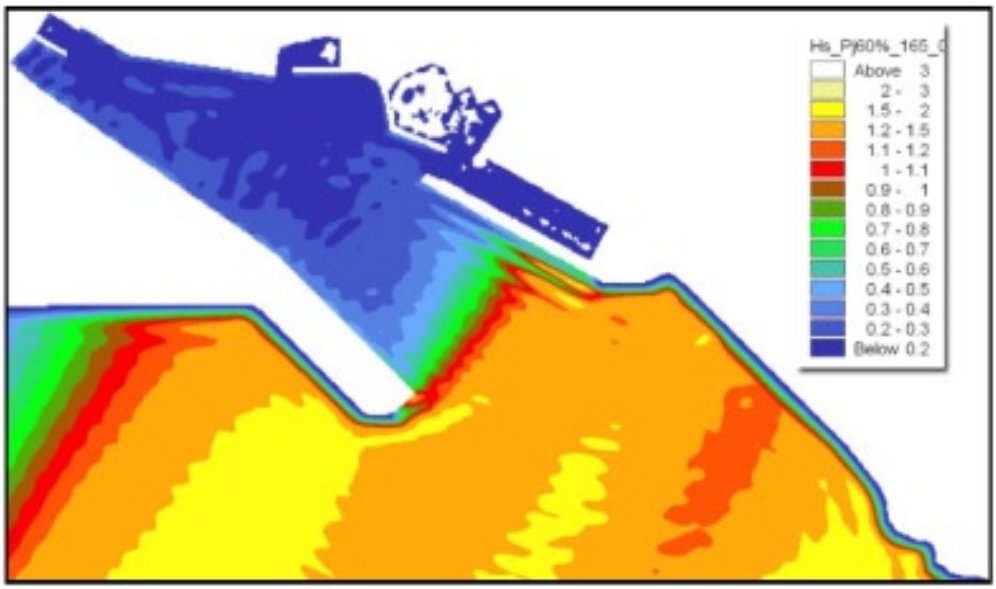


Figura 8. Distribución de altura de ola (dirección SW)

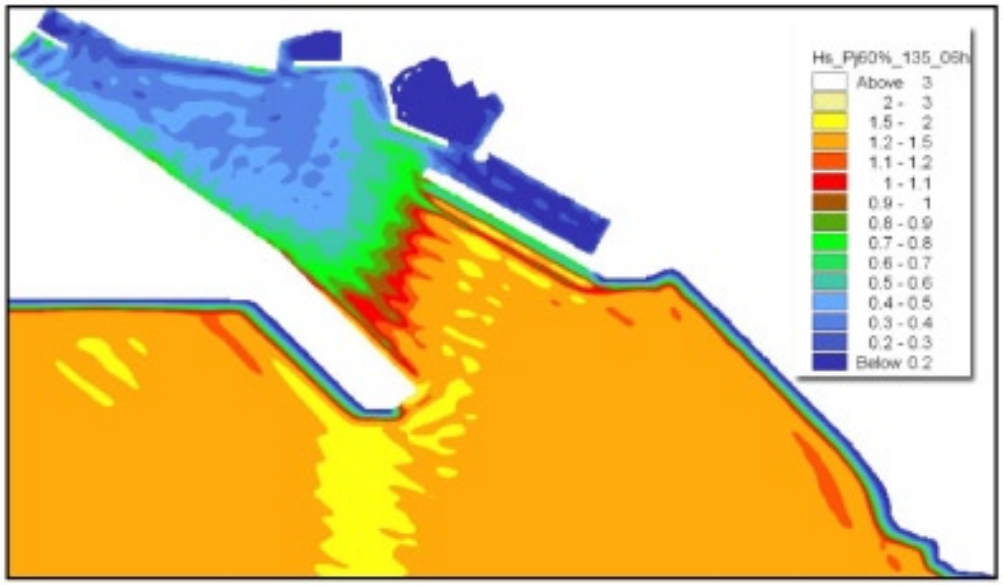


Figura 9. Distribución de altura de ola (dirección SE)

La configuración de amarre se definió a partir de referencias de buques de porte similar en atraques de características parecidas, y consiste en 18 líneas formadas por fibras de aramida (Kevlar).



Figura 10. Disposición de amarre del buque tipo

El **modelo numérico SHIP-MOORINGS** ha sido desarrollado por Alkyon (Hydraulic Consultancy & Research, Holanda). Reproduce el comportamiento de un buque específico atracado bajo la acción combinada del viento, el oleaje y la corriente. El sistema resuelve las ecuaciones de movimiento del buque en 6 grados de libertad (vaivén, deriva, guiñada, alteada, cabeceo, balance) en el dominio del tiempo, sin limitaciones en las amplitudes de movimiento.

La finalidad del modelo es el análisis de las condiciones de atraque de un buque en situación operativa (carga/descarga) o en condiciones límites de permanencia. Los resultados de la simulación permiten valorar las amplitudes de movimiento del barco y las cargas transmitidas a las defensas y a los elementos de amarre en una condición de carga determinada.

Para ello, se define un modelo del buque en una condición de carga específica teniendo en cuenta los siguientes aspectos: formas del casco, características hidrostáticas, desplazamiento, centro de gravedad e inercia, coeficientes de fuerzas de flujo estático y dinámico, coeficientes de fuerzas de deriva del oleaje, coeficientes de fuerzas del viento, masa añadida y funciones de transferencia del oleaje.

En la construcción del modelo se definen también la disposición de las líneas de amarre y defensas, así como sus características elásticas individuales. Contempla elementos de comportamiento lineal y no lineal.

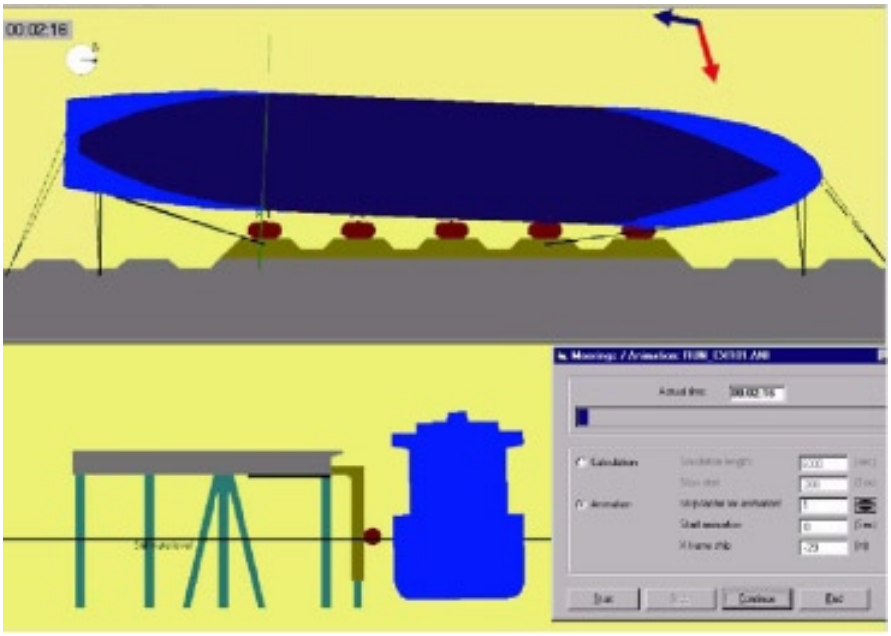


Figura 11. Pantalla tipo del modelo Ship-Moorings

Como resultado, se obtienen tablas y gráficos de las siguientes variables: 6 movimientos, así como las velocidades y aceleraciones correspondientes; fuerzas en amarras individuales; fuerzas en defensas individuales. Asimismo, se elaboran análisis estadísticos y espectrales de las variables citadas, junto con curvas de excedencia. Finalmente, se genera una animación de los movimientos del buque, con vistas en planta y transversal, que permite observar su comportamiento con detalle.

Esta técnica de análisis ha sufrido un enorme desarrollo en los últimos años. En particular, el modelo que se describe ha sido elaborado por un equipo de ingenieros especialistas en hidrodinámica, hidráulica, cálculo numérico y desarrollo de sistemas con amplia experiencia en el análisis del comportamiento del buque atracado.

Los resultados de las simulaciones permitieron valorar las condiciones de operación y permanencia del buque tipo mediante un método de evaluación

objetivo. En consecuencia, se han utilizado como guía para valorar la configuración de proyecto desde el punto de vista de operatividad y seguridad, optimizando el diseño, estimando tiempos de cierre e indicando posibles líneas de mejora.

A partir de los límites operativos definidos para la estancia del buque en el atraque (movimientos y cargas máximas admisibles), fue posible estimar la disponibilidad de las operaciones considerando los datos de clima marítimo en la zona. Se consideran estados disponibles aquellos para los que las condiciones meteorológicas se encuentran por debajo de los límites operativos definidos.

Se dispone de datos precisos de los estados meteorológicos, con la distribución conjunta de oleaje (incluyendo dirección de incidencia, altura significante y periodo de pico). De este modo, se comparan los límites operativos con los estados meteorológicos (cada 8 horas) del conjunto de años para los que se disponen datos. Se define como disponibilidad de las operaciones a la fracción de tiempo durante la cual el buque puede operar porque las condiciones meteorológicas así lo permiten. Se distinguen los límites de operación (por movimientos), que miden la capacidad del buque para cumplir su misión de embarcar y desembarcar pasajeros, mientras que los límites de supervivencia (por fuerzas sobre los diferentes elementos del sistema de amarre y defensa) miden la capacidad del buque de mantenerse en el atraque bajo las condiciones definidas.

En un primer paso, se establecieron las intensidades de oleaje y viento para las que se alcanzan los límites de operación (por movimientos) y límites de supervivencia (por resistencia de los elementos de amarre y defensa) según su dirección de incidencia. A continuación, se calcularon los tiempos de superación de dichos valores límite.

CONCLUSIONES

De la evaluación de la dificultad de ejecución de las maniobras simuladas se extrajeron las siguientes conclusiones generales:

- Accesibilidad al Muelle Nuevo de los buques de crucero de diseño: el espacio de maniobra es suficiente, incluyendo la zona dragada, para permitir la maniobra de parada, reviro y tránsito hacia el atraque en las maniobras de entrada. Del mismo modo, este espacio permite la maniobra de salida segura de dichos buques. En ninguna de las maniobras la distancia al máximo buque de crucero atracado en el Cais da Pontinha Exterior ni al propio Dique compromete la seguridad de la maniobra.

- Por su parte, ni el Muelle Nuevo ni la presencia de un buque de crucero atracado en el mismo interfieren con las maniobras de entrada y salida de los buques de crucero al resto de los atraques que en la actualidad operan en el Puerto de Funchal, teniendo en cuenta las consideraciones referentes a medios de maniobra y condiciones meteorológicas especificados.

- Se estudiaron condiciones meteorológicas exigentes, que marcan el límite de accesibilidad para estos buques -teniendo en cuenta la disponibilidad de hélices de maniobra a proa y popa y/o remolcadores- con el nivel de ocupación de muelles estudiado. En general, las maniobras con vientos de tierra del NE, de gran rafagosidad, son las más complicadas. Para el Nuevo Muelle el oleaje del SE supone un gran aumento de la dificultad de las maniobras de salida a partir de los 2 m de altura.

- Se recomendó llevar a cabo sesiones de simulación de las maniobras con el mayor número posible de los Prácticos locales, al objeto de familiarizarse con ellas, valorar de forma más precisa las condiciones de ejecución y adaptarse a las estrategias de las mismas.

- Se recomendó también mejorar y ampliar los datos de oleaje y viento local. Para ello se considera conveniente establecer un sistema de medida que permita recopilar la información en tiempo real y almacenarla para su utilización futura. Ello será útil tanto para la explotación del puerto como para mejorar la calidad de futuros proyectos.

Por otro lado, una vez establecidos los límites de operación (altura de ola máxima admisible en función del sector y del periodo de pico) se pudieron estimar las frecuencias de excedencia, indicativas de la operatividad del futuro muelle, empleando distribuciones estadísticas disponibles de diferentes fuentes de datos de clima marítimo.

Se estimó el tiempo de inoperatividad del muelle ("downtime") de acuerdo con los resultados de la simulación dinámica de amarre y las hipótesis del estudio. Se valoró también el límite de supervivencia (tiempo en que el buque no puede mantenerse amarrado y debe abandonar el puerto). La disponibilidad se evaluó tanto en términos anuales como estacionales, destacando que la temporada de cruceros característica en este puerto es el invierno. Pudo establecerse también qué sectores de oleaje son los más relevantes en términos de inoperatividad.

- Se fijaron los límites meteorológicos de operación (por movimientos del buque) y de supervivencia (por cargas sobre los elementos de amarre y defensa). Dichos límites se derivan de los criterios del PIANC para el amarre.

- Se establecieron las intensidades de oleaje y viento para las que se alcanzan los límites operativos. Dependiendo del sector y el período de pico, la altura de ola admisible oscila entre 0.5 y 3.0 metros.

- Para estos límites de operación (altura de ola en función del sector y del periodo de pico) se estimaron las frecuencias de excedencia, indicativas de la operatividad del futuro muelle. Los resultados de este cálculo variaban al utilizar las distribuciones estadísticas disponibles de diferentes fuentes de dato de clima marítimo.

- La inoperatividad anual ("downtime") del nuevo muelle para el crucero de 280 m se estimó en un 7%-8% (según los diferentes datos de clima marítimo utilizados), de acuerdo con los resultados de la simulación y bajo las hipótesis del estudio. El tiempo en que el buque no puede mantenerse amarrado es de un 5%-6% anual (de acuerdo igualmente con los diferentes datos de clima).

- La disponibilidad del muelle en invierno es mucho más reducida, incrementándose el tiempo de inoperatividad durante el semestre de invierno comparado con el tiempo de inoperatividad anual. Los valores indicativos son del 17% (inoperatividad) y 6% (abandono del atraque). Ello se debe al incremento tanto de alturas como de períodos de oleaje en este semestre, en comparación con los valores medios anuales.

- Estos valores de inoperatividad resultaron superiores a los tiempos medios aceptables por la ROM, recomendaciones elaboradas por Puertos del Estado (España) para terminales especializadas de pasajeros.

- La mayor parte del tiempo de inoperatividad se debe a temporales del SE, tanto en límites de operación por movimientos como en límites de supervivencia. De acuerdo con todas las fuentes de datos consultadas, este sector de oleaje es responsable del 70%-80% del "downtime" total.

- A partir de las anteriores conclusiones, la viabilidad de la estancia de un buque de crucero en el muelle proyectado, desde el punto de vista de las condiciones de amarre y bajo las hipótesis y condiciones descritas en el estudio, es aceptable siempre que se consideren los límites operativos adecuados, para los cuales el estudio realizado supuso una base fiable.



Figura 12. Vista general del puerto en la zona de proyecto



Figura13. Vista general del atraque de cruceros actual

2.5.4. MANIOBRAS DE BUQUES EN LAS DISTINTAS FASES CONSTRUCTIVAS DE LA NUEVA DÁRSENA DE LA ESFINGE EN EL PUERTO DE LAS PALMAS

J. Fernández Prisuelos[1], J.M. Montero Montalvo[1], E. Salmoral Olaya[1], R.M. Gutiérrez Serret[1], J.D. López López[2]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Ministerio de Fomento. jesus.fernandez@cedex.es

2. Autoridad Portuaria de Puertos de Las Palmas. direccion@palmasport.es

INTRODUCCIÓN

Actualmente la Autoridad Portuaria de Las Palmas (en lo sucesivo APLP) está llevando a cabo las obras de ampliación del exterior del puerto para crear lo que será la futura Dársena de la Esfinge, al noroeste de la Isla de Gran Canaria, mediante la construcción de un dique de abrigo de dirección norte – sur a partir de la Península del Nido para así poder mantener unas adecuadas condiciones de operatividad en el interior de la citada dársena con relación al clima marítimo presente en la zona. De esta manera, el Puerto de Las Palmas dispondrá en esta parte del puerto de un área de especial significación en relación con el tráfico internacional de mercancías, en particular de contenedores y de carga rodada.

Estos trabajos de ampliación se están llevando a cabo en diferentes fases constructivas de carácter parcial, cada una de las cuales será explotada comercialmente con un tráfico marítimo adaptado a la tipología de la misma. Este documento expone los aspectos más relevantes en relación con un estudio de maniobra desarrollado por la Unidad de Simulación de Maniobra de Buques del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, destinado a analizar el acceso y la salida de algunos de los buques que se prevé operarán durante las etapas intermedias de la construcción de la dársena así como en su configuración final definitiva.

DEFINICIÓN Y ALCANCE DE LOS TRABAJOS

Introducción

Una parte muy importante en el desarrollo del estudio ha consistido en una definición previa de los trabajos a realizar, planificando la ejecución de las maniobras con especial atención al establecimiento y la creación de los escenarios de simulación. En los siguientes apartados se indican las características más relevantes relativas a la definición de dichos escenarios así como un resumen del alcance general de los trabajos realizados.

Definición de la planta y de la batimetría

La implementación de la imagen visual tridimensional en el sistema de simulación que el Práctico o Capitán perciben desde el puente del simulador suele llevarse a cabo en base a la información proporcionada por planos, reportajes fotográficos y de video del entorno marítimo considerado. En base a estos datos se elabora, a través de aplicaciones de diseño gráfico, el escenario marítimo en estudio, el cual incluye la batimetría, la tipología de los fondos, la geometría de las distintas construcciones que intervienen en la obra marítima, el balizamiento o el paisaje que se observa desde el puente del simulador, hecho este último de gran importancia por lo que se refiere a la utilización de referencias visuales para la navegación.

De esta forma, y por indicación de APLP, en este estudio se han considerado tres plantas del puerto. La primera de ellas ha consistido en la denominada "Fase I", consistente en una dársena creada a partir de la construcción de un dique de abrigo en dirección norte-sur de unos 640.0 m de longitud, e incorporando dos

pantalanes, con la misma orientación y de una longitud de unos 180.0 m cada uno que proporcionarían 6 atraques para la operación de buques roro – ferries. En esta fase, además, se ha considerado un buque petrolero atracado en el extremo más al sur de dicho dique de abrigo conforme a las indicaciones referidas en [4] por lo que a los requerimientos en planta se refiere, lo cual restringe las maniobras de entrada y de salida de los buques de la dársena.

La siguiente planta considerada o "Fase II" se ha correspondido con una configuración más avanzada de los trabajos de ampliación de la dársena, prolongando el dique de abrigo hasta una longitud de unos 1100.0 m, así como el margen opuesto de la dársena, con la construcción de un muelle de 800.0 m de longitud aproximadamente que previsiblemente se utilizaría para el tráfico de contenedores. En la figura 1 puede verse una panorámica exterior desde un punto de vista elevado del aspecto final de esta fase en el sistema de simulación. Además, en esta imagen se muestra la ocupación de muelles más restrictiva considerada para esta configuración en planta del puerto, en la que se observan dos buques para transporte de graneles de petróleo así como un gran portacontenedores.



Figura 1. Panorámica exterior de la Fase II

Por último, se ha analizado la maniobra de los distintos buques introduciendo en el sistema la configuración final prevista para la nueva Dársena de La Esfinge, mediante una prolongación adicional hacia el sur con retranqueo del citado dique de abrigo hasta una longitud de unos 2300.0 m así como del muelle paralelo al mismo. Con esta ampliación de los trabajos portuarios, la disposición final en planta resulta tal y como aparece en la figura 2, donde se muestra un plano en planta de la geometría final esperada.

Figura 2. Configuración final de la Dársena de la Esfinge (Fuente: Autoridad Portuaria de Las Palmas)



Clima marítimo

Las maniobras se han llevado a cabo en condiciones diurnas, con visibilidad total desde el puente de navegación del simulador, y adoptando unas condiciones de ejecución de las simulaciones consistentes en combinaciones de viento, corrientes y oleaje.

Estas condiciones se han codificado como "*condición NE*", caracterizada por oleajes de 2.0-2.5 m de altura significante y T=11.0 s de período, vientos de 20.0 nudos de intensidad media y corrientes de 1.0 nudo, todos procedentes de esta dirección, así como otra "*condición E*", consistente en un oleaje más penetrante, de 2.0 m de altura significante y T=11.0 s, junto con viento de 20.0 nudos de intensidad media, ambos provenientes de esta dirección, y prescindiendo de los campos de corriente. Dichas configuraciones del clima se han definido, en lo tocante al oleaje, a partir de las medidas en la naturaleza del Banco de Datos Oceanográficos del Organismo Público Puertos del Estado para la boya de Gran Canaria, así como utilizando los resultados de estudios realizados por el CEDEX tanto mediante modelo numérico como con modelo físico ([1], [2]). El viento, por su parte, se ha definido como conformado por una componente de fondo y otra de viento, con fluctuaciones en su intensidad y racheados aleatorios de ± 5.0 nudos y ± grados respectivamente. En la figura 3 puede apreciarse la réplica a escala construida en la nave de ensayos del Centro de Estudios de Puertos y Costas con modelo físico a escala reducida para la configuración final de la dársena, durante la realización de los ensayos de agitación con oleajes procedentes de la dirección E [1]



Figura 3.
Ensayo de agitación con modelo físico a escala reducida para la configuración final de la Dársena de la Esfinge

Como resultado de todos estos datos y trabajos se han definido en el simulador campos de vientos, olas y corrientes que tienen en cuenta tanto la geometría del puerto como la batimetría. Finalmente, y con objeto de evaluar de forma individualizada la influencia de cada uno de estos factores medioambientales en el desarrollo de las maniobras, se han realizado simulaciones prescindiendo de vientos, corrientes y oleajes de manera individualizada, así como en condiciones de calma total, lo cual ha ayudado a evaluar con mayor exactitud la influencia del clima.

Buques

Las maniobras se han realizado analizando 4 buques, utilizando uno u otro dependiendo de la configuración utilizada de las indicadas más arriba. Estos barcos han sido un ro-ro ferry para transporte de carga rodada representativo del "Volcán de Tamasite", un portacontenedores de gran porte, un gran buque tanque (VLCC) así como un petrolero de 200.0 m, 327.0 m, 315.0 m y 220.0 m de eslora total respectivamente. La siguiente tabla muestra las características principales de los 4 barcos definidos en las simulaciones.

Tipo	RORO Ferry	Portaconte-nedores	VLCC	Tanque
Eslora total	209.0 m	327.0 m	315.0 m	220.0 m
Manga	B = 31.2 m	B = 46.0 m	B = 47.2 m	32.2 m
Calado	T = 6.4 m	T = 14.6 m (p.c.)	T = 18.45/8.5 m	13.0 m
Desplazamiento	D = 28280 t (p.c.)	D = 129660 t (p.c.)	D=226000 t/ 92260 t	D= 70000 t
Coef. Bloque	C_b = 0.691 (p.c.)	C_b = 0.63 (p.c.)	C_b = 0.83 (p.c.)	C_b = 0.82 (p.c.)
Propulsión	2 x Diesel-eléctrica	1 x Diesel	1 x Diesel	1 x Diesel
Potencia / rpm	17000 kW/ 500 rpm	80000 kW/ 98 rpm	19280 kW/ 80 rpm	12000kW/ 105 rpm
Vel. servicio	V = 22.0 kn (p.c.)	V = 21.0 kn (p.c.)	V = 16.0 kn (p.c.)	V = 17.0 kn (p.c.)
Propulsor	2 x 4.2 m (v.p.)	1 x 7.2 m (f.p.)	1 x 8.2 m (f.p.)	1 x 6.7 m (f.p.)
Aux. maniobra	2 x 1000 kW (proa)	2 x 3300 kW (proa)	No posee	No posee

Tabla 1. Características principales de los buques considerados

Para el caso del VLCC, éste se ha considerado tanto en situación de plena carga como en lastre, según se tratase de las maniobras de entrada o de salida.

La modelización de los barcos requiere de su elaboración tanto visual como matemática. Al igual que el escenario, la parte visual de los buques se desarrolla mediante aplicaciones de diseño gráfico y tiene especial importancia en cuanto a que ha de percibirse adecuadamente durante la realización de las maniobras, así como en cuanto a que es fundamental por lo que se refiere a lo que el piloto "ve desde el puente" de control del buque cuando lo pilota.

La parte matemática permite la reproducción del comportamiento de la mayoría de los tipos de buques existentes, de cualesquiera dimensiones y características, los cuales se incorporan de forma modular en la simulación. En la actualidad, el simulador de maniobra de buques del CEDEX dispone de más de 180 barcos distintos (petroleros, bulkcarriers, ferries, gaseros, etc.).

Con carácter general, para cada buque, se consideran varias condiciones de carga y resguardos bajo la quilla. Concretamente, cada buque viene definido por diversos juegos de coeficientes hidrodinámicos ajustables para reproducir la dinámica de los buques, que corresponden a su comportamiento en aguas profundas, aguas poco profundas y aguas restringidas. En cada momento de la simulación y dependiendo de la profundidad local, el modelo matemático utiliza los coeficientes más apropiados o interpola entre dos de ellos cuando el buque navega en aguas de profundidad intermedia. Los coeficientes anteriores se introducen comparando el comportamiento de los buques con los resultados de los tests habituales de maniobrabilidad de buques reales (círculo de evolución, maniobra de zig-zag, etc.) y con los resultados de sus pruebas de comportamiento reales.

El sistema de simulación calcula las fuerzas que sufre el buque, tanto las hidrodinámicas, las de propulsión y gobierno como las producidas por los agentes externos (oleaje, viento, corriente, remolcadores, etc.) y resuelve cíclicamente las 6 ecuaciones de la dinámica, obteniendo el movimiento del buque considerando sus 6 grados de libertad.

El modelo matemático de maniobrabilidad es capaz de reproducir con un elevado grado de realismo el comportamiento del buque bajo la acción de las fuerzas

y momentos hidrodinámicos e inerciales del casco, de la propulsión, ya sea a motor o a turbina y su dinámica correspondiente, del timón según su tipo y características, la interacción hélice-casco-timón, las fuerzas y momentos generados por los propulsores auxiliares de maniobra (thrusters de proa y/o popa), los efectos de los cambios de profundidad, las fuerzas debidas a las corrientes, al viento y al oleaje, los efectos de interacción con las orillas y efecto banco, las fuerzas ejercidas por los remolcadores según sean convencionales, Voith Schneider, de propulsión azimutal, etc., la acción de las anclas, las amarras y las defensas del muelle, la navegación en hielo, etc.

Cada uno de estos efectos se expresa en función de un número variable de parámetros, según se trate, reproduciendo los fenómenos físicos involucrados en las mismas. Además, el modelo matemático incorpora también el fenómeno del squat en navegación y las interacciones entre buques. Estas últimas permiten simular maniobras de transferencia de combustible con buques en movimiento (ligthering), navegación en formación, remolque en general, etc. En cualquier caso, la formulación del modelo está concebida en forma modular que permite su desarrollo en etapas futuras, incorporando nuevas acciones o mejorando la definición de las fuerzas ya incluidas.

Remolcadores

Las distintas simulaciones correspondientes a las maniobras de entrada y salida se han realizado considerando los distintos remolcadores indicados por APLP, de elevada maniobrabilidad, dotados de propulsión cicloidal y de sistemas de propulsión acimutal en popa. Sus características generales se recogen en la siguiente tabla:

Remolcador	L(m)	B(m)	T(m)	MCR (HP)	TPF (t)	PROPULSIÓN
VB Lanzarote	23.1	11.0	4.8	2 x 2130	55.0	ASD
VB Balear	30.0	11.0	4.0	2 x 2065	53.0	TRACTOR AZIMUTAL
VB Alboran	30.0	11.0	4.0	2 x 2065	53.0	TRACTOR AZIMUTAL
--	30.0	11.0	4.0	2 x 2065	53.0	TRACTOR AZIMUTAL

Tabla 2. Características principales de los cuatro remolcadores utilizados

Estos remolcadores han asistido a los buques indicados en el epígrafe anterior en distinto número y según distintas disposición dependiendo tanto del buque como de la maniobra considerada. En general, el roro-ferry se ha pilotado sin ayuda de remolcadores mientras que para los otros tres buques se han utilizado los cuatro remolcadores, especialmente para el caso de los dos buques mayores.

Los remolcadores pueden actuar individualmente como otro buque desde otro puente de simulador secundario o desde los microsimuladores, comandados en estos casos por un patrón y comportándose con mayor grado de realismo, siguiendo un modelo matemático de 6 grados de libertad como en el caso del buque principal. En este caso, han sido manejados por un auxiliar técnico desde el puesto de control obedeciendo a un modelo matemático simplificado de vectores de fuerzas, siguiendo las instrucciones dadas por el Capitán del buque asistido desde el puente principal, y replicando su comportamiento de acuerdo a sus características reales de operación en un escenario real (modo de trabajo, limitación de su efectividad por oleaje, tiempos de respuestas, etc.).

Alcance de los trabajos

La viabilidad de las nuevas instalaciones se ha basado en la evaluación de las distintas maniobras, las cuales han sido realizadas teniendo en cuenta los siguientes escenarios:

1. Fase I: maniobras de entrada y de salida del roro-ferry, considerando los dos lugares de atraque definidos por los pantalanes situados más al este y al oeste, en calma, con temporales del E y del NE, y según dos aproximaciones, aproximadamente a una milla del puerto con rumbos SW y NW, y analizando el reviro dentro y fuera de la dársena para las maniobras de entrada.
2. Fase II: todas las maniobras indicadas para la fase I con la nueva disposición en planta del puerto, y realizando además entradas y salidas del gran portacontenedores en las tres condiciones meteorológicas, con destino la ampliación del muelle paralelo al dique de abrigo, con y sin ocupación de los muelles próximos, y ensayando el reviro dentro y fuera de la dársena, a babor y a estribor. También se ha simulado la entrada del buque tanque de 220.0 m en dichas condiciones meteorológicas con destino la cara interior del dique de abrigo en el interior de la dársena.
3. Fase Final: las situaciones analizadas en los puntos 1 y 2, y además la entrada y la salida del VLCC desde varios lugares de atraque situados a lo largo de la prolongación del dique.

En total se han realizado en torno a 200 maniobras, abarcando las tres fases constructivas, los cuatro buques, las distintas condiciones de análisis y los tipos de maniobras (aproximaciones, entradas o salidas, diferentes atraques), según los casos.

Además, y como suele ser usual en todos los estudios de maniobra desarrollados por el CEDEX, también realizaron simulaciones representantes del Servicio de Practicaje del Puerto de Las Palmas, cuya aportación y experiencia cotidiana en la realización de maniobras en escenarios reales redundaron en la calidad de los resultados obtenidos mediante la realización de maniobras a través del simulador.

SIMULACIONES

Equipo utilizado

Este estudio de maniobra se ha llevado a cabo con el Simulador de Navegación y Maniobra de Buques POLARIS, desarrollado por KONGSBERG NORCONTROL SIMULATION (Noruega) e instalado en la Unidad de Simulación de Maniobra de Buques del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. El sistema POLARIS fue adquirido en el año 2003 por el CEDEX y adaptado por este organismo para aplicaciones de estudios portuarios.

El objetivo de este sistema es reproducir el comportamiento durante la maniobra de buques específicos sometidos a la acción del viento, del oleaje, de la marea y de la corriente, entre otros, auxiliados o no por remolcadores. El simulador incluye un modelo matemático que calcula la trayectoria de los buques y la evolución de sus rumbos respectivos, con dos importantes características:

1. La interactividad simulador-piloto
2. La operación en tiempo real

Para el desarrollo de las maniobras, el piloto opera sobre una reproducción de los instrumentos del puente (indicadores, puesto de control del timón, telégrafo de órdenes a la máquina, etc.), se comunica por vía de una simulación de VHF con el resto del personal náutico y recibe información de su situación por medio de una pantalla de radar y de una imagen a vista de pájaro de la zona

de maniobra, con prestaciones similares a la de una ayuda electrónica de navegación ECDIS, al tiempo que visualiza el entorno exterior en una pantalla panorámica. Previamente, el diseño de los casos de simulación, su configuración y preparación corre a cargo de un ingeniero naval, que también se encarga de la modelación numérica de los buques que intervienen en el estudio y del análisis posterior de las maniobras simuladas. En las figuras 4 y 5 se muestran una fotografía del puente principal del simulador, así como la visión parcial desde el mismo durante la realización de una maniobra por uno de los canales visuales (30º de los 270º totales)



Figura 4. Puente principal del simulador

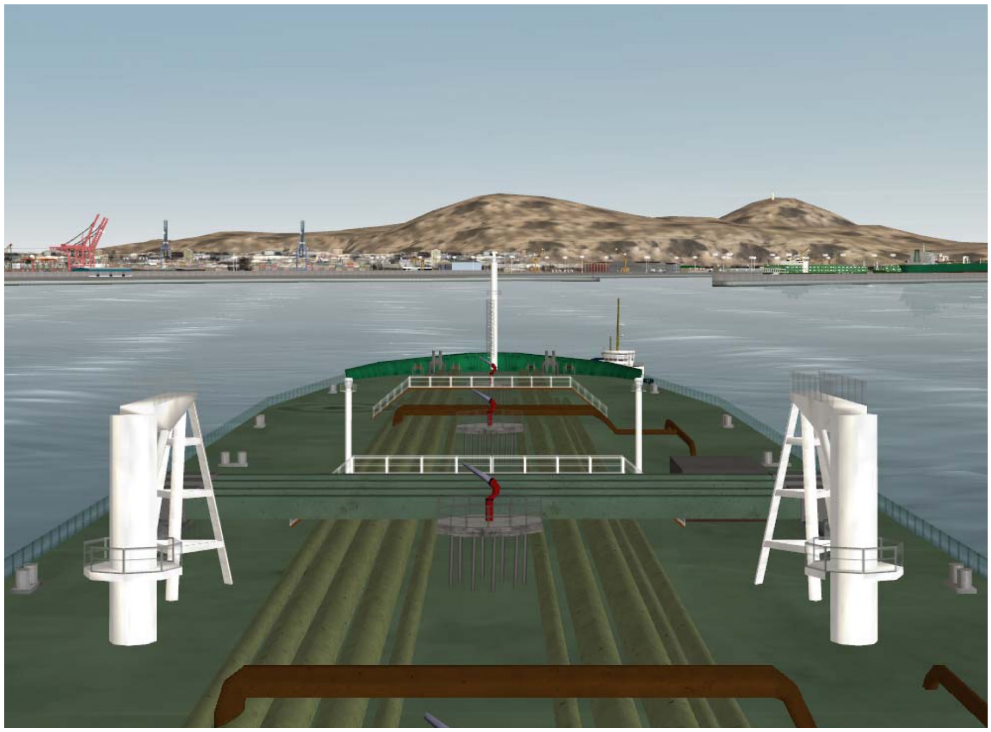


Figura 5. Visión parcial desde el puente principal del simulador durante una de las maniobras

Las operaciones anteriores se desarrollan en tiempo real, por lo que el ciclo de percepción, análisis de información, toma de decisiones y ejecución se realiza en condiciones semejantes a las reales. En consecuencia, el uso de un simulador permite evaluar la viabilidad de una determinada estrategia de maniobra bajo diversas condiciones meteorológicas incorporando la acción del hombre. Por lo tanto, se obtienen orientaciones sobre la forma más adecuada de realizar la maniobra y puede definirse la necesidad, potencia y número de remolcadores a emplear en su ejecución.

El equipo de Simulación de Maniobras de Buques en tiempo real del CEDEX está compuesto por seis "puentes" de maniobra (un simulador avanzado, un mini-simulador o puente secundario y cuatro micro simuladores) y dos puestos de control de las simulaciones. De modo genérico las unidades de control están manejadas por un técnico especialista que vigila el desarrollo de la simulación y ocasionalmente interactúa con el proceso provocando fallos en los buques, alterando las condiciones océano-meteorológicas, modificando la visibilidad, etc. También se encarga de la grabación de los datos de la simulación, previamente determinados y de la impresión de la trayectoria seguida por los barcos. Cada uno de estos "puentes" puede operar de forma independiente o interactuar con los demás en un mismo entorno de navegación.

Desarrollo de los trabajos

Como resultado de la realización de las maniobras pueden obtenerse, entre otros, gráficos con la trayectoria de los barcos implicados en la maniobra y su imagen en planta trazada a intervalos de tiempo prefijados, además de poder almacenarse las series temporales de distintas variables durante la maniobra (velocidades, rpm de la hélice, ángulo del timón, rumbo, fuerzas de los remolcadores, etc.). De esta forma, al terminar la simulación pueden elaborarse listados numéricos o gráficos de los valores de estos parámetros, lo que junto con las "sensaciones" y la experiencia proporcionada por el personal náutico encargado efectuar las simulaciones facilita el análisis de las distintas maniobras. Las siguientes figuras incluyen algunos ejemplos de las trayectorias en planta para el caso de algunas de las maniobras simuladas, para los tres de los buques en la configuración final de la dársena.

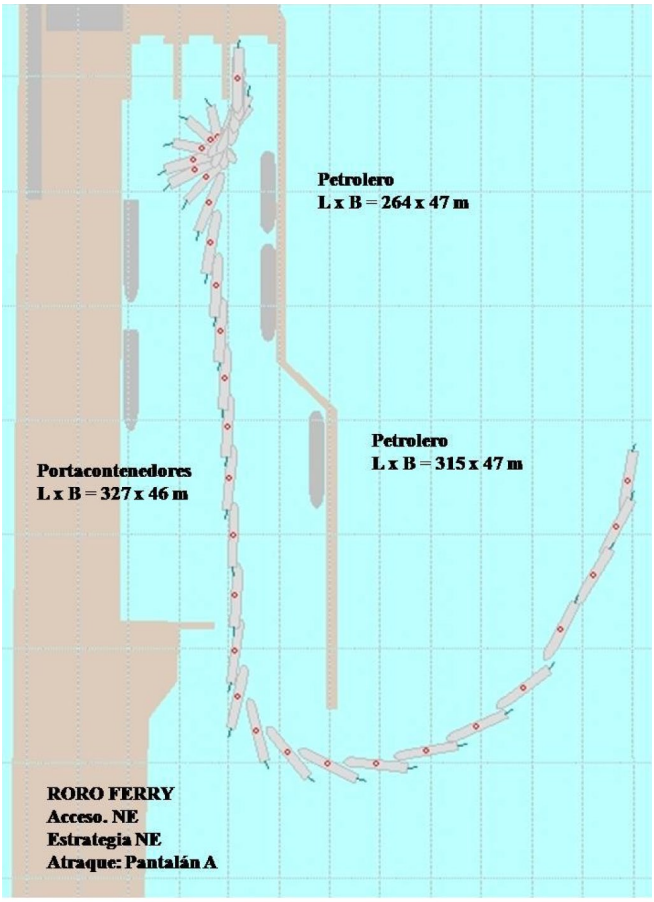


Figura 6.
Maniobra de entrada del roro-ferry en la configuración final

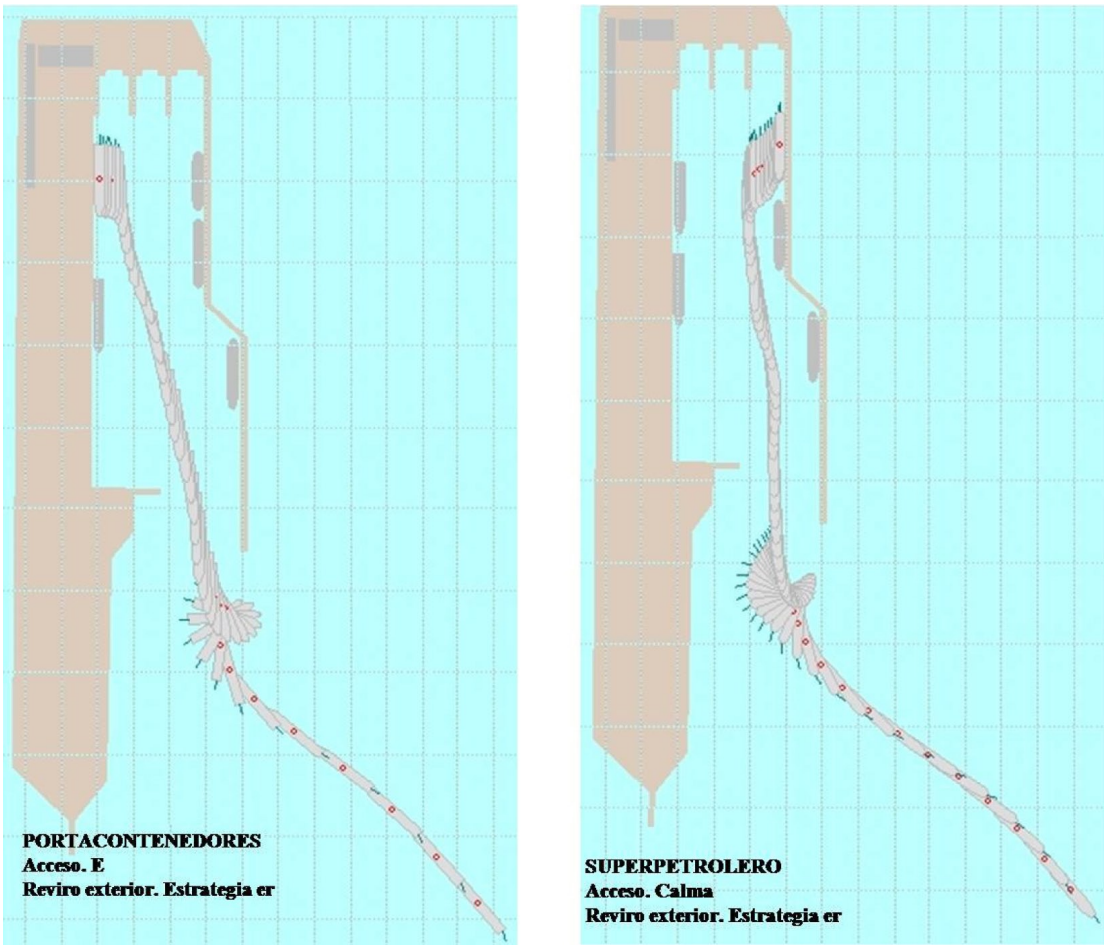


Figura 7. Maniobras de entrada del portacontenedores y del VLCC en la configuración final

CONCLUSIONES

En líneas generales, y dejando al margen otras consideraciones más específicas, gracias a los trabajos de simulación realizados pudo comprobarse que las tres fases constructivas de la Dársena de La Esfinge resultan plenamente operativas, para los buques considerados, con las escuadras de remolcadores empleadas y con las condiciones meteorológicas introducidas en el sistema.

Todas las maniobras se simularon con éxito, con las particularidades propias de cada una de ellas, comprobando que existe espacio en planta suficiente para la operación de dichos buques, y que la ocupación de muelles, si bien es exigente, es plenamente compatible con las maniobras de salida y de entrada de los barcos.

También pudo constatarse que los medios de remolque (4 remolcadores con los medios de propulsión antes apuntados) planteados son adecuados, a pesar de las limitaciones ocasionadas en su efectividad y capacidad de tiro por efecto del oleaje, y que las exigencias del clima marítimo justamente simulado son plenamente solventables con dichos remolcadores así como con los medios propios de los buques.

AGRADECIMIENTOS

Al Organismo Público Puertos del Estado, así como a la Autoridad Portuaria de Las Palmas por su colaboración en el desarrollo del estudio técnico en el que está inspirado este trabajo.

REFERENCIAS

1. Baonza González, A., Gutiérrez Serret, R.M., Grassa Garrido, J.M., 2010, CEPYC-CEDEX. "Puerto de Las Palmas. Ensayos en modelo físico 3D de agitación y barcos atracados de la ampliación del puerto". Clave CEDEX 21-409-5-008.

2. Castillo Carrillo, J.M., Martín Soldevilla, M.J., Grassa Garrido, J.M., 2009, CEPYCCEDEX. "Estudio de agitación en la Dársena de la Esfinge del Puerto de Las Palmas". Clave CEDEX 24-409-5-003.

3. Fernández Prisuelos, J., Montero Montalvo, J.M., Gutiérrez Serret, R.M., Grassa Garrido, J.M., 2011, CEPYC-CEDEX. "Puerto de Las Palmas. Estudio de maniobra de buques en la nueva Dársena de La Esfinge". Clave CEDEX 21-404-5-003.

4. Organismo Público Puertos del Estado. ROM 3.1-99. "Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos, Canales de Acceso y Áreas de Flotación".

2.5.5. APLICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE VIDEO IMAGEN Y SENSORES ÓPTICOS EN LA EVALUACIÓN DEL RIESGO DERIVADO DE LAS ACCIONES DEL REBASE

A. Llana[1], R. Molina[1,2], A.Camarero[2], A. Alises[1], R. Gómez[1], C. Castillo[3], J.D. López[4]

1. Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. C/ Profesor Aranguren s/n, 28040, Madrid. allana@caminos.upm.es y rmolina@caminos.upm.es
2. Departamento de Ingeniería Civil: Transportes. Universidad Politécnica de Madrid. C/ del Profesor Aranguren s/n. 28040, Madrid. alberto.camarero@upm.es
3. Universidad Castilla la Mancha (UCLM). Avda. Camilo José Cela s/n. Edificio Politécnico. 13071, Ciudad Real. mariacarmen.castillo@uclm.es
4. Subdirección de I+D+i de Puertos del Estado. Avda. del Partenón, 10, 28042, Madrid. irarevalo@puertos.es y jdamian@puertos.es

INTRODUCCIÓN Y OBJETO

Las Autoridades Portuarias realizan un constante esfuerzo de optimización de recursos, orientado a mejorar la gestión y explotación de las actividades que se desarrollan en sus instalaciones. Con el desarrollo, durante los últimos 20 años, de nuevas obras de abrigo más expuestas al oleaje, han surgido áreas vulnerables a las acciones del rebase dada la necesidad de aprovechar al máximo los espacios abrigados para el desarrollo de actividades económicas.

Este hecho plantea a las Autoridades Portuarias la necesidad de profundizar en el conocimiento de este fenómeno, con el fin de poder definir los riesgos vinculados a la concesión del dominio público en función de las actividades que se vayan a desarrollar en estas áreas.

La evaluación del riesgo, requiere conocer tanto los factores de proyecto y la obra, como el modo en el que interaccionan éstos. Siguiendo este razonamiento, el rebase se ha estudiado ampliamente en la pasada década (ver proyecto CLASH 2010), y se caracteriza por las dificultades que plantea su monitorización en prototipo. Aunque se suela concentrar en áreas concretas de las obras de abrigo, la distribución espacial de este suceso es amplia (del orden de centenas de metros), no es uniforme y está condicionada al oleaje, el viento y la evolución de parámetros de la obra, tales como la porosidad de los mantos o su geometría. Además, los resultados obtenidos de la reproducción a escala reducida de este fenómeno, tienden a infravalorar los valores reales debido a la importancia que tienen en este tipo de sucesos los efectos de escala (De Rouck et al., 2007 y P.Troch et al., 2004).

La dificultad de monitorizar el rebase en prototipo, y la imposibilidad de eliminar los efectos de escala que sesgan los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, hacen que, a pesar del gran trabajo realizado hasta ahora y de las inversiones destinadas al estudio de este fenómeno, nos encontremos con que aún no se ha profundizado lo suficiente en el conocimiento del rebase.

El Organismo Público de Puertos del Estado (OPPE) es consciente de la necesidad de monitorizar la interacción flujo-estructura, con el fin de evaluar los riesgos derivados de las acciones provocadas por esta interacción. En esta línea, la Subdirección de I+D+i del OPPE, tiene ya monitorizadas en tiempo real varias obras de abrigo, y actualmente uno de sus objetivos es integrar en su red del área del medio físico un sistema instrumental que le permita caracterizar el fenómeno del rebase y monitorizarlo espacialmente.

En este marco, la Subdirección de I+D+i del OPPE en colaboración con el Laboratorio de Puertos de la U.P.M. (Cátedra Pablo Bueno, Ingeniería Civil en el Mar) están desarrollando una nueva metodología instrumental para la monitorización de este fenómeno. Este proyecto está enmarcado dentro de dos de

las tres líneas estratégicas establecidas en el convenio entre ambos organismos, denominadas: "Desarrollo de instrumentación no intrusiva orientada a la monitorización de infraestructuras portuarias", y "Desarrollo de tecnología y procedimientos que permita mejoras en la calidad y en la eficiencia económica en los ensayos a escala reducida".



Figura 1. Rebase en la obra de abrigo del Puerto Exterior Langosteira (A Coruña) durante los temporales de 2010. Se puede apreciar como estos episodios ponen en peligro a las grúas y el resto de equipos situados al trasdós de la estructura.

El sistema instrumental propuesto para la monitorización del rebase consiste en la aplicación de técnicas de video-imagen y sensores ópticos para caracterizarlo de manera no intrusiva. La video-imagen ha demostrado ser una herramienta de gran utilidad para el estudio de la interacción flujo-estructura, ya que permite obtener medidas espacio-temporales e información cualitativa y cuantitativa del fenómeno. A pesar de ello, estas técnicas no permiten adentrarse en el interior de la masa de agua y determinar sus características intrínsecas, por lo que es necesario complementarla con otra instrumentación, los **sensores ópticos**. El alcance de este artículo se centra en la validación de los sensores ópticos como un nuevo sistema instrumental para la monitorización del rebase, y forma parte de un proyecto más amplio cuya meta es la integración del sistema instrumental *"sensores ópticos - video-imagen"* en la red de monitorización del OPPE, y la evaluación de los riesgos derivados de las acciones del rebase mediante mapas de riesgo que permitan facilitar la toma de decisiones y optimizar la explotación y gestión portuarias (Gómez et al. 2010).

MATERIALES Y MÉTODO

Se ha ensayado a escala 1:33 el Dique de Levante del puerto de Málaga en el canal de oleaje del Laboratorio de Puertos de la U.P.M. cuyas dimensiones son de 1 x 1,6 x 52 m. (ancho x alto x largo). El modelo se situó a 36 m. del frente de generación con una altura de la lámina de agua de 0,70 m. (22 m. en prototipo), y se generaron dos condiciones de oleaje con el fin de que se produjesen diferentes tipos de rebases: un oleaje regular (H=0.18 m y T=2.43 s) en el que tuvieron lugar principalmente episodios de rebose, y un espectro Jonswap (Hs=0.18 m, Tp=2.08 s y Y=3.6) en el que predominaron los rebases.

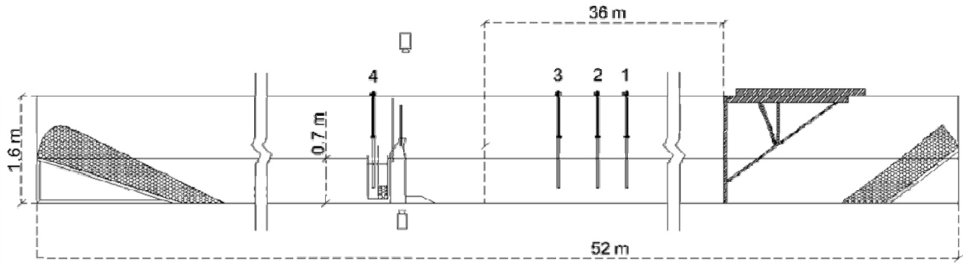


Figura 2. Esquema de la configuración del modelo e instrumentación empleada en el ensayo ejecutado en el canal de oleaje del Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

La metodología llevada a cabo para validar los sensores ópticos como una nueva técnica instrumental no intrusiva para la monitorización del rebase, ha consistido en la comparación de los registros obtenidos a partir de los sensores ópticos, con los dados por la instrumentación convencional con la que se han complementado los ensayos.

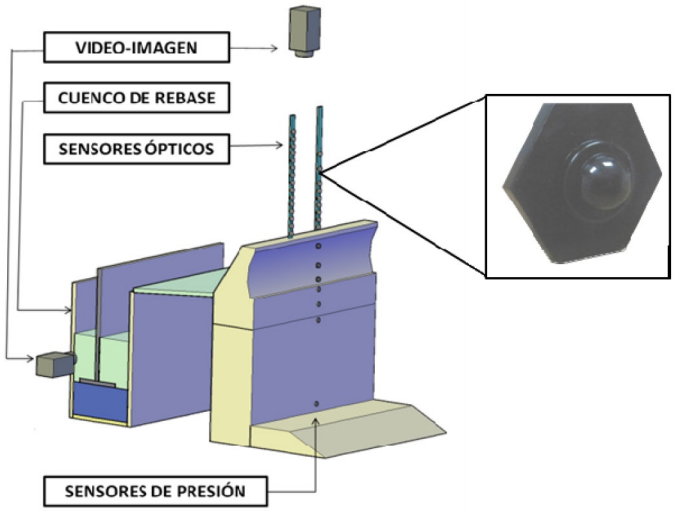


Figura 3. Perspectiva libre del sistema instrumental con el que se ha monitorizado el modelo físico del Dique de Levante de Málaga. Detalle de uno de los 24 sensores ópticos (LLS) que se instalaron en las pletinas.

El esquema instrumental empleado está compuesto por un cuenco e rebase, 8 sensores de presión (uno en el cuenco y el resto en el paramento vertical), 3 cámaras de video y finalmente dos pletinas metálicas situadas sobre la coronación del modelo y desfasadas longitudinalmente 122 mm, y 60 mm transversalmente, en las cuales se instalaron dos grupos de sensores ópticos de 15 y 9 unidades, respectivamente.

Sensores ópticos: Descripción y características

Los sensores ópticos (Liquid Level Sensor) se aplican ya en otros campos de la ingeniería, como por ejemplo en la industria del automóvil, la domótica o la médica. Esta instrumentación opera mediante el principio de reflexión total unterna, constan de un LED y un fotosensor integrados dispuestos de tal forma que cuando el líquido no cubre el sensor, se establece un camino óptico entre ellos. La respuesta de estos sensores es digital (1 = seco; 0 = mojado) y prácticamente instantánea (1μs), por lo que permiten registrar un gran volumen de datos en el pequeño intervalo de tiempo que dura un episodio de rebase. Además la salida digital supone una importante ventaja a la hora de gestionar simultáneamente un elevado número de sensores, ya que no se requiere un filtro analógico-digital que limite la frecuencia de muestreo y encarezca la instalación.

Las principales ventajas que pueden ofrecer estos sensores para su aplicación al ámbito de la ingeniería portuaria, como parte de un sistema instrumental que permita monitorizar los episodios de rebase son:

· Bajo coste de implantación.
· Robustez y escaso mantenimiento.
· No son intrusivos.

ANÁLISIS Y RESULTADOS

Los sistemas instrumentales empleados en los ensayos han sido sincronizados entre sí con el fin de poder comparar individualmente cada uno de los eventos que tuvieron lugar durante la realización de las pruebas. Para ello se registraron

en un ordenador y en tiempo real todos los datos obtenidos mediante una tarjeta de adquisición comercial, y el software ZEUS (ZEnital Unattended System) que está siendo actualmente desarrollado por el Laboratorio de Puertos de la U.P.M. y que permite controlar simultáneamente varias cámaras IP desde cualquier lugar con acceso a internet y procesar los registros de video obteniendo así información cuantitativa y cualitativa de los ensayos realizados.

Video imagen-sensores ópticos

En las siguiente figuras se muestra la concordancia entre los registros dados por los sensores ópticos, y el resultado del post-proceso del video de la cámara lateral mediante la realización de un time stack a lo largo de la línea de píxeles que ocupan los sensores de la primera pletina (varilla 1), situada sobre la coronación del modelo. Ambas gráficas representan en abscisas el tiempo y en ordenadas la altura alcanzada por la lámina de agua, en el caso del registro de los sensores ópticos, los círculos representan para cada instante cuales de los sensores de la primera varilla están mojados.

Como se puede apreciar en las gráficas de la figura 4, el ajuste no es perfecto en el eje de ordenadas. Este desajuste se debe a las variaciones espaciales que presenta la altura alcanzada por la lámina de agua a lo largo de la coronación del modelo, especialmente en los episodios de salpicadura.

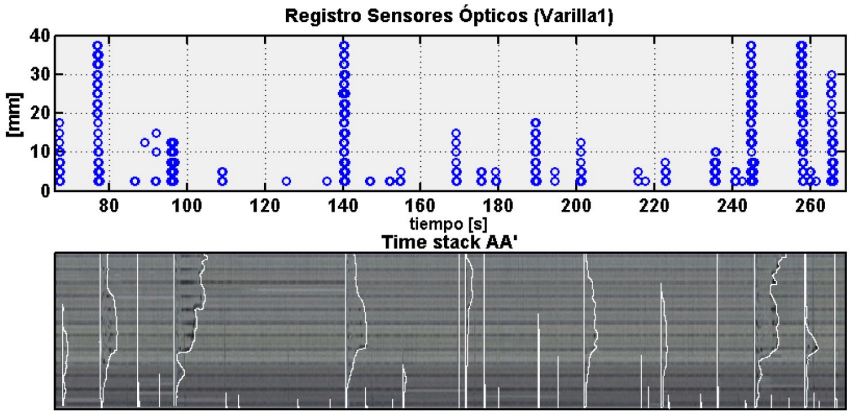


Figura 4. Comparación entre la gráfica "Registro Sensores Ópticos (Varilla1)" y Time stack del ensayo de oleaje irregular. Se muestra cómo se corresponden los registros obtenidos a partir de los dos sistemas instrumentales.

La video-imagen permite registrar la variación de la lámina de agua en el plano vertical cuya traza con la cristalera del canal es la línea AA', y que contiene los píxeles analizados mediante el time stack. En el caso de los sensores ópticos, los registros se han obtenido en la línea vertical en la que está contenida la pletina, por tanto las discordancias mostradas anteriormente se deben a las diferentes alturas que alcanza la lámina de agua a lo largo de la coronación, pues mientras los sensores ópticos registran esta variable en la sección central del modelo, los registros obtenidos a partir de la video-imagen muestran la envolvente de estas alturas.

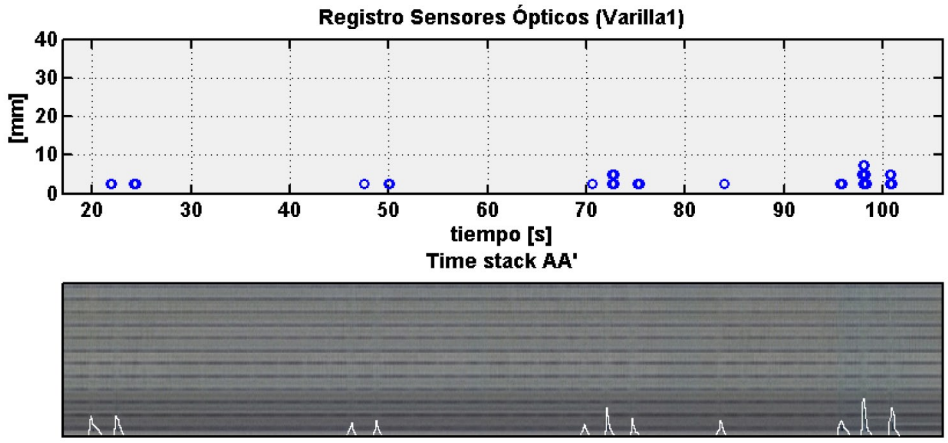


Figura 5. Comparación entre la gráfica "Registro Sensores Ópticos (Varilla1)" y Time stack del ensayo de oleaje regular. Se muestra cómo se corresponden los registros obtenidos a partir de los dos sistemas instrumentales.

Este análisis manifiesta que, para que los resultados tengan un mejor ajuste, es necesario densificar y distribuir los sensores ópticos a lo largo de la coronación, para que, además de identificar los episodios de rebase, sea posible conocer su ditribución espacial.

En la Figura 5 se aprecia mejor una concordancia en los registros de los sensores ópticos y la video-imagen. Esto se debe a que, en los episodios de rebose, la altura de la lámina libre del volumen de agua rebasado es más uniforme a lo largo de la coronación, y por tanto en este caso ambos sistemas instrumentales coinciden en los registros obtenidos.

Los sensores ópticos han permitido además distinguir entre episodios de rebase y rebose como puede apreciarse en la siguiente figura. Tanto en el tiemstack como en los registros de los sensores ópticos, un episodio de rebase se identifica por alcanzar la lámina de agua gran altura, mientras que los episodios de rebose alcanzan menor cota.

La rápida respuesta de los sensores ópticos (1µs) ha permitido valorar cualitativamente el comportamiento de la masa de agua en un episodio de rebase, como puede comprobarse en la gráfica superior izquierda de la Figura 6 en la que se muestran los registros obtenidos por los sensores ópticos en un episodio de rebase de menos de un segundo de duración.

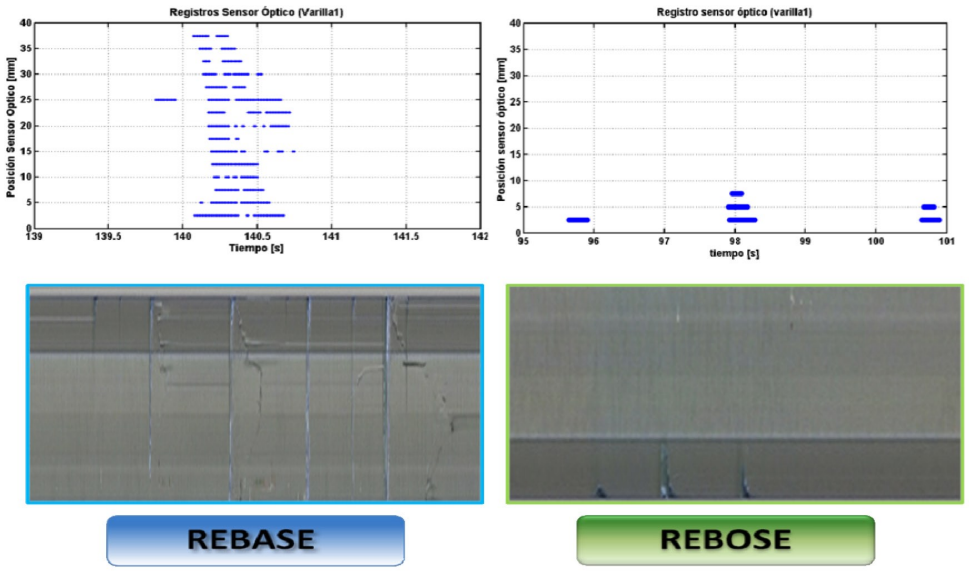


Figura 6. Comparación de los sistemas de monitorización de sensores ópticos y video-imagen en la identificación de un rebase y un rebose respectivamente.

Cuenco de rebase-sensores ópticos

En la Figura 8 se muestran los instantes de tiempo en los que ha sido detectado un episodio de rebase por el cuenco y por los sensores ópticos respectivamente. Se puede apreciar que en los casos en los que el volumen de agua rebasado es lo suficientemente grande (caudales superiores a 2 l/s), ambos sistemas instrumentales detectan el fenómeno. En los casos en los que los volúmenes rebasados son menores el cuenco de rebase no es capaz de detectar el episodio.

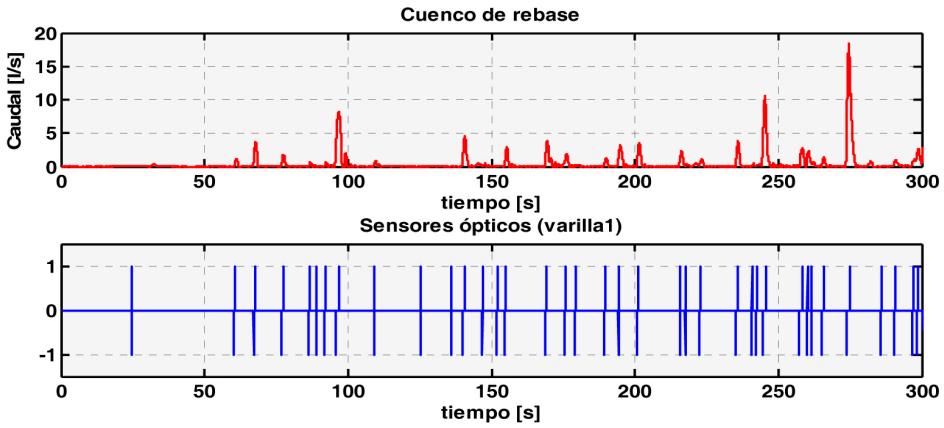


Figura 7. Comparación de los episodios de rebase registrados mediante el cuenco de rebase y los sensores ópticos. Se muestra la diferencia entre el número de eventos identificados por el cuenco de rebase y los sensores ópticos.

Los resultados muestran también el desfase entre los registros dados por los sensores ópticos y el cuenco de rebase, y que se deben al intervalo de tiempo que tarda el agua rebasada en recorrer la rampa y llegar finalmente al cuenco.

CONCLUSIONES

Se ha demostrado la validez de los sensores ópticos como un nuevo sistema instrumental apto para la monitorización del rebase. Todos los sistemas instrumentales empleados durante la realización de los ensayos han sido sincronizados, lo que ha permitido comparar en el dominio del tiempo los registros adquiridos por los diferentes sistemas instrumentales.

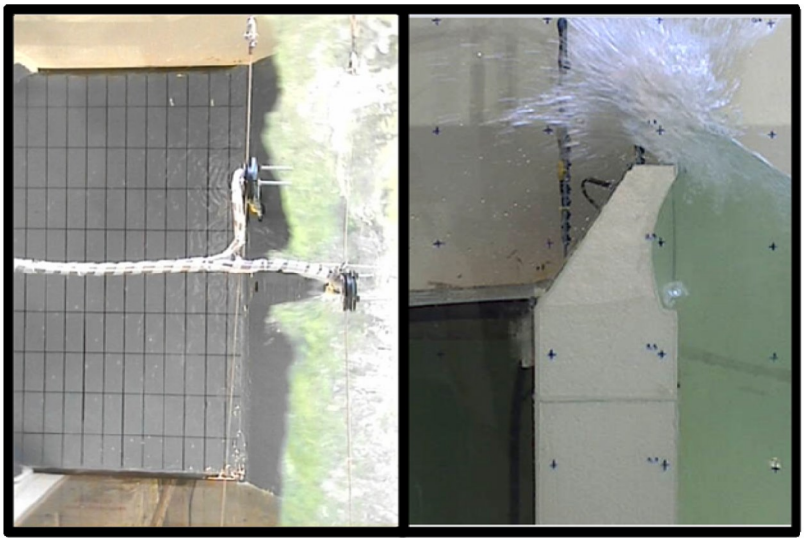


Figura 8. Episodio de rebase durante la realización de los ensayos. Se muestra la disposición de las varillas que contienen los sensores ópticos.

Se han puesto de manifiesto las limitaciones que presentan los cuencos de rebase para la monitorización de estos eventos. La sensibilidad de esta instrumentación depende del sistema de medida empleado (en volumen o en peso). Los sistemas de pesaje son adecuados para pequeños volúmenes de rebase, pero pierden efectividad en la medición de grandes volúmenes ya que se ven muy afectados por las cargas dinámicas que se producen. Por el contrario la sensibilidad de los cuencos de rebase por medición en volumen es inversamente proporcional a las dimensiones de los mismos. Estas características obligan a diseñar un cuenco específico para cada una de las condiciones de generación del ensayo, en función de la distribución de volúmenes rebasados que vayan a tener lugar, y que hará

necesaria la realización de ensayos previos para determinar dicha distribución. Hay que tener presente que las limitaciones anteriores se magnifican al cambiar a escala prototipo, dado que en esta situación el coste de la instrumentación crece de forma exponencial, y no es posible conocer a priori la distribución de volúmenes que se van a registrar, ya que las fórmulas de predicción actuales no son lo suficientemente fiables.

El sistema instrumental propuesto se perfila como una herramienta con un importante potencial para determinar algunas de las principales características intrínsecas de la masa de agua rebasada, además su bajo coste de instalación y su escaso mantenimiento garantizan su aplicabilidad para monitorizaciñon de obras de abrigo en prototipo.

FUTURAS LÍNEAS

El laboratorio de Puertos de la U.P.M. ha iniciado ya los trabajos encaminados a explotar la instrumentación que se ha presentado en este artículo. Para ello se van a monitorizar en laboratorio diferentes tipos de rebases con esta instrumentación con el fin de desarrollar una metodología que permita obtener parámetros intrínsecos de la masa de agua como la densidad, la velocidad del flujo, etc.

En una segunda fase, se empleará la metodología de los sensores ópticos desarrollada previamente para implantar en prototipo el sistema instrumental formado por la video-imagen y los sensores ópticos. Para ello es necesaria una primera etapa en la que se compruebe si la instrumentación propuesta es funcional y operativa en el emplazamiento. En esta línea la Autoridad Portuaria de Barcelona ya ha situado en el Dique Sur un primer grupo de sensores ópticos, con el fin de comprobar su fiabilidad y funcionalidad frente a los agentes bioquímicos y de explotación a los que estarán expuestos. Dada la amplia distribución espacial del rebase, esta segunda fase del proyecto se centrará en el desarrollo de la metodología necesaria para la monitorización de rebase a partir de la video-imagen. Finalmente esta etapa concluirá con la integración del sistema instrumental en la red de monitorización de Puertos del Estado. Los objetivos de esta fase son por tanto la verificación de la funcionalidad del sistema instrumental, la monitorización en tiempo real de los episodios de rebase y la caracterización de estos fenómenos en prototipo.



Figura 9. Esquema de las distintas fases que forman parte de los futuros trabajos y líneas de investigación.

Finalmente, se emplearán los registros obtenidos a partir del sistema instrumental desarrollado en las fases anteriores para cuantificar los riesgos derivados del rebase en las distintas áreas del puerto afectadas por este fenómeno. Para ello se recogerá esta información de forma sintética en **mapas de riesgo**, en los que se asignará a las distintas zonas de explotación portuaria, distintos niveles de riesgo en función del tipo de actividad, y la probabilidad de ocurrencia de un evento de rebase superior al umbral establecido para cada actividad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la subdirección de I+D de Puertos del Estado por la financiación y colaboración recibidas, especialmente a José Damián López por la implicación directa que ha tenido durante toda la realización de los ensayos, y a Ignacio Rodríguez Arévalo por el impulso que ha dado a este proyecto.

REFERENCIAS

Die Küste, (2007). *EurOtop, Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures*. 178 páginas.

Briganti R., Bellotti G., Franco L ,De Rouck J., Geeraerts J., (2005) *Field measurements of wave overtopping at the rubble mound breakwater of Rome - Ostia yacht harbour*. Elsevier Science BV, Coastal Engineering. 52 (12) pp 1155-1174

De Rouck J., Van de Walle B., Troch P., Van der Meer J., Van Damme L., Medina J., Willems M., Frigaard P., (2007) *"Wave run-up on the Zeebrugge rubble mound breakwater : full scale measurement results versus laboratory results"*. Journal of Coastal Research. 23 (3) pp 584-591

Gómez R., Molina R., C. Castillo 2010 *"Use of multivariated parameter analysis and video imagery techniques for the definition of 3-D maps of vulnerability"*. Proceedings International Conference on Coastal Engineering.

Molina, R. (2005). *"Métodos para el diseño y la monitorización de estructuras marítimas en ensayos a escala reducida en tanques de oleaje multidireccional"*. Series Monográficas. Universidad de Granada.

Puertos del Estado, 2001. *"Recomendaciones para Obras Marítimas 0.0. Parte I"*. 220 páginas.

Pullen, T., Allsop, W., Bruce, T., Geeraerts, J., 2003. *"Violent wave overtopping – CLASH field measurements at Samphire Hoe"*. Proc. Conf. Coastal Structures, Portland, Oregon, USA, pp. 469-480.

Troch P., Geeraerts J., Van de Walle B., De Rouck J., Van Damme L., Allsop N.W.H., Franco L., (2004), "*Full scale wave overtopping measurements on the Zeebrugge rubble mound breakwater"*, Coastal Engineering. 51(7) pp 609-628

2.6 DRAGADOS

2.6.1. DRAGADOS PORTUARIOS DE ELEVADO RENDIMIENTO EN EL PUERTO DE TARRAGONA

M. Roset[1], C. Rodríguez de Medina[1], J. Castañé[1], J. Ainchil[1]

1. FCC Construcción, C/.Balmes, 36 08007 Barcelona. MRosetR@fcc.es
1. FCC Construcción, C/.Balmes, 36 08007 Barcelona. CRodriguezMC@fcc.es
1. FCC Construcción, C/.Balmes, 36 08007 Barcelona. JCastañe@fcc.es
1. FCC Construcción, C/.Balmes, 36 08007 Barcelona. JAinchil@fcc.es

INTRODUCCIÓN

La prolongación del actual perímetro del Muelle de la Química en el Puerto de Tarragona se realiza con cajones de hormigón armado. Esta ampliación consiste en la construcción de tres alineaciones, las situadas frente al Muelle de Cataluña: 500 metros, al Muelle de Andalucía: 375 metros y la contigua al río Francolí: 275 metros.

Todas las instalaciones que actualmente existen en el atraque nº 4 serán reubicadas en su nueva situación: tuberías, brazos de carga, sistemas eléctricos, sistemas contraincendios, sistemas de comunicaciones, alumbrados.

La explanada que resulta en el trasdós de los cajones presenta una superficie total de unas 19 hectáreas. Esta explanada se consigue mediante el vertido de un relleno general formado por los productos procedentes del dragado en dársena. Previamente a la ejecución del vertido en la zona próxima a los muelles, deberá haberse procedido a vertido de pedraplén de cantera en el trasdós de los cajones. El volumen total dragado, unos 2.000.000 m^3, será destinado al relleno de la explanada y para el relleno de las celdas de los cajones.

EQUIPO DE DRAGADO

La draga cortadora de succión que se ha empleado es la "Zheng He", fabricada en los astilleros Uljanik Brodogradiliste de Pula (Croacia). Con una eslora de 138.5 m, manga de 26.0 m y calado de 5.50 m, es capaz de dragar hasta los 35 metros de profundidad empleando tubería de 900 mm. Su potencia instalada en diesel la convierte en la segunda del mundo con 23.520 KW totales de los cuales 7.000 corresponden a los grupos de corte y 14.250 Kw a los de bombeo, siendo los restantes dedicados a propulsión y operativa. Puede desplazarse a 13 nudos y tiene una tripulación de 46 personas.

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Geológicamente, la zona de entre el Garraf y el cabo de Salou, es una zona donde el prisma litoral se encuentra bien desarrollado pero, concretamente, en la zona del puerto de Tarragona el río Francolí carece de un prodelta bien diferenciado, cosa que probablemente se debe a la influencia del mismo puerto sobre la dinámica litoral.

Los depósitos que encontramos en primera instancia pueden considerarse como una mezcla de gravas, arenas, limos y arcillas con distintos grados de consolidación, formando un sistema de lentejones superpuestos e intercalados. Esta variación litológica se debe a los diferentes comportamientos que se dan en este tipo de medios de sedimentación.

Se distinguieron los siguientes niveles:

Nivel A: Nivel compuesto por fangos de lecho marino que principalmente los

constituyen unas arcillas, con intercalaciones puntuales de limos y gravas, de tonalidad gris oscuro, con algo de materia orgánica. Con densidad muy floja (aspecto fangoso), suele dar problemas en la recuperación de la muestra.

El techo del nivel, coincidiendo con el espesor de la lámina de agua (calado), se detecta entre la cota -16,70 m. y -21,40 m. Por lo que se refiere a la base del nivel, el contacto con el nivel subyacente se localiza entre las cotas -16,80 m. y la -23.50 m.

Nivel B: Nivel de gravas arenosas (de media a gruesas), bien graduadas, con intercalaciones de niveles limos arcillosos de color marrón con algo de pasadas de arena fina, de aspecto seco. Presencia de bolos. Las gravas y bolos son muy heterogéneas de naturalezas muy diferentes, y la matriz de estas gravas es arenosa con algo de limos y arcillas. Los colores de las gravas y bolos son variables pero en conjunto adquieren una tonalidad marrón grisácea. En conjunto presenta una densidad media-alta.

Nivel C: Nivel cohesivo de arcillas margosas-margas, de color marrón claro amarillento (ocre) y rojizo, de plasticidad de media a alta y resistencia dura. Presenta intercalaciones de niveles de arena fina limosa con algo de arcilla y trazas de gravas, de color marrón grisáceo con un tono amarillento. Presencia de nódulos carbonáticos. El grado de mitificación hace que en algunos tramos se haya considerado como una roca blanda, con un RQD entre 62-100% (calidad buena-muy buena)

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

La elección del equipo de dragado se realizó considerando la necesidad de dragar la roca blanda detectada como nivel C. A fin de realizar el relleno portuario de destino del dragado de una forma suficiente se definieron recintos de llenado tipo celdas donde se situaban las tuberías metálicas que, conectadas a la tubería flotante realizaba el vertido propiamente dicho. Completaban los medios marítimos dos retroexcavadoras giratorias sobre cadenas tipo Caterpillar C-245 y dos placas cargadoras tipo ……., a fin de poder repartir la ingente cantidad de material bombeado.

Los rendimientos a pleno funcionamiento han sido de 65.000 m^3/día en tramos de 24 horas, registrándose puntas de 87.000 m^3/día.



Figura 1. Vista aérea zona de relleno



Figura 2. Draga "Zheng He"

2.6.2. ESTUDIO INTEGRAL DE LAS AFECCIONES DERIVADAS DE LA EJECUCIÓN DE UN DRAGADO APLICACIÓN AL PROYECTO DE LA BASE NAVAL DE ROTA

V. Jankovic[1], R. Molina[1,2], N. Medina[1], P. Pery[1,2]

1. Técnica y Proyectos S.A. TYPSA, División de Puertos y Costas, c/ Gomera 9, San Sebastián de los Reyes, 28703 Madrid. vjankovic@typsa.es nmedina@typsa.es
2. Laboratorio de Puertos. Cátedra Pablo Bueno, UPM Calle del Profesor Aranguren s/n, 28040 Madrid. rmolina@upm.es ppery@upm.es

INTRODUCCIÓN

Los dragados en el canal de entrada a un puerto pueden modificar el comportamiento del oleaje en su dirección y en su amplitud, como provocar una profunda modificación en la distribución espacial de energía.

En el año 2007, NAVFAC EURSWA adjudicó a TYPSA el proyecto 'Dragado de la dársena y canal en la Base Naval de Rota', un proyecto promovido por la OTAN y gestionado por NAVFAC EURSWA por solicitud del Ministerio de Defensa de España.



Figura 1. Vista aérea de la Base Naval de Rota

A raíz de este proyecto, se planteó la necesidad de realizar un estudio integral de las afecciones derivadas de ejecución de dragado, mediante modelización numérica y física.

En el presente artículo se describe la metodología utilizada en el estudio y se exponen las principales conclusiones, sin entrar en la caracterización numérica, debido a la confidencialidad que requiere el objetivo final de este estudio, que es la operatividad y la planificación de obras del puerto de la Base Naval.

OBJETIVO DEL ESTUDIO

La Bahía de Cádiz está situada en el lado occidental del estrecho de Gibraltar, al sur del Río Guadalquivir. Como se puede ver en la figura 2, la bahía está dividida en dos partes, la bahía exterior, bañada por aguas atlánticas, y la bahía interior, rodeada en su totalidad por tierra emergida salvo en su unión con la bahía exterior a través del Estrecho de Puntales.

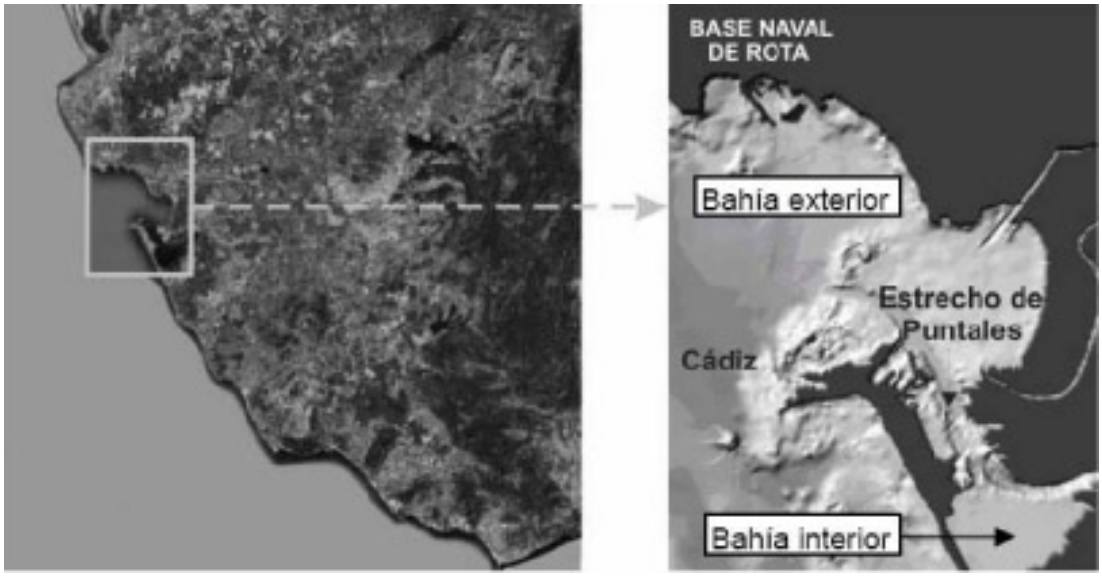


Figura 2. Esquema de situación de la zona de estudio

La Base Naval de Rota está situada al Norte de la bahía exterior, lo que hace que se vea afectada tanto por los oleajes incidentes a la bahía, como por las corrientes de llenado y vaciado de marea del saco interior de la bahía.

Los objetivos principales de este trabajo son: la evaluación del impacto que tienen las obras de dragado sobre la operatividad del puerto de la Base Naval; la evaluación de la durabilidad de las obras; la estimación de la frecuencia de posibles dragados de mantenimiento; y la planificación de eventuales obras futuras en el puerto.

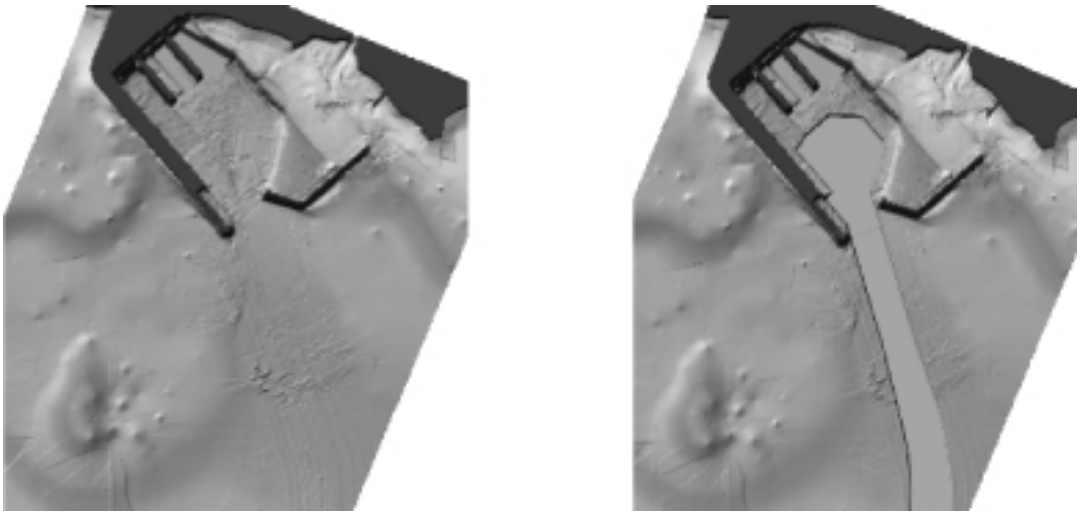


Figura 3. Modelo de la batimetría de estudio, antes y después del dragado

METODOLOGÍA

En un primer paso se caracterizó el clima marítimo local de la zona de estudio por medio de la propagación espectral del oleaje en aguas profundas registrado por la instrumentación de Puertos del Estado. Para este estudio se han utilizado dos modelos numéricos espectrales: el STWAVE y el SWAN, para obtener los distintos escenarios climáticos y su probabilidad asociada, así como comparar los resultados obtenidos por ambos modelos.

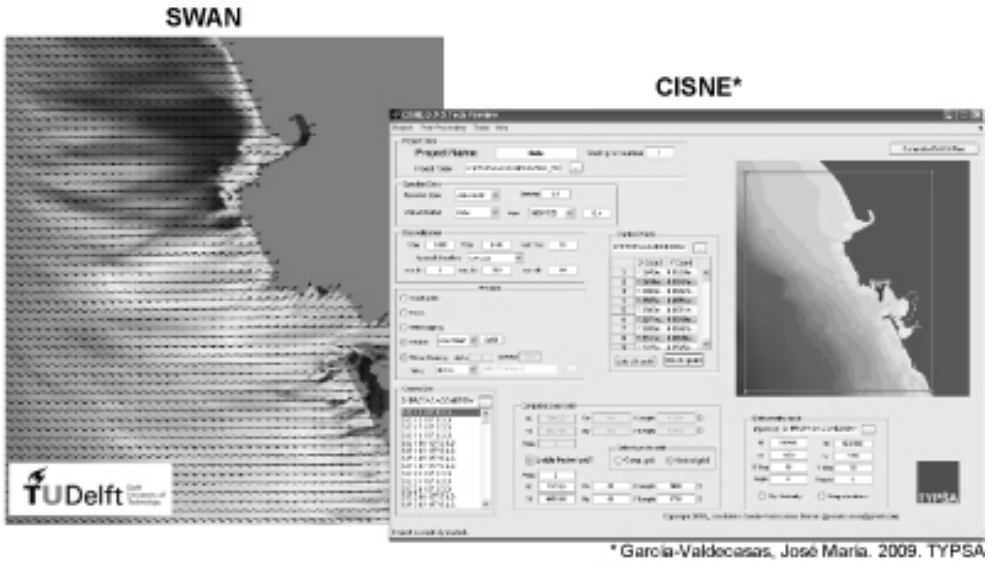


Figura 4. Propagación con el modelo SWAN a través de la herramienta CISNE

El modelo STWAVE ha sido desarrollado por U.S. Army Corps of Engineers, y el modelo SWAN por la Universidad de Delft en Holanda.

El proyecto CISNE (Cisne Is a SwaN Environment), desarrollado en TYPSA por José María García-Valdecasas, surgió como una interfaz gráfica diseñada en el entorno de programación Matlab para la generación de propagaciones de escenarios climáticos utilizando el modelo numérico SWAN de manera gráfica amigable. Actualmente, el proyecto ha crecido hasta convertirse en un paquete de herramientas de análisis del clima marítimo.

En la siguiente fase del estudio se han analizado las transformaciones del oleaje, tanto en el canal (modelo elíptico MSP - CGWAVE), como en la dársena (modelo Boussinesq BOUSS2D).

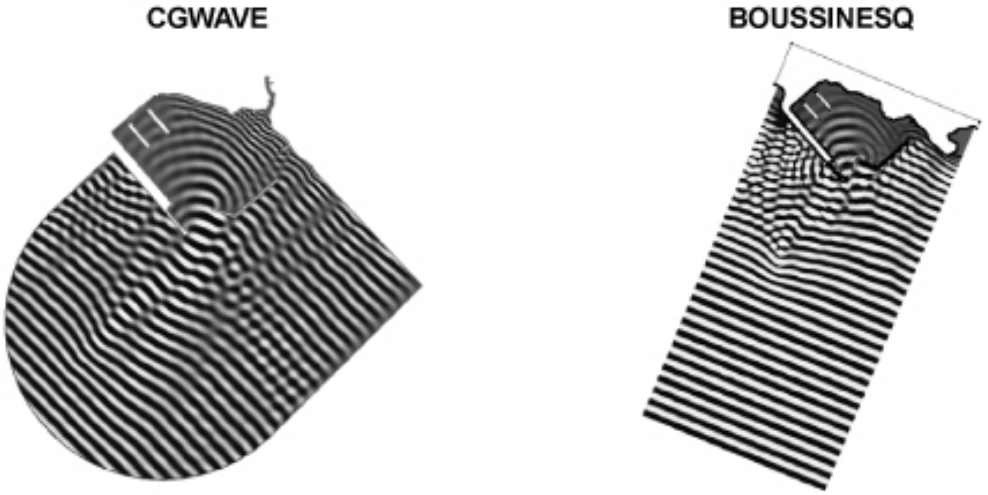


Figura 5. Ejemplos de propagación con modelos CGWAVE y Boussinesq

Los dos modelos han sido desarrollados para U.S. Corps of Engineers y están integrados en el paquete de herramientas SMS.

El oleaje a propagar con estos modelos se obtiene de las propagaciones realizadas con el modelo SWAN, desde profundidades indefinidas hasta los puntos de control que coinciden con nuevos contornos de generación.

Los resultados de estas propagaciones son los coeficientes de agitación en varias áreas de estudio que sirven de referencia para el estudio final de operatividad.

La calibración de los modelos se realizó a través de una campaña de campo que permitió obtener registros de oleaje y corrientes con dos perfiladores de corrientes Doppler de tipo AWAC con módulo AST para el registro del oleaje, situados en el canal de entrada y en la bocana de la Base Naval.



Figura 6. Localización de los perfiladores AWAC

Los sensores, colocados en el fondo marino sobre un trípode, recogieron datos de corrientes y oleaje durante un mes.



Figura 7. Detalle de la colocación de un perfilador AWAC

Los datos de oleaje se han comparado con los datos registrados por la boya de la red exterior de Puertos del Estado. Durante el mes de la recogida de los datos se han registrado cinco temporales con altura significante superior a dos metros.

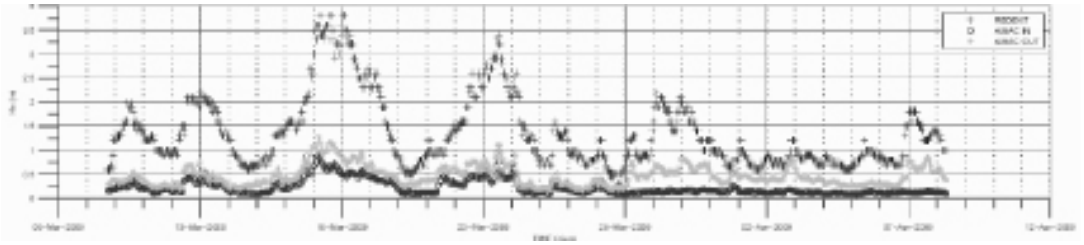


Figura 8. Comparación de registros de oleaje exterior y de dos instrumentos AWAC

En la fase siguiente, con el fin de evaluar la respuesta hidrodinámica en el área de estudio, se han modelizado las corrientes inducidas por las mareas, los vientos y el oleaje.

Las simulaciones se han hecho con el modelo MOHID, desarrollado en el Instituto Superior Técnico de la Universidad Técnica de Lisboa y con SMC – Sistema de Modelado Costero, desarrollado por la Universidad de Cantabria para la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente.

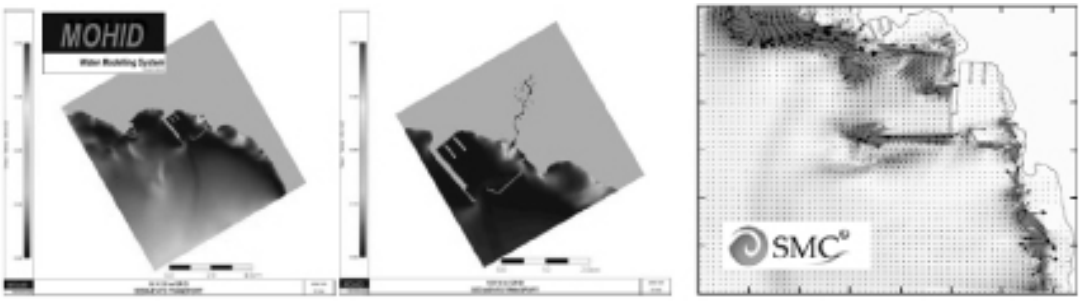


Figura 9. Salidas gráficas de MOHID y SMC

Por medio de modelos sencillos se ha evaluado el potencial de transporte de sedimentos en el área de dragado, identificando las zonas de erosión y deposición, estudiando la estabilidad de secciones tipo de dragado y estableciendo probabilidades de presencia de estados de mar capaces de producir cambios en la geometría de obras de dragado.

El estudio se completó con el análisis de onda larga en la Bahía de Cádiz y con más detalle en el interior de la dársena de la Base Naval, tanto desde una perspectiva numérica como mediante modelización física.

En CGWAVE se han simulado propagaciones de oleaje con períodos entre 30 y 301 s. El amplio número de simulaciones ha permitido confirmar los períodos resonantes ya detectados en la Bahía de Cádiz y detectar nuevos períodos en la Base Naval.

El modelo físico ha sido realizado en el tanque 3D del Laboratorio de Puertos de la Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Madrid, a través del convenio de colaboración entre la UPM y TYPSA.

El tanque está equipado con un sistema de generación multidireccional de HR Wallingford y un sistema de disipación de oleaje, fabricado en material plástico de porosidad controlada.

La escala del modelo ha sido adaptada a las dimensiones del tanque y a los requerimientos necesarios para la correcta observación de los fenómenos de onda larga, resultando en una proporción distorsionada: H=1:300, V=1:80.

Las piezas del modelo de poliestireno expandido han sido talladas en la fresadora numérica de tres ejes de alta velocidad, siguiendo una forma matricial preparada con modelos digitales del terreno, lo que ha permitido ajustar las diferentes configuraciones cambiando un número limitado de piezas.

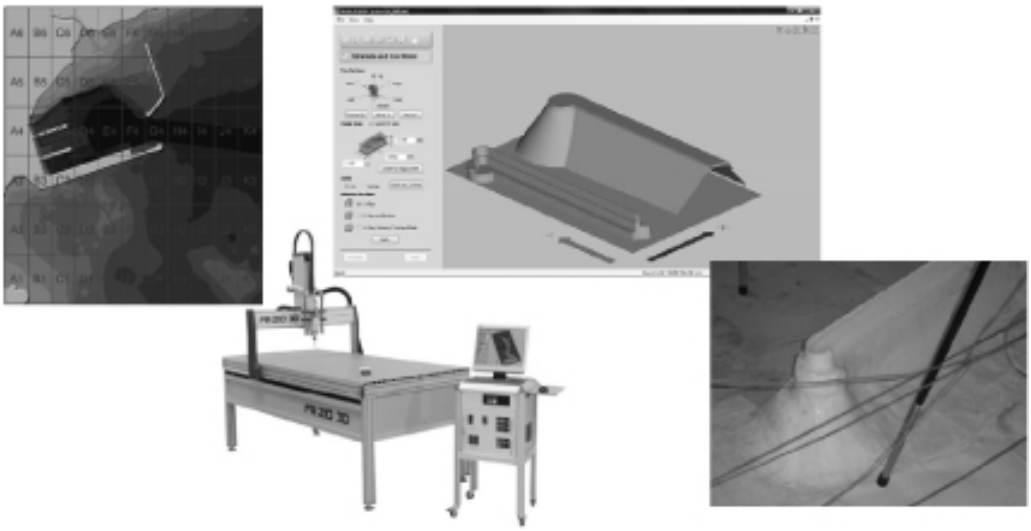


Figura 10. Producción de piezas para el modelo físico

Una vez integradas las piezas en el tanque 3D y fijadas a su base con espuma adhesiva, el modelo se revestía con una tela de fibra de vidrio y la resina epoxi.



Figura 11. Detalle de la preparación del modelo físico

Se han ensayado dos orientaciones del puerto con cuatro configuraciones distintas cada una. Durante todo el período de ensayos se han transmitido en directo por internet las imágenes de vídeo de sistema ZEUS.



Figura 12. Modelo físico durante ensayos

Una vez completado el estudio integral, se ha analizado tanto la operatividad de las líneas de atraque, como de las áreas de navegación interior y del canal de entrada, siguiendo el esquema metodológico propuesto por la ROM 0.0 (2001).

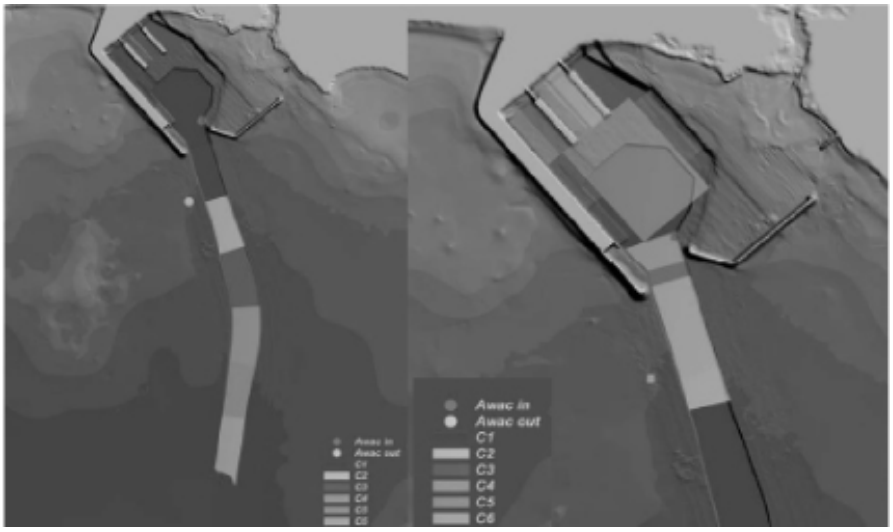


Figura 13. Áreas de operatividad estudiadas

Para cada área se han establecido los umbrales operativos de la agitación y se han cuantificado las probabilidades de ocurrencia de episodios en que los mismos se ven superados.

Se ha determinado también la probabilidad de ocurrencia de estados de mar que pueden modificar la batimetría en la zona dragada.

Estas probabilidades se traducen en tiempo de inoperatividad para cada área estudiada.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

A continuación se enumeran las principales conclusiones del estudio integral, desde un punto de vista cualitativo.

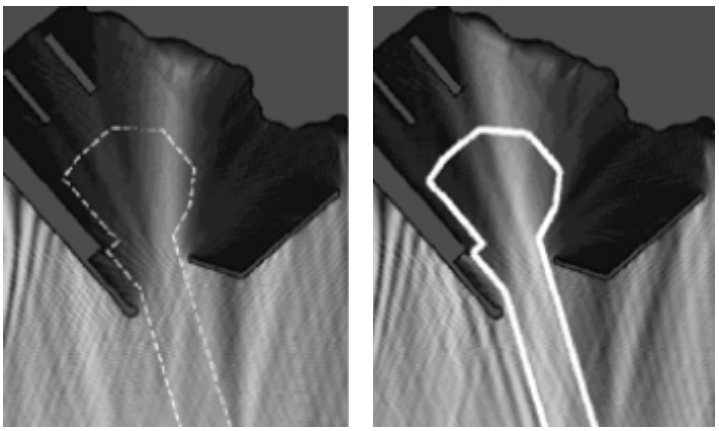
Cualquier cambio en la configuración del puerto, como también los cambios abruptos de la profundidad producidos por las obras de dragado, afectan a la operatividad en las áreas específicas del puerto.

Para los oleajes provenientes de los sectores SSW y S se ha apreciado un efecto de canalización energética en el puerto de la Base Naval, a través del canal de entrada. Ese efecto no se recoge para el resto de sectores en los que el oleaje progresa perpendicularmente o con gran oblicuidad respecto a la traza del canal.

El efecto de canalización de la energía en el interior del puerto se puede observar en la siguiente figura.

Figura 14. Ejemplo de canalización de energía

Fase 1 (sin dragado)



Fase 2 (con dragado)

Es fundamental señalar que la actividad erosiva y deposicional está presente en la Bahía de Cádiz en todo momento.

Los resultados de la modelización numérica indican que entre dos y tres metros de altura de ola comienza una actividad de erosión-deposición importante en la bahía.

La hidrodinámica intermareal es una constante semidiurna, que por un lado genera erosión y por otro lado transporte, apoyando el desplazamiento de partículas puestas en movimiento por el oleaje.

La erosión se concentra principalmente en las zonas de rompiente. El inicio de movimiento para la profundidad de dragado del canal se produce en torno a un metro de altura de ola.

En la siguiente figura se muestran los resultados de una simulación simplificada con propagación perpendicular al canal. En la sección dragada se puede observar lan erosión en la cresta del primer talud y la consecuente acreción en el pie de ambos taludes.

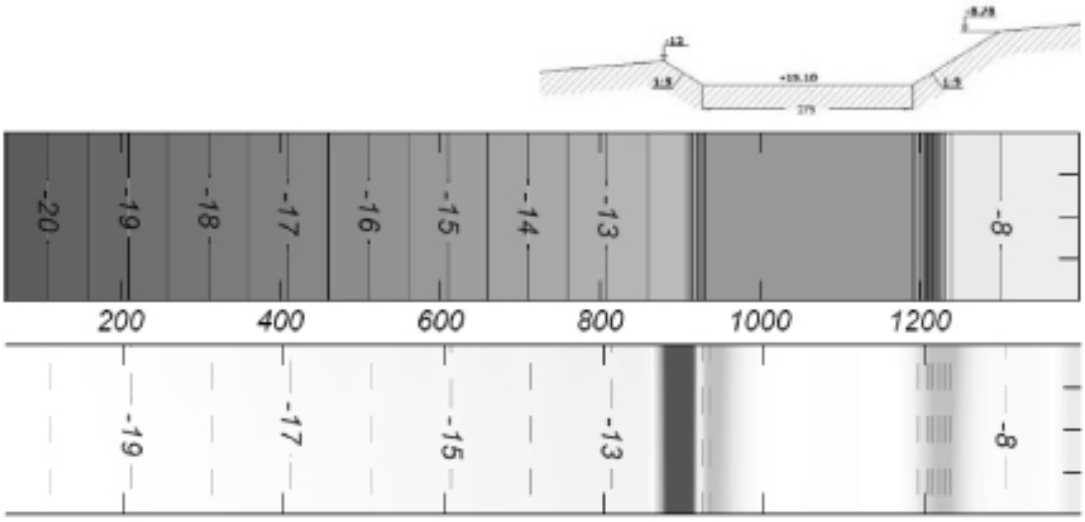


Figura 15. Ejemplo de los cambios morfodinámicos del canal dragado

El fenómeno de resonancia debido a la acción de ondas largas afecta mucho a la operatividad del puerto, pero no hay datos estadísticos suficientes para determinar su probabilidad de ocurrencia.

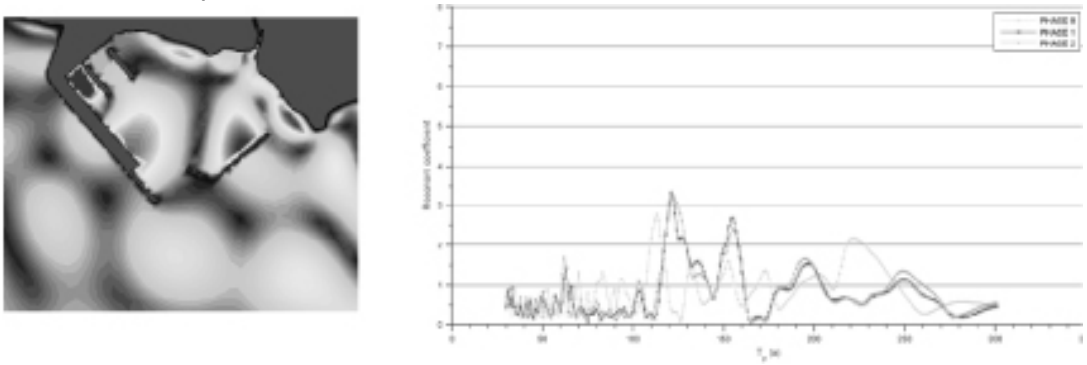


Figura 16. Frecuencias resonantes en un punto

En el estudio de onda larga se han detectado nuevos picos de resonancia y fueron confirmados los periodos ya detectados en otros estudios de la Bahía de Cádiz.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al resto del equipo de trabajo (Rafael Ramos, Jose María García-Valdecasas, Laura Ruíz, Melva Martín, Henry Alfaro, Dolores Murillo y Alberto Gómez de TYPSA y Miguel Cabrerizo, Rebeca Gómez, Clara Matutano, Alberto Llana, Patricia Torres, Numa Pompilio Torres, Samir Awad y Elena Reig del Laboratorio de Puertos de la ETSI Caminos C y P de UPM) por su entrega incondicional y dedicación, y a NAVFAC EUROPE & SOUTHWEST ASIA, especialmente a Daniel Musiker y a Jose Hernández, por autorizar la publicación de los resultados del estudio, así como por toda la colaboración recibida durante la realización del mismo.

REFERENCIAS

Puertos del Estado, 2001. Recomendaciones para Obras Marítimas 0.0, Parte I.
Puertos del Estado, 2009. Recomendaciones para Obras Marítimas 1.0.
Sánchez Luzón, O. M., 2001. Oscilaciones del mar en la Bahía de Cádiz en un episodio del "Mar de Leva", Series monográficas. Grupo de Puertos y Costas, Universidad de Granada.
GIOC, Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas (2000). Sistema de Modelado Costero, SMC. Manual de referencia y del usuario, Universidad de Cantabria y Dirección General de Costas, Ministerio de Medio Ambiente.

2.6.3. OBRAS DE MEJORA DE CALADO DEL MUELLE DE RIBERA II EN EL PUERTO DE MELILLA

S. Povedano[1], A.Corredor[1], J.M.Paramio[2]

1. SATO (Grupo OHL), Pº de la Castellana 259-D-8º, "Torre Espacio", 28046 MADRID
povedano@ohl.es, acorred@ohl.es
2. Autoridad .Portuaria de Melilla, Avenida Marina Española 4, 52001 MELILLA
jmparamio@puertomelilla.es

INTRODUCCIÓN

En diciembre de 2007 fueron adjudicadas por parte de la Autoridad Portuaria de Melilla las obras correspondientes al proyecto constructivo denominado "Mejora de Calado del Muelle de Ribera II en el Puerto de Melilla". SATO fue la empresa adjudicataria de las mismas. En el siguiente documento se pretende dar una visión de los trabajos que se realizaron y de los condicionantes principales que influyeron en la ejecución de las obras.

Antecedentes y emplazamiento

En los últimos años la A.P. de Melilla está realizando un gran esfuerzo en desarrollar las infraestructuras relacionadas con el tráfico de pasajeros. Dentro de este desarrollo se encuentran enmarcadas la construcción de la nueva terminal de pasajeros y la ampliación de los muelles de Ribera I y II, éste último objeto del presente artículo.

La Ciudad Autónoma de Melilla se encuentra situada en el noroeste del continente africano, frente a las costas de Granada y Almería, junto al mar de Alborán. La ciudad y sus territorios se extienden sobre una superficie de 12,5 km2, colindando toda ella con Marruecos y llegando hasta a compartir la bocana con el Puerto de Nador (véase Figura 1).

Debido a la singular situación geográfica surgieron los primeros inconvenientes derivados de los problemas logísticos y de suministro, tanto de maquinaria como de materiales.



Figura 1. Vista aérea de los puertos de Melilla y Nador.

La obra ejecutada por SATO es el aumento de calado en el Muelle de Ribera II. La situación previa del muelle consistía en una alineación de aproximadamente 230 m de longitud, que se puede dividir en tres tramos diferenciados (véase Figura 2):

- *Tramo 1*, de 150 m de longitud, formado por un muelle de gravedad con bloques de hormigón cimentados a cota variable desde la cota -5.
- *Tramo 2*, de 50 m de longitud, formado por cajones de hormigón cimentados a la cota -9.
- *Tramo 3*, de 30 m de longitud, formado por un muelle de gravedad con bloques de hormigón y colindante con la rampa ro-ro existente en el muelle de cajones perpendicular.



Figura 2. Situación previa zona de actuación

DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

El diseño de proyecto consiste en el aumento de calado del muelle de Ribera, por medio del adelantamiento de éste mediante un tablero pilotado, además de la ejecución de un dragado hasta la cota -8m. El proyecto estructura la zona de actuación en 4 módulos diferenciados (véase Figura 3).

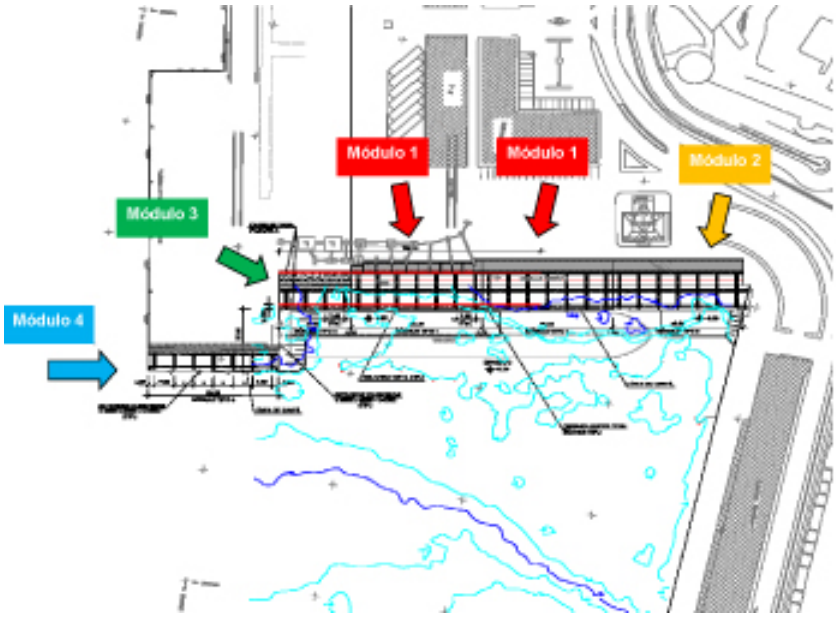


Figura 3. Planta general

Los cuatro módulos se pueden dividir, a grandes rasgos, en dos secciones tipo características:

- *Sección tipo 1*: correspondiente a los módulos 1 y 2. En este caso, el tablero pilotado está formado por tres filas de pilotes (ejecutados in situ) de Ø1,20 m, dos de ellas por delante del cantil, adelantando la línea actual en 10,9 m. La tercera línea de pilotes se sitúa en el trasdós, junto con un estribo apoyado para la losa de transición, para lo que era necesario desmontar la parte superior del muelle actual (véase Figura 4). Para finalizar se añadía una cuña de escollera de protección por delante del muelle existente para incrementar la estabilidad del conjunto.

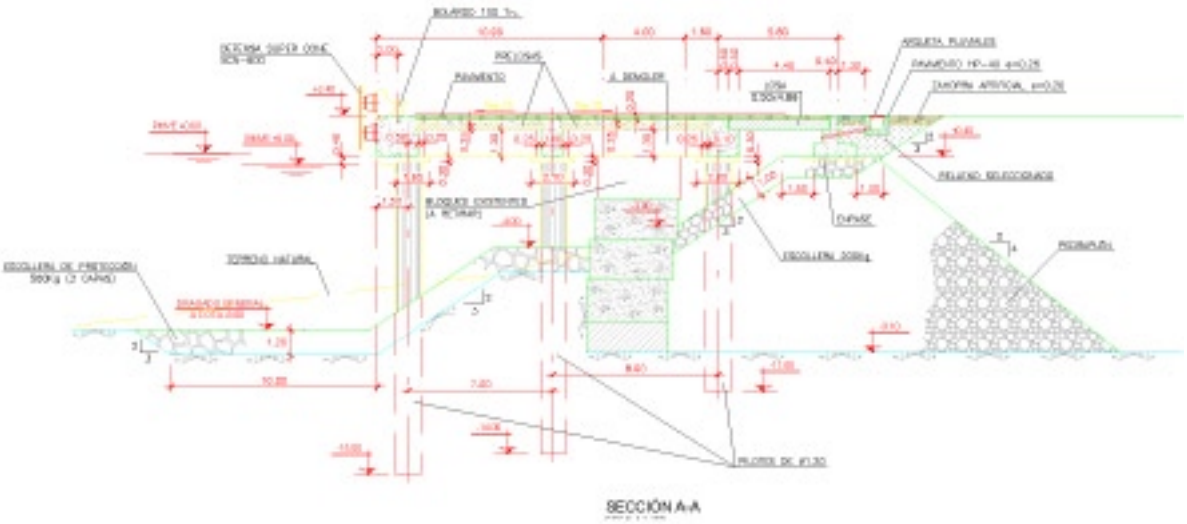


Figura 4. Sección tipo 1(Módulos 1 y 2)

- Sección tipo 2: correspondiente a los módulos 3 y 4. En este caso, el tablero está formado por dos filas de pilotes (ejecutados in situ) de Ø1,20 m situados por delante del cantil. En el caso del módulo 3, se adelanta éste, la longitud suficiente para mantener la alineación con los módulos 1 y 2, y en el caso del módulo 4 se adelanta la línea actual en 9 m (véase Figura 5).

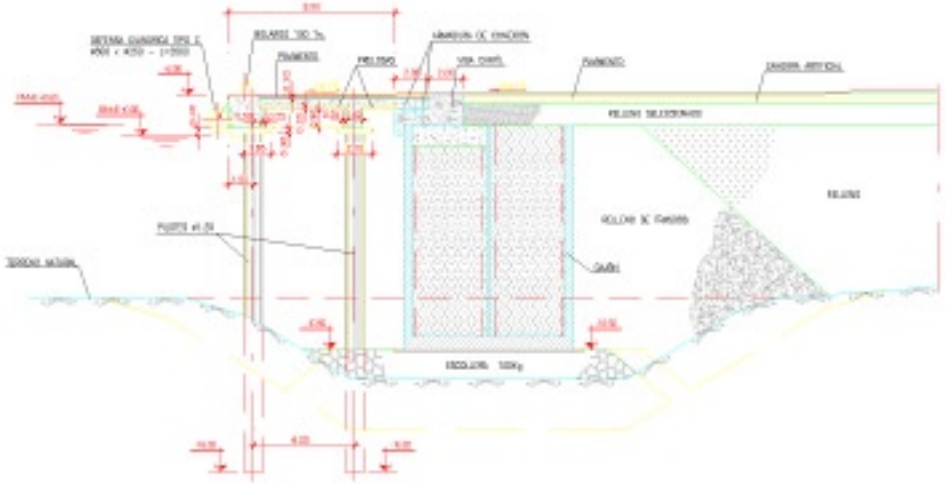


Figura 5. Sección tipo 2 (Módulos 3 y 4)

La cota de cimentación de los pilotes es variable desde la cota -11 hasta la -16,50 dependiendo de la profundidad y resistencia del terreno existente.

EJECUCIÓN DE LAS OBRAS (I)

Dragado

Para dar servicio a la flota de proyecto en la actual dársena, se proyectó la ejecución de un dragado en el interior de ésta hasta la cota -8. La superficie total de dragado era de aproximadamente 5.000 m^3, y el material a dragar estaba compuesto por una mezcla de arenas bioclásticas y de calizas de gran dureza.

El equipo utilizado por SATO para la ejecución del dragado estaba formado por la draga de cortador SATO Carolina y el gánguil SATO Tenerife, que cuenta con una capacidad de cántara de aproximadamente 800 m^3.

Las primeras dificultades aparecieron como consecuencia de la dureza de los materiales previstos para el dragado, formado por una caliza de gran dureza que la draga era incapaz de cortar manteniendo unos rendimientos adecuados. Esta situación obligó a que se recurriera al uso de explosivos para la ejecución del dragado (véase Figura 6). Este imprevisto supuso un retraso en la obra, debido a las gestiones necesarias para el manejo del explosivo en Melilla y las dificultades para su transporte desde la península.



Figura 6. Voladura submarina

Ejecución de pilotes

Los pilotes a ejecutar, según proyecto, tenían un Ø1,20 m, y una longitud variable dependiendo del módulo tipo, de la profundidad y de la resistencia del terreno.

Para la ejecución de la línea de pilotes más próxima al cantil existente, se empleó una grúa de 100 t y se llevaron a cabo desde tierra. Por el contrario, para ejecutar la alineación más exterior se montó la grúa sobre la pontona SATO Emilita y se realizaron desde mar.

Los pilotes se ejecutaban por medio de una camisa recuperable, ésta se hincada por medio de un vibrohincador. Posteriormente se excavaba en su interior mediante una cuchara bivalva, se introducía la armadura y la camisa perdida, y finalmente se hormigonaba el pilote.

Al ejecutarse la línea posterior de pilotes (en el trasdós del muelle) surgieron graves dificultades para la hinca de las camisas debido a la aparición de bloques de basalto de gran tamaño en el trasdós, lo que ocasionaba un retraso en la ejecución incompatible con la terminación de la obra en plazo.

Como consecuencia, fue necesario revisar el diseño de la obra para los módulos 1 y 2, proponiendo la oficina técnica de SATO una solución que permitiera la ejecución de la obra en los plazos comprometidos.

SOLUCIÓN ALTERNATIVA

Descripción de la solución

La solución alternativa consistía en la sustitución de los pilotes de la fila intermedia y la trasera por unos micropilotes ejecutados a través de los bloques de hormigón del muelle actual. Adicionalmente reducíamos el espaciado entre vigas transversales a la alineación del cantil a 6m.

Desde la coronación del muelle actual se ejecutarían 2 micropilotes con una inclinación de 14º hacia el cantil y otros dos micropilotes inclinados 11º hacia el trasdós del muelle en cada una de las intersecciones de las vigas transversales con el mismo. La solución se completaba con la adición de una cuña de escollera en el exterior del muelle antiguo, de forma que se estabilizaba el muro al tiempo que se produce una mejora de las condiciones de agitación (véase Figura 7).

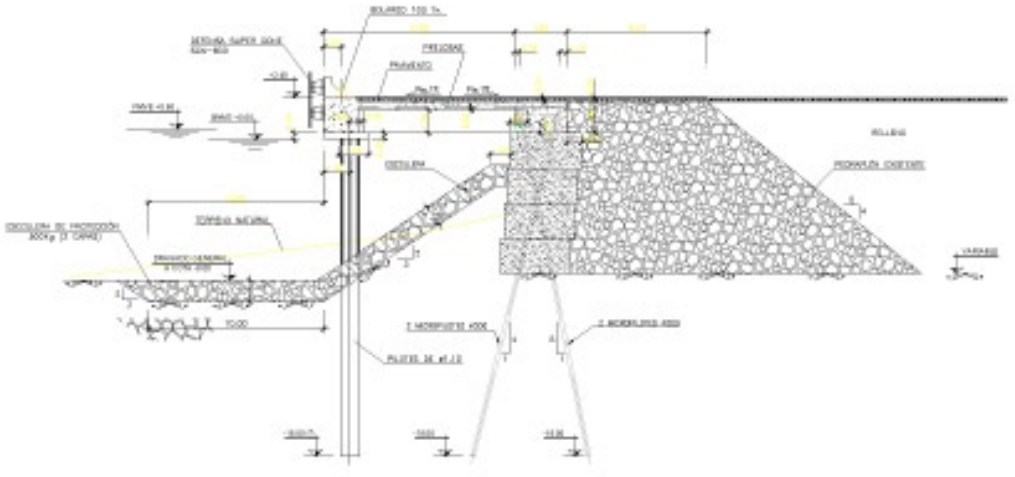


Figura 7. Sección tipo solución alternativa

Modelo de cálculo

Para comprobar la estabilidad de la solución la Oficina Técnica de SATO, junto con los servicios técnicos de OHL, desarrollaron un modelo de elementos finitos mediante el programa Plaxis en el que se tenía en cuenta la interacción del terreno con la estructura y se aseguraba la estabilidad y compatibilidad de los movimientos del muelle con la nueva plataforma pilotada (véase Figura 8).

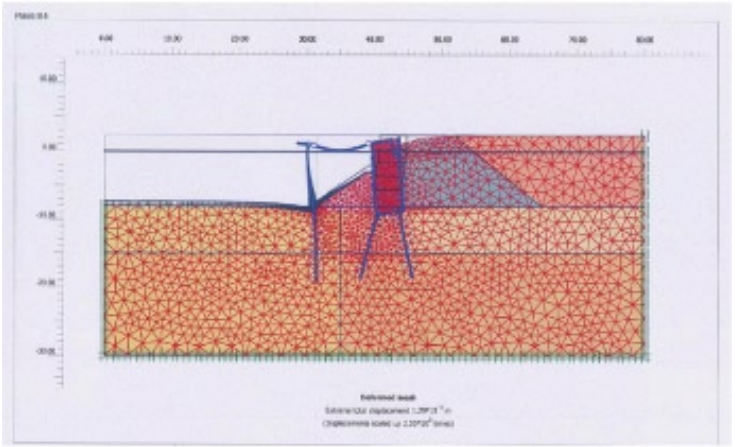


Figura 8. Salida gráfica modelo de cálculo

EJECUCIÓN DE LAS OBRAS (II)

Ejecución de pilotes

Una vez que la solución alternativa fue revisada por el proyectista y la dirección de obra, se procedió a continuar con las obras de mejora del Muelle de Ribera II.

Para la ejecución de los pilotes se consiguió disponer de un equipo de mayor capacidad, una grúa de 350 t, por lo que ya no fue necesario disponer de medios marítimos en la obra, y de este modo los pilotes restantes (los de los módulos 1 y 2) pudieron llevarse a cabo desde tierra (véase Figura 9). La solución alternativa mantenía el diámetro de los pilotes y aumentaba la cota de cimentación de éstos hasta la -18.

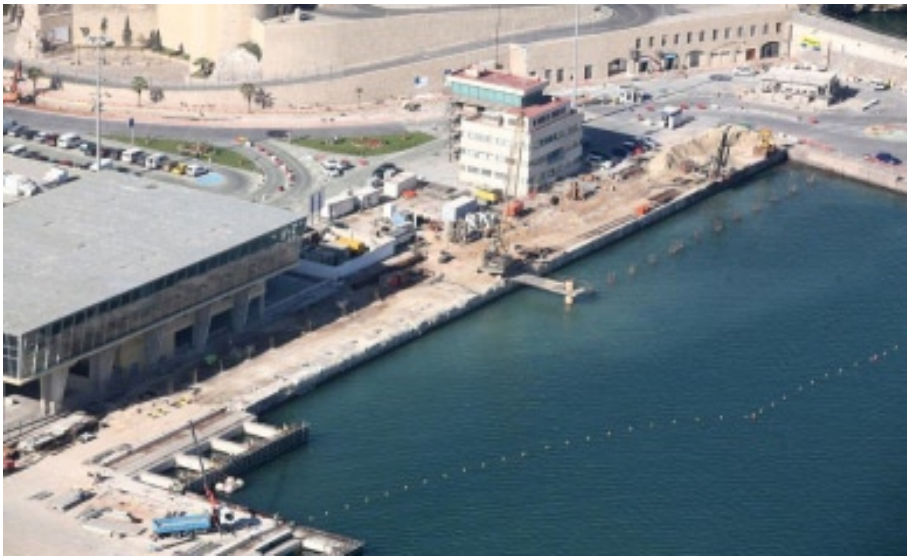


Figura 9. Vista aérea avance de las obras (ejecución pilotes)

Ejecución de micropilotes

Se ejecutaron por medio de una micropilotadora que permitía la inclinación de la torre o pluma, de tal manera que se perforara con las inclinaciones definidas en la solución alternativa (14º y 11º).

El diámetro de los micropilotes era de 200 mm y la cota de cimentación la -17. Para asegurar la continuidad del micropilote fue necesario disponer de un tubo de PVC, a modo de camisa perdida, en toda la longitud a través del muelle existente.

Colocación de escollera

La colocación de la cuña de escollera, de 500kg peso y situada en la parte delantera del muelle existente, se realizó por medio de una retroexcavadora de gran alcance.

Ejecución del tablero

La ejecución del tablero se dividió en las siguientes actividades (véase Figura 10):

- *Prefabricación:* en la zona de obra se diseñó un parque de prefabricación de pequeñas dimensiones con la finalidad de interferir lo menos posible con la actividad diaria del puerto. Se prefabricaron en obra todos los elementos necesarios para el montaje del tablero pilotado: capiteles, vigas transversales y longitudinales, viga cantil y prelosas.
- *Montaje de capiteles:* una vez que los pilotes ya estaban ejecutados, se colo-

caban sobre ellos los capiteles, que posteriormente servirían de base para el apoyo del resto de elementos.

- *Colocación de vigas:* sobre los capiteles se apoyaban las vigas longitudinales y transversales. Además las vigas transversales de los módulos 1 y 2, se apoyaban sobre el muelle existente, previamente acondicionado, mediante un apoyo a media madera.
- *Hormigonado de nodos:* con todas las vigas colocadas se procedió al hormigonado de los nodos. Una vez que éstos adquieren la suficiente resistencia los capiteles dejan de trabajar y comienzan a trabajar todos los elementos del tablero conjuntamente.
- *Colocación de prelosas*: se posicionaron estos elementos por medio de medios de elevación adecuados entre las vigas existentes.
- *Hormigonado viga cantil y trasera:* se finaliza el hormigonado de ambos elementos que se encontraban hormigonados en una primera fase.
- *Ejecución de la losa in-situ:* finalmente se hormigona la capa de compresión dándose por acabada la construcción del tablero pilotado.

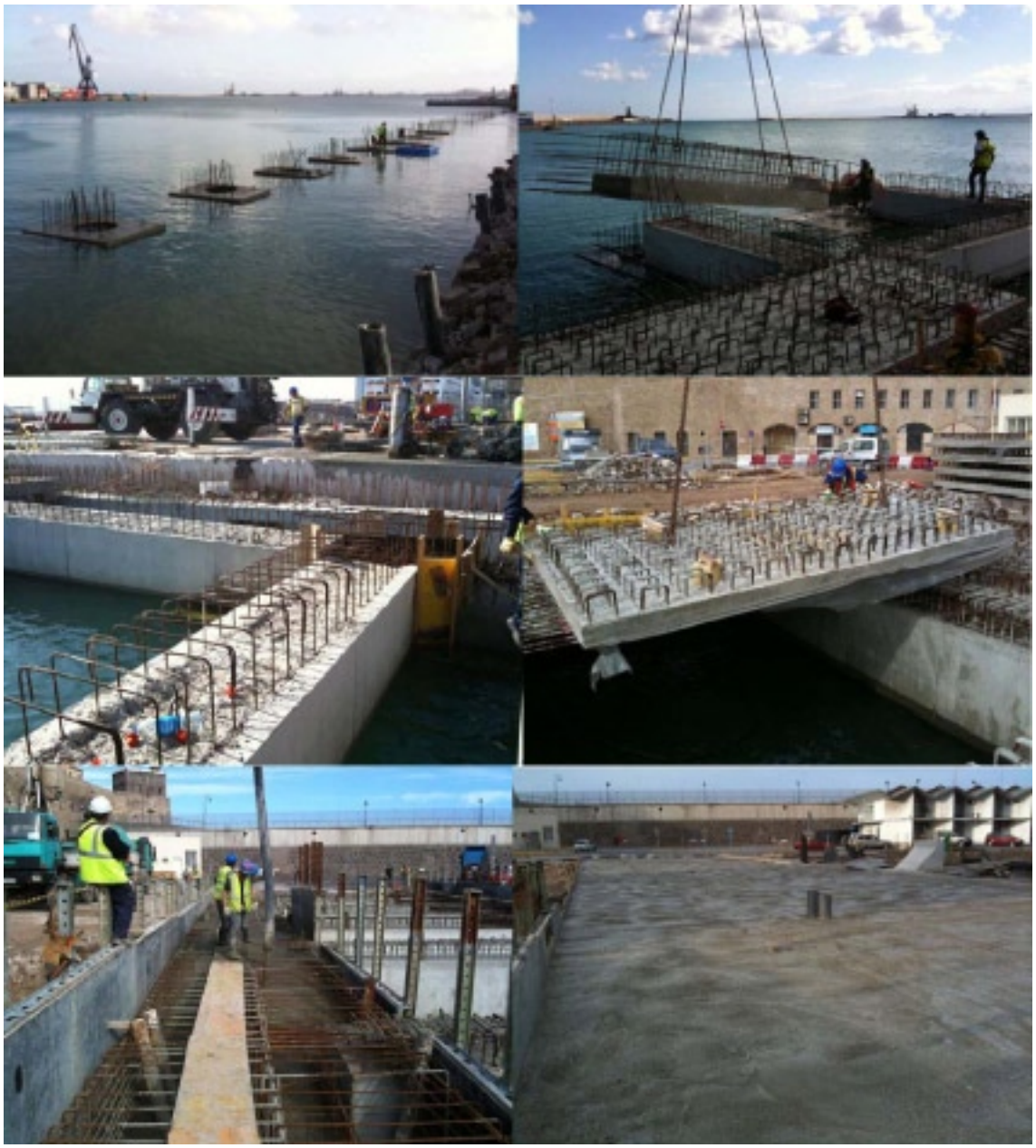


Figura 10. Ejecución tablero pilotado

OTRAS ACTIVIDADES

Para finalizar las obras de mejora del Muelle de Ribera II era necesario la ejecución de unas actividades auxiliares que permitieran dar servicio al muelle. Entre las actuaciones más importantes podemos destacar:

- Equipamientos e instalaciones: colocación de los bolardos y defensas para facilitar y permitir el atraque de los buques de proyecto, así como de la ejecución de las instalaciones necesarias para dar servicio a dichos buques: electricidad, abastecimiento, recogida de aguas, etc…
- Ejecución del pavimento
- Construcción de la pasarela peatonal fija que permite el acceso de los pasajeros desde la terminal hasta la pasarela peatonal móvil.
- Construcción de la pasarela peatonal móvil que permite el acceso de los pasajeros desde la pasarela fija a los distintos accesos de los buques.



Figura 11. Otras actividades

CONCLUSIONES

Una vez ejecutada la obra en los plazos previstos, y habiendo mejorado los calados y aumentado la explanada disponible en el Puerto de Melilla para el tráfico de pasajeros, podemos extraer las siguientes conclusiones de la experiencia obtenida:

- La importancia de una buena campaña geotécnica, que permite evitarse, a la hora de la ejecución de la obras, variaciones en el diseño de la obra y en los procesos de ejecución.
- Capacidad, demostrada por la empresa SATO, de estudiar soluciones alternativas con mejoras apreciables en la ejecución.
- Utilización de medios adecuados para cada trabajo. Un buen dimensionamiento de los equipos a utilizar permite realizar las obras en los plazos previstos.
- Hemos sido capaces de compatibilizar la ejecución de la obra con la actividad habitual del puerto, interfiriendo con ésta lo menos posible.

AGRADECIMIENTOS

- Autoridad Portuaria de Melilla.
- Al equipo de obra de SATO Andalucía.
- Servicios técnicos de OHL.



Figura 12. Situación final

2.6.5. DRAGADO EN ROCA CON VOLADURA

Salvador Capella Hierro[1], Antonio Merino Gil[2]

1. Autoridad Portuaria de las Palmas, C/ Tomás Quevedo Ramírez s7n 35008 Las Palmas de Gran Canaria. scapella@palmasport.es, 2. C/ El Miedo 4 35530 Teguise. Lanzarote. amerino@marinarubicon.com.

INTRODUCCIÓN

La operación de dragado en roca con voladura es compleja y cara pues une al dragado propio en si, la rotura de la roca mediante explosivos, que a parte del conocimiento del material a dragar y de los conocimientos ambientales implica un conocimiento y unos condicionantes por el uso del material explosivo a utilizar para la rotura de la roca.

El objetivo de esta ponencia se centra en recoger los conocimientos mínimos del empleo de explosivos en voladuras submarinas para poder acometer un dragado en roca con las mayores garantías posibles de seguridad.

SITUACIÓN DE LAS ZONAS DE VOLADURAS Y SERVICIOS AFECTADOS

Muy a tener en cuenta dentro de un proyecto de voladuras y mas si estas son submarinas es la situación de esta respecto a instalaciones portuarias y servicios además de barcos que se puedan encontrar en la zona.



A la vista de la definición establecida por el punto 2.2 de la ITC 10.3.01 (R) – voladuras bajo agua- *"Las que se realizan bajo columna de agua, en cauces fluviales, lagos, embalses, o en el mar que por su proximidad puedan afectar a núcleos habitados, edificaciones e instalaciones de cualquier tipo2"*, se trata de voladuras especiales, por lo que será necesario tomar unas medidas especiales de seguridad según dispone la citada ITC del Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera.

REGLAMENTOS DE APLICACIÓN

Para el desarrollo de estos trabajos se tendrán en cuenta las siguientes disposiciones reglamentarias:

- Reglamento de Explosivos R.D. 230/1998 de 16 de Febrero
- Orden PRE/2426/2004, de 21 de julio, por la que se determina el contenido, formato y llevanza de los Libros – Registro de movimiento y consumo de explosivos.
- Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera R.D. 863/1985

de 2 de abril (ITC 10.2.01 (BOE del 11 de abril de 1986) ITC 10.03.01 (R) (BOE del 16 de agosto de 1994))
- Ley 31/1995, de 8 de Noviembre, Prevención de Riesgos Laborales y R.D. 39/1997, de 17 de enero, por el que se aprueba el Reglamento de los Servicios de Prevención.
- R.D. 1627/1997 de 24 de octubre, por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras.
- Reglamento de actividades molestas, insalubres, nocivas y peligrosas. Decreto 2414/1961 de 30 de noviembre
- Norma UNE 22-381-93 Control de vibraciones producidas por voladuras

EFECTOS AMBIENTALES ASOCIADOS A LAS VOLADURAS SUBACUATICAS

Adicionalmente a las vibraciones terrestres que se producen en cualquier voladura, debe de tenerse en cuenta el efecto de onda de choque hidráulica.

Los principales problemas originados por las explosiones bajo el agua son:

- Vibraciones terrestres
  Son más importantes cuando el explosivo se encuentra dentro de barrenos perforados en la roca. También, las ondas suelen ir acompañadas de componentes de baja frecuencia.
  Se controlan de igual manera que para el resto de las voladuras.

- Onda de choque hidráulica
  Que pueden afectar a estructuras fijas próximas, barcos, bañistas y animales marinos. Las medidas para minimizarlas consisten en establecer una cortina de burbujas de aire entre el fondo y la superficie del agua entorno a la zona de voladura. Con ello se reduce la presión de pico de la onda de choque aunque apenas se modifica el impulso de la misma.
  La cortina de burbujas puede ser efectiva para reducir las tensiones en estructuras deformables y apenas lo hará en estructuras de tipo masivo.
  En el agua, la energía de explosión se transmite con una gran eficiencia, dad la baja compresibilidad del medio marino, por lo que la onda de choque tiene un alto poder destructivo incluso a gran distancia.
  La velocidad de propagación disminuye conforme nos alejamos del punto de detonación, hasta alcanzar la velocidad sónica: VH = 1435 m/s

- Onda aérea
  Esta alteración es de escasa importancia en este tipo de voladuras al no tratarse de voladuras subacuaticas con cargas suspendidas.

RADIO DE 1500 m

Esta zona es la que hay que determinar y considerar todas las estructuras, muelles embarcaciones y demás servicios existentes.

Por este motivo y en la mayoría de los casos que tendremos algún tipo de instalación deberemos realizar un control de vibraciones y onda aérea producidas por las voladuras según especifica la Norma UNE 22-381-93

PERFORACIÓN DE BARRENOS

Lo primero a realizar es un batimétrico de la zona con el que determinaremos las longitudes de perforación de los barrenos el diámetro de perforación y la cuadrícula.

Aunque por la lámina de agua existente por encima del barreno se disminuye el espesor del nunca es recomendable que sea inferior a 50 cm para que no escape la explosión y esta sea efectiva rompiendo la mayor cantidad de material posible.



CARGA DE BARRENOS

Por ser voladura submarina se deben emplear cartuchos de Goma 2 ECO y se iniciarán mediante detonador eléctrico de microretardo de ms de Alta Insensibilidad que irán cebados en el fondo del barreno.

La carga de barrenos se realizará de la siguiente manera:Los cartuchos de goma 2 con cebo en el fondo, se introducirán dentro de un tubo de PVC, que será preparado en el exterior, comprobando que llega hasta la profundidad del taladro mediante atacador de madera.

La parte del barreno no cargada con explosivos 0,50 metros se retacará con agua ó con tacos de arcilla caso de ser necesario.

CARACTERÍSTICAS DE LOS EXPLOSIVOS

Goma 2 ECO
Potencia Relativa (%) 93
Densidad (gr/cm3) 1,45
Velocidad Detonación (m/s) 5400
Calor de Explosión (cal/gr) 1116

Los detonadores de A.I. reducen considerablemente el riego de autoencendido e ignición prematura en aquellas zonas que existan, en sus proximidades, emisoras de radio, líneas eléctricas de AT teléfonos móviles, etc.

Resistencia del puente 0,03 Ohm
Impulso de encendido 2500mws/Ohm
Corriente de seguridad 4 A
Intensidad recomendada 25 A

Al utilizarse microretardos con intervalos de tiempo de 30 mseg, de los números 1 al 18 se tiene un tiempo máximo de la serie de 540 milisegundos.

Los detonadores a utilizar disponen de una protección antiestática que les permite resistir descargas de hasta 300pF.

VOLADURA TIPO

La cuadrícula de perforación, con el diámetro con el diámetro definido será aquella que obtenga una buena fragmentación del macizo rocoso que haga más fácil el dragado teniendo en cuenta la roca a dragar y la profundidad del taladro, se suele perforar al tresbolillo y en cuadrículas de 1,00 x 1,00 para no

tener que aumentar la carga de cada barreno y producir las menores vibraciones a la zona anexa.

La carga de cada barreno se determinara mediante un estudio de vibraciones en el que determinaremos la carga óptima para mantenernos dentro de los límites que marca la norma UNE 22-381-93 de criterios de prevención de daños por vibraciones.

El número máximo de barrenos a detonar en cada fase o pega de voladuras será de 18 numerados correlativamente del 1 al 18 sin que se produzcan saltos ni repeticiones en la numeración.

Una vez conectados los detonadores en serie y comprobada la resistencia del circuito se realizará el disparo de las voladuras desde el lugar elegido que nunca quedará a una distancia inferior a 200 metros de la voladura.

DISTANCIAS DE SEGURIDAD

1. ONDA DE CHOQUE HIDRÁULICA
En el agua, la energía de explosión se transmite con una gran eficiencia, dad la baja compresibilidad del medio.
La onda hidráulica es uno de los factores principales que condicionan la carga máxima operante en las voladuras submarinas.
De Raadt introduce un nuevo método empírico basado en el concepto de "límite de burbuja" por el que estima las distancias y cantidades máximas de cargas máximas (suspendidas) para no producir daños a objetos sumergidos en las proximidades.

El cálculo de dicho parámetro se realiza con la ecuación:

$$\mathbf{R_b\ (m) = 1{,}5 \times Q^{1/3}\ (Kg)}$$

Donde:
Q = carga del explosivo
Como por debajo de esa distancia se pueden producir daños se tendrá que satisfacer la condición:
R0 (m) = Fs Rb
Donde Fs es el factor de seguridad definido en función del tipo de estructura u objeto que se desea proteger y la profundidad a la que se encuentra sumergido.
R0 (construcciones) = 4 x 3 = 12 metros

Factores de Seguridad recomendados

Construcciones hidráulicas, pilares de puentes, construcciones metálicas y semejantes, para una profundidad sumergida y profundidad de carga hasta:

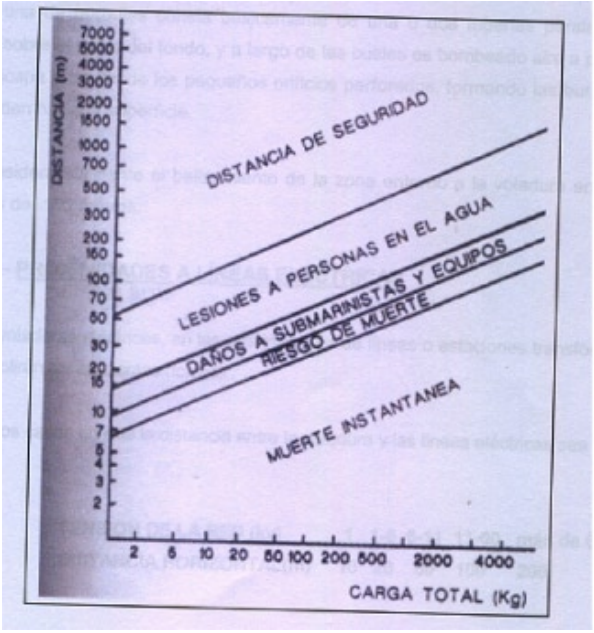
6 metros..... 2 – 3
15 metros..... 3 – 4

Barcos par una profundidad de la carga de hasta 15 metros y un calado de hasta:
1m..... 4 – 5
2m..... 5 – 8
4m..... 8 – 12
10m..... 12 – 18

En otro ámbito, las ondas hidráulicas pueden causar daños a los submarinistas si estos se encuentran a pequeñas distancias de las voladuras. H.Wolf, basándose en experiencias de la marina americana, llega a establecer una fórmula empírica para el cálculo de las distancias de seguridad cuando se disparan cargas libremente suspendidas
DSs = 225 (Q/pe) 1/3

DSs = Distancia de seguridad en metros
Q = Peso del explosivo en Kilos
pe = Densidad del explosivo

En nuestro caso que se trata de cargas dentro de barrenos la distancia recomendada viene dada por el ábaco:



La presión máxima que puede soportar un submarinista, no disponiendo de protecciones especiales, varia entre 0,172 Mpa y 0,34 Mpa, y el umbral de muerte probable se encuentra en 2,06 Mpa

Uno de los procedimientos más habituales para combatir el efecto presión de la onda hidráulica consiste en rodear con una cortina de burbujas la zona de voladura para aislarla del resto del entorno. Se ha demostrado experimentalmente que para un caudal de aire de 1l/m-min la sobreprecio se reduce unas diez veces, mientras que para un caudal el doble lo hace unas 70 veces.

Esto es lógico no solo por el mayor volumen de aire, sino porque a las burbujas más pequeñas les corresponde una superficie efectiva mayor que a las burbujas más grandes para la misma cantidad de aire.

La cortina de burbujas consta básicamente de una o dos tuberías paralelas, que yacen sobre el lecho del fondo, y a lo largo de las cuales es bombeado presión. El aire escapa a través de los pequeños orificios perforados, formando burbujas que ascienden hacia la superficie.

PROXIMIDADES A LÍNEAS ELÉCTRICAS

En las voladuras, en las proximidades a líneas eléctricas ó estaciones transformadoras se cumplirán las siguientes normas:

· Distancia mínima entre la voladura y las líneas eléctricas

TENSIÓN DE LA RED (kv)	1	1-6	6-11	11-60	más de 60
DISTANCIA HORIZONTAL (m)	10	20	50	100	200

Será necesario un estudio preliminar para el encendido eléctrico que garantice que no existe riego, tanto por posibles derivaciones de corrientes existentes, como por generación de corrientes inducidas sobre el circuito de voladura por variación del flujo magnético producido por la línea de carga.

· Cuando la proximidad de las líneas eléctricas a la zona de voladura sea inferior a 200 metros, la línea de tiro se dispondrá lo mas perpendicular posible al tendido eléctrico y sus extremos se mantendrán cortocircuitados y aislados del terreno o de cualquier masa metálica, hasta el momento de la voladura.

· Todas las conexiones se protegerán con casquillos aislantes y los detonadores deberán ser de Alta Insensibilidad.

· Ante la aparición de tormentas se suspenderán los trabajos de voladura.

PROXIMIDADES A RADIO FRECUENCIAS

La distancia mínima entre la zona de voladuras y las emisoras de radio cuando se utilizan detonadores eléctricos tipo S, serán:

POTENCIA EMISORA (w)	DISTANCIA (m)
Hasta 25 w	50
De 25 a 100	75
De 100 a 500	150
De 500 a 1000	400
De 1000 a 5000	500
De 5000 a 10000	750

PROXIMIDADES A RADIO TELÉFONOS

La distancia mínima en caso de utilizar radioteléfonos, serán:

POTENCIA (w)	DISTANCIA (m)
Hasta 10 w	2
De 10 a 20	3,5
De 20 a 60	5
De 60 a 250	10

Las antenas de los radio teléfonos y de los vehículos dotados de emisoras se cubrirán con una funda de plástico, para aislarlas de corrientes eléctricas.

Cuando los detonadores eléctricos se transporten en vehículos dotados de emisora de radio, se deberán embalar en una caja recubierta de chapa metálica. Las operaciones de carga y descarga de los detonadores se efectuarán manteniendo la caja cerrada y la emisora desconectada.

ACCESORIOS

Para realizar las voladuras se dispondrá de los siguientes accesorios:
· Un explosor homologado de capacidad suficiente (ZEB-HU-80)
· Un comprobador del circuito eléctrico u Ohmetro
· Atacadores de madera
· Cinta aislante
· Conectores aislantes homologados por la UEE puesto que al tratarse de voladuras bajo el agua, las conexiones entre los hilos de detonadores deberán estar perfectamente aisladas del agua de mar.

Es frecuente en las voladuras eléctricas donde no están perfectamente aislados los hilos de los detonadores en las conexiones entre barrenos, que se produzcan derivaciones como consecuencia del agua salada y no detonen la totalidad de los barrenos, por lo que se pondrá especial atención en las siguientes cuestiones:

· Realizar correctamente las conexiones entre los hilos de los detonadores de cada barreno mediante conectores de PVC aislantes.
· Una vez realizada la voladura y transcurrido el tiempo suficiente para que se aclare el agua para permitir la visibilidad del fondo volado, se inspeccionará la zona de voladura con el objeto de detectar y recuperar los posibles restos de explosivos procedentes de barrenos fallidos. Una vez realizada esta operación, se podrá comenzar con el dragado del material volado.

MEDIDAS DE SEGURIDAD, SEÑALIZACIÓN DE LA ZONA DE VOLADURA

· Se señalizará la zona de trabajo que estará constituida por el tajo de la voladura y un radio de 150 metros mediante boyas con carteles de advertencia.
· A este respecto, la ITC 10.3.01 (R). Explosivos. Voladuras Especiales, señala en su punto 5.2.4 Señalización y Evaluación de personas – "Tanto en el caso de perforación desde pontón, como en los casos de perforación y carga de explosivos mediante buceadores, o campanas neumáticas, o de aplicación de cargas huecas, cargas adosadas, mangueras explosivas, etc, la zona de trabajo debe quedar perfectamente balizad, en una distancia al menos de 50 metros alrededor de su perímetro mediante boyas con carteles de advertencia".
· Con anterioridad a la ejecución de las voladuras, debe comprobarse la ausencia de bañistas, embarcaciones y toda clase de personas o cosas en un entorno tal que, de acuerdo con la cantidad de explosivo previsto, se prevengan los riesgos por las ondas de presión generadas en el agua. Estas distancias deben especificarse en el correspondiente proyecto.
· Antes de dar la voladura se procederá a la inspección de esta zona de seguridad cortándose el paso a personas y embarcaciones en el mar y a vehículos y personas en la orilla y en los muelles.
· Se darán tres toques acústicos de intensidad suficiente para anunciar el disparo de la voladura.
· El personal que manipule los explosivos deberá disponer de la cartilla de artillero para voladuras submarinas.
· Antes de iniciar la carga de los barrenos se suspenderán los trabajos de perforación y solamente quedará en el tajo el personal que disponga de la cartilla de artillero.
· El cartucho cebo se preparará inmediatamente antes de realizar la carga de los barrenos.
· Previamente al disparo y después de conectados los detonadores a la línea de tiro, se comprobará la continuidad y resistencia del circuito con un comprobador u Ohmetro.
· La operación anterior se realizará desde el refugio elegido para dar la voladura y con las mismas precauciones que para dar la misma.
· Hasta el momento del disparo la línea estará desconectada del explosor y en cortocircuito, conservándose siempre las manillas del explosor en poder del artillero encargado de realizar la voladura.

VIBRACIONES DEL TERRENO Y ONDA AEREA PRODUCIDAS POR VOLADURAS SUBMARINAS

Este estudio se realiza para controlar el nivel de vibraciones producidos por las voladuras submarinas y la carga máxima utilizable en cada voladura, con el fin de prevenir daños a las instalaciones más cercanas.

Se sitúa el sismógrafo próximo a la fase de voladura y se registra la voladura, parejo a esta medida se realiza el control del nivel de onda aérea que se contrastará con los criterios de BUREAU OF MINES.

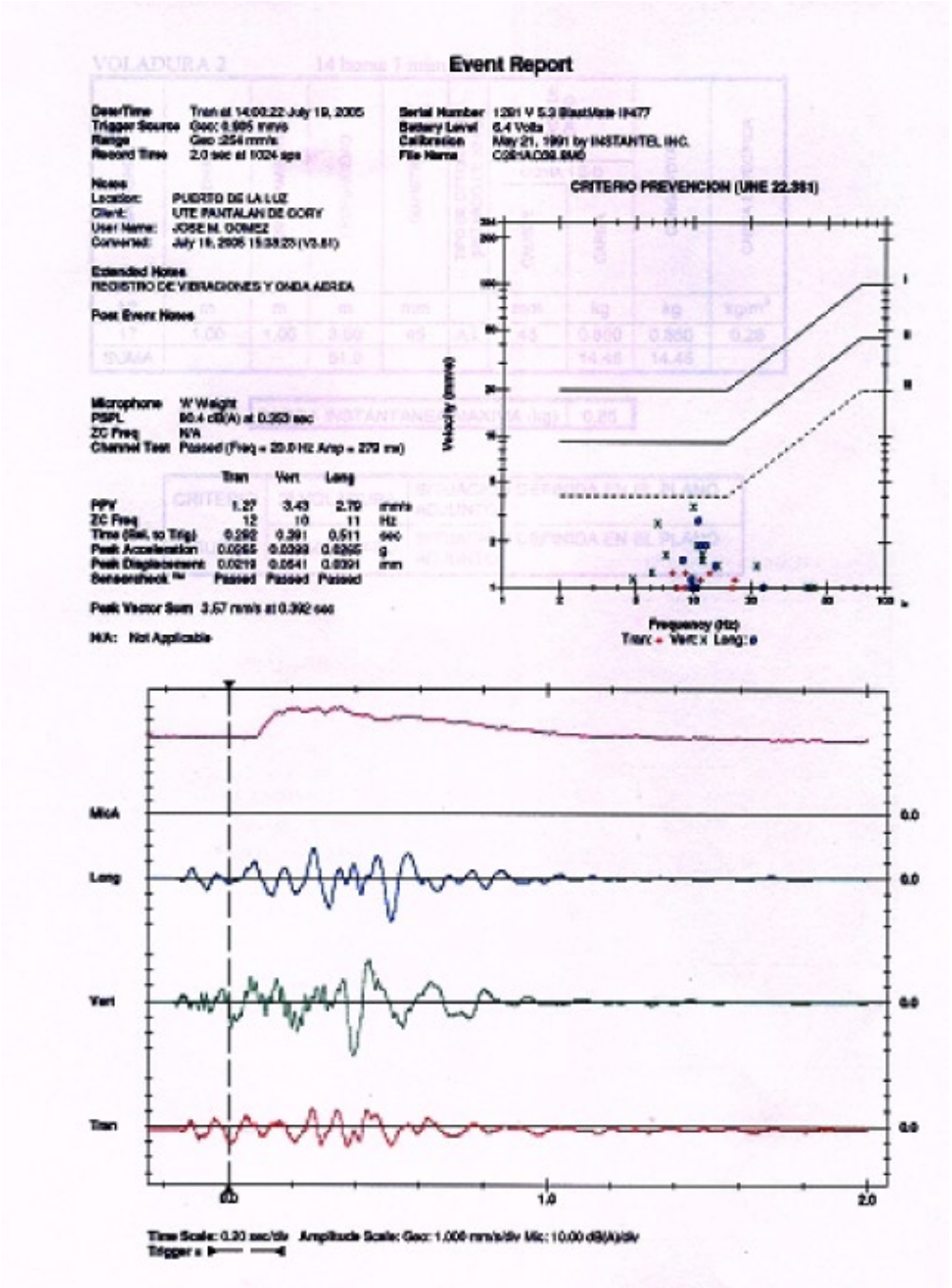
La Normativa de Aplicación es la siguiente:
· Norma UNE 22-381-93 Control de vibraciones producidas por voladuras
· Onda Aérea por el criterio del BUREAU OF MINES, el cual establece unos límites teniendo en cuenta la posibilidad de originar daños y quejas en base a estadísticas realizadas en núcleos habitados próximos a voladuras.

MEDIDA	LINEA PICO (dB 1)	A-PICO (dB A)	C-PICO (dB C)
NIVEL SEGURO	105,1	85	100
PRECAUCIÓN	128 - 136	95 - 115	120 - 130
LIMITE PERMISIBLE	136	115	130

VOLADURA 1 — 14 horas 0 minutos

BARRENOS	PIEDRA	ESPACIAMIENTO	PROFUNDIDAD	DIÁMETRO	TIPO DE DETONADOR (RETARDO DE 30 ms)	CARGA DE FONDO		CARGA TOTAL	CARGA ESPECÍFICA
						GOMA 1 E-D			
						CALIBRE	CARGA		
N°	m	m	m	mm		mm	kg	kg	kg/m³
11	1.00	1.00	3.00	45	A.I.	45	0.850	0.850	0,28
SUMA			33.0				9.35	9.35	

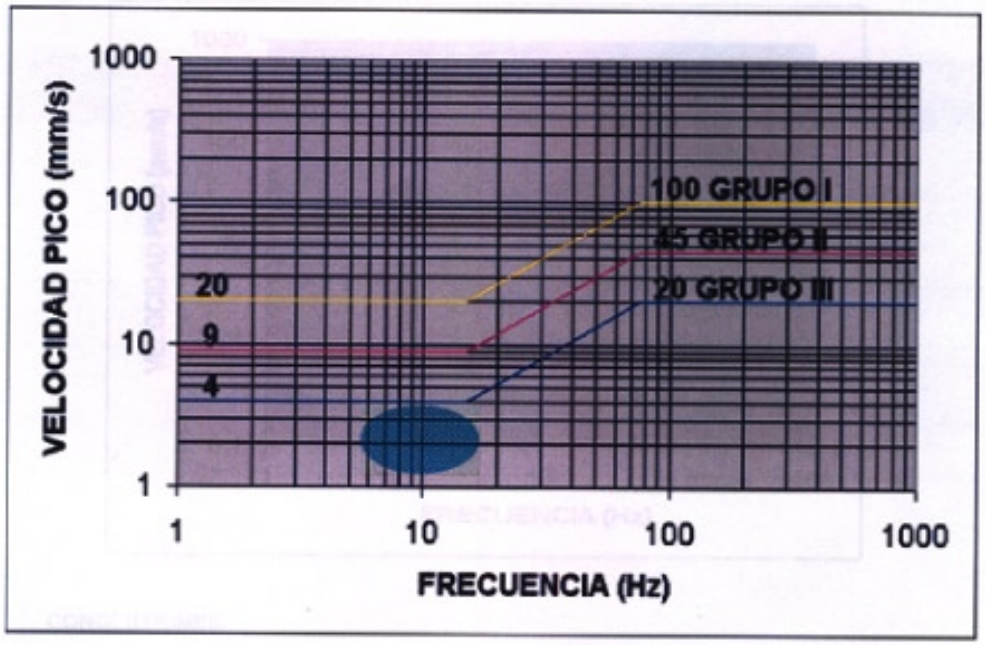
CARGA INSTANTANEA MAXIMA (kg)	0.85



CRITERIOS DE PREVENCIÓN DE DAÑOS POR VIBRACIONES

En la norma UNE 22-381-93 se distinguen los siguientes tipos de estructuras:

GRUPO I	Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.
GRUPO II	Edificios de viviendas, oficinas, centros comerciales y de recreo. Edificios y estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que por su fortaleza no presentan especial sensibilidad a las vibraciones.
GRUPO III	Estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que presentan una especial sensibilidad a las vibraciones por ellas mismas o por elementos que pudieran contener.



CRITERIOS DE PREVENCIÓN POR DAÑOS DE ONDA AÉREA

La onda aérea implica generalmente menos problemas que las vibraciones terrestres. La rotura de cristales se puede producir antes de que se originen daños estructurales.

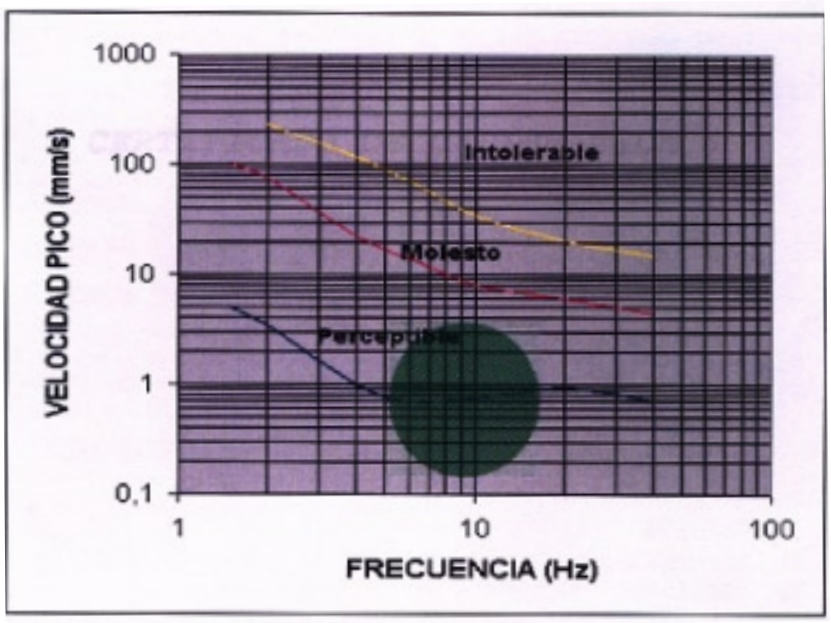
El criterio recomendado propuesto por Siskind y Summers para prevenir la rotura de cristales se recoge en la siguiente tabla.

	LÍMITES DEL NIVEL DE RUIDO A-PICO dB (A)
NIVEL SEGURO	95
NIVEL DE PRECAUCIÓN	95 a 115
NIVEL LÍMITE	115

RESPUESTA HUAMANA

Uno de los factores con el que es preciso contar en la ejecución de las voladuras es el efecto fisiológico de las mismas, ya que con niveles inferiores a los máximos admisibles para no producir daños en las estructuras se puede obtener un índice de percepción que puede hacer pensar a las personas en probales daños potenciales.

Trabajos clásicos como los de Reiher-Meister, Grandell y Goldman, presentan gráficos donde en función de la frecuencia e intensidad de vibración establecen distintos niveles de percepción.



DRAGADO EN ROCA CON VOLADURA

Salvador Capella Hierro

La operación de dragado en roca con voladura es compleja y cara, pues una sí dragado propio en sí, la rotura de la roca mediante explosivos, implicando un conocimiento y unas condicionantes por el uso del material detonante a utilizar para la rotura de la roca.
Se trata de voladuras especiales, por lo que fue necesario tomar unas medidas especiales de seguridad según dispone la Instrucción Técnica Complementaria del Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera.



1 SITUACIÓN DE LAS ZONAS DE VOLADURAS Y SERVICIOS

La zona donde se realizó el dragado con voladura se encuentra situada entre los Muelles de : Santa Catalina Sur, Sta. Catalina Poniente y Arsenal del Puerto de Las Palmas (Isla de Gran Canaria). Sus calados quedan actualmente a las cotas -11,00 y -7,50 m de profundidad



2 ESTUDIO BATIMÉTRICO

El fondo de esta zona se encontraba a una profundidad entre 10 y 5 m (batimétricas -10,00 y -5,00) con algunas zonas menos profundas a 4,6 m.
Para la realización de estos trabajos se realizó el correspondiente Estudio del terreno a dragar por medio de un geofísico ó por extracción de testigos, lo siguiente se realizó una batimetría de la zona con la que determinamos las longitudes de perforación de los barrenos.



3 SEÑALIZACIÓN DE LA ZONA DE VOLADURA

Se señalizó la zona de trabajo que estuvo constituida por el tajo de la voladura en un radio de 150 metros mediante boyas con carteles de advertencia.

4 PROCEDIMIENTO DE VOLADURA

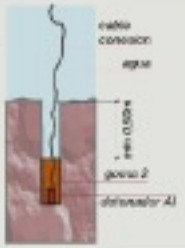
La cuadrícula de perforación, con el diámetro definido, tuvo una buena fragmentación del macizo rocoso que hizo más fácil el dragado teniendo en cuenta la roca a dragar y la profundidad del taladro, que perforó al tresbolillo en cuadrículas de 1,00 a 1,50 de lado, para no tener que aumentar la carga de cada barreno y producir las menores vibraciones a la zona anexa. La carga de cada barreno se determinó mediante un estudio de vibraciones en el que determinamos la carga óptima para mantenernos dentro de los límites que marca la norma UNE 22-381-93 de criterios de prevención de daños por vibraciones. Una vez conectados los detonadores en serie y comprobada la resistencia del circuito se realizó el disparo de las voladuras desde el lugar elegido que nunca quedó a una distancia inferior a 200 metros de la voladura.



5 PERFORACIÓN Y CARGA DE BARRENOS

El número máximo de barrenos a detonar en cada fase o pega de voladuras fue de 18, numerados correlativamente del 1 al 18 sin que se produjesen saltos ni repeticiones en la numeración.
Por ser voladura submarina se emplearon cartuchos de Goma 2 ECO y se iniciaron mediante detonador eléctrico de microretardo de ms de alta insensibilidad que fueron cebados en el fondo del barreno.

La carga de barrenos se realizó de la manera siguiente:
Los cartuchos de Goma 2 con cebo en el fondo se introdujeron dentro de un tubo de PVC, que fue preparado en el exterior, comprobando que llegara hasta la profundidad del taladro mediante atacador de madera.



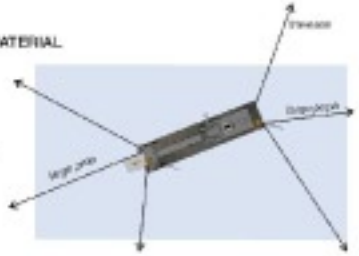
6 SISTEMA DE SEGURIDAD

Uno de los procedimientos más habituales para combatir el efecto presión de la onda hidráulica consiste en rodear con una cortina de burbujas la zona de voladura para aislarla del resto del entorno.
La cortina de burbujas consta básicamente de una o dos tuberías paralelas, que yacen sobre el lecho del fondo, y a lo largo de las cuales es bombeado aire a presión, este escapa a través de los pequeños orificios perforados de 4,5 mm de diámetro, formando burbujas que ascienden hacia la superficie.



7 DRAGADO DEL MATERIAL

Una vez rota la roca esta se extrajo por los procedimientos habituales de dragado para los fondos duros con bolos, bien mediante draga de rosario o retrocavadoras sobre pontona, que con los cangilones una o con el cazo la otra fueron extrayendo el material.



PONENCIAS DE LAS
XI JORNADAS
ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS

SESIÓN 3

SESIÓN 3

3.1. CLIMA MARÍTIMO, PREDICCIÓN

3.1.1. GOW Y GOS: REANÁLISIS DE OLEAJE Y MAREA METEOROLÓGICA EN LA COSTA ESPAÑOLA

B.G. Reguero, A. J. Abascal, M. Menéndez, S. Castanedo, F. J. Méndez, R. Medina, I.J. Losada

Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria" - Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas. Universidad de Cantabria C/ Isabel Torres nº 15 Parque Científico y Tecnológico de Cantabria 39011. Santander. España. borja.gonzalez@unican.es

INTRODUCCIÓN

Las bases de datos de oleaje y nivel del mar constituyen un elemento esencial para la aplicación tanto en ingeniería de costas y puertos como en investigación. Sin embargo, la disponibilidad de información proveniente de medidas instrumentales (boyas, mareógrafos o altimetría) presenta importantes limitaciones. Para el caso de las boyas y los mareógrafos estas limitaciones suelen ser: la presencia de huecos en las series temporales (por avería y/o mantenimiento), la relativa brevedad en el alcance temporal de los registros (no suele superar dos décadas) y la irregularidad en su distribución espacial. Respecto a los datos de satélite, el principal inconveniente que presenta su utilización es la resolución de los datos medidos, tanto en el espacio como en el tiempo. Además, no aportan información en áreas cercanas a la costa (principal área de trabajo en ingeniería marítima). Estas bases de datos se suelen usar como validación y/o calibración de datos simulados numéricamente.

En consecuencia, la generación de reanálisis (reconstrucción histórica desde una época pasada hasta la actualidad) mediante el uso de modelos numéricos se presenta como la mejor alternativa para caracterizar el clima marítimo a lo largo de la costa española, como muestran trabajos previos como HIPOCAS (Ratsimandresy et al. 2008). En el presente trabajo se describe la realización y resultados obtenidos del reanálisis de oleaje GOW (Global Ocean Waves) y del reanálisis de la componente meteorológica del nivel del mar GOS (Global Ocean Surges) a lo largo de la costa española.

MODELADO

Para la obtención del reanálisis de oleaje GOW se ha utilizado el modelo WaveWatchIII (WWIII). El WWIII es un modelo de tercera generación que resuelve la ecuación de balance de densidad espectral y ha sido desarrollado por la NOAA/NCEP (Tolman, 1999). Una limitación del modelo es que no es capaz de simular los efectos de propagación del oleaje en profundidades reducidas. Para ello se deben emplear técnicas de mejora de resolución apropiadas para simular el oleaje cerca de la costa.

El modelo seleccionado para el cálculo de la marea meteorológica ha sido el modelo tridimensional de circulación ROMS (Regional Ocean Modeling System) desarrollado por el Ocean Modeling Group de Rutgers (Shchepetkin and McWilliams, 2005). En este estudio, dado el carácter barotrópico del fenómeno a resolver, se ha utilizado la versión 2D del modelo.

Tanto el modelo WWIII como el modelo ROMS predicen las condiciones del oleaje o nivel a partir de las variables forzadoras que lo generan (condiciones atmosféricas y oceanográficas) y de las características físicas del medio (geográfica de

la cuenca). Respecto a las características del medio, para el reanálisis de marea meteorológica se ha definido una malla que engloba el sur de Europa incluyendo el mar Mediterráneo y las Islas Canarias. El reanálisis GOW se estructura en distintas escalas espaciales. En primer lugar, se ha determinado el oleaje en una malla global que proporciona el oleaje a escala mundial. En segundo lugar se ha hecho una regionalización mediante mallas anidadas a la malla global, de forma que se ha cubierto todo el litoral atlántico en España: Mar Cantábrico, costa atlántica de Galicia y archipiélago de Canarias. Para el modelado del oleaje en el mar Mediterráneo se ha diseñado una malla en la que se ha incluido el golfo de Cádiz, de forma que se modela la dinámica en la zona del estrecho de Gibraltar en su conjunto (figura 1). En lo que se refiere a los forzamientos utilizados, éstos son: el reanálisis de la cobertura de hielo y de los campos de viento desarrollados por el organismo NCEP/NCAR y la base de datos ERA-Interim. Para la reconstrucción del oleaje y marea meteorológica con alta resolución espacial en la costa española se ha realizado un downscaling dinámico de los campos de viento y presión mediante el modelo WRF.



Figura 1. Descripción de los dominios de los reanálisis.

METODOLOGÍA APLICADA

La metodología seguida consta de varios pasos sucesivos (véase figura 2). El punto de partida son reanálisis de viento y presión globales (NCEP-NCAR y ERA-Interim) con datos seis horarios y de resolución de aproximadamente 100 km. Utilizando los datos del reanálisis NCEP se realiza un reanálisis de oleaje global a resolución de 1.5º en longitud y 1º en latitud con el modelo WW3, obteniendo parámetros de oleaje cada hora desde 1948. Para una mejor definición del clima marítimo en las costas atlánticas, se realiza una regionalización dinámica (downscaling dinámico) de los dos reanálisis atmosféricos globales, obteniendo campos de presión y viento de mayor resolución espacial: 30 y 15 kms, respectivamente. Con estos datos de alta resolución, se ejecutan las mallas de cálculo de oleaje (GOW) y marea meteorológica (GOS) (véase figura 1), con una resolución aproximada de 10 kms. Datos más detallados sobre cada uno de los reanálisis se proporcionan en el apartado siguiente.

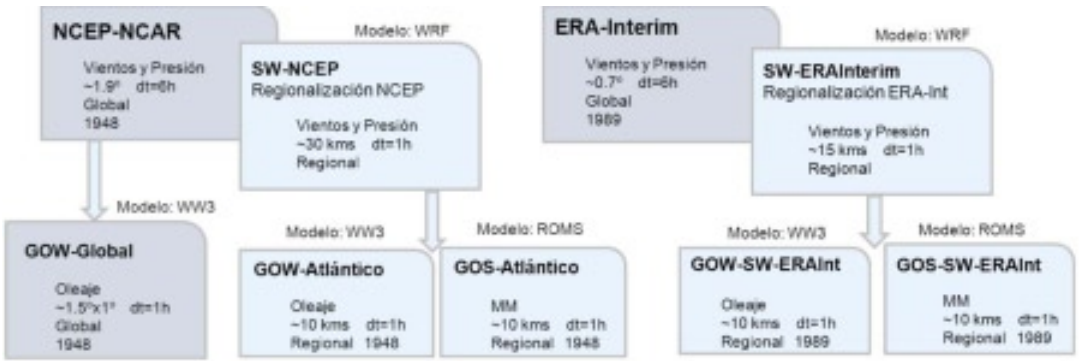


Figura 2. Esquema de la metodología y diferentes reanálisis generados para viento (SW), oleaje (GOW) y marea meteorológica (GOS).

CARACTERÍSTICAS DE LOS REANÁLISIS

Las características de los diferentes reanálisis se indican en las tablas 1, 2 y 3, para los reanálisis de viento, oleaje y marea meteorológica, respectivamente.

En las simulaciones globales de oleaje, se hace uso del reanálisis NCEP-NCAR por ser un reanálisis homogéneo en todo el periodo de simulación (1948-actualidad) y por mantenerse periódicamente actualizado, dado que una de las características principales que se pretende alcanzar en el reanálisis GOW es que sea actualizado periódicamente, en contraposición al resto de reanálisis de oleaje existentes que tienen una fecha límite. Los campos de viento globales tienen una resolución aproximada de 1.9º y cubren el periodo 1948-2011 con resultados seis horarios. Adicionalmente, se ha considerado la cobertura de hielo global del mismo reanálisis atmosférico en el modelado del oleaje global. La regionalización de vientos en Europa, denominada SeaWind (SW) proporciona campos de vientos y presión de resolución temporal horaria. Se han realizado dos modalidades de esta regionalización, distinguiéndose en las condiciones de contorno climáticas utilizadas, basadas en el reanálisis NCEP-NCAR y ERA-Interim. El primero de ellos presenta una resolución espacial de aproximadamente 30 kms, mientras que el SW-EraInterim alcanza los 15 kms, pero en este caso el comienzo del reanálisis se sitúa en 1989.

Reanálisis viento y presión	Resolución espacial	Cobertura temporal	Resultados
NCEP – NCAR (NOAA)	~1.875ºx1.9º	1948-2011	Campos de viento y presión 6h
SeaWind-NCEP	~30 kms	1948-2009 (2011)	Campos de viento y presión 1h
SeaWind-EraInterim	~15 kms	1989-2009 (2011)	Campos de viento y presión 1h

Tabla 1. Descripción de las características de los reanálisis de viento - SW

Reanálisis de oleaje	Resolución espacial	Cobertura temporal	Resultados
GOW-GLOBAL (GOW 1.0)	1.5ºx1º	1948-2010	Parámetros y espectros de oleaje, 1h
GOW-SW-NCEP (GOW 1.1)	0.25º / 0.0625º	1948-2009 (2011)	Parámetros y espectros de oleaje, 1h
GOW-SW-ERAInterim (GOW 2.1)	0.125º	1989-2009 (2011)	Parámetros y espectros de oleaje, 1h

Tabla 2. Descripción de las características de los reanálisis de oleaje - GOW

Reanálisis de MM	Resolución espacial	Cobertura temporal	Resultados
GOS-SW-NCEP (GOS 1.1)	0.125º	1948-2009 (2011)	Campos de MM, 1h
GOS-SW-ERAInterim (GOS 2.1)	0.125º	1989-2009 (2011)	Campos de MM, 1h

Tabla 3. Descripción de las características de los reanálisis de marea meteorológica (MM) - GOS

RESULTADOS Y VALIDACIÓN

Este apartado se dedica a la validación de los resultados de: viento, oleaje y componente meteorológica del nivel del mar, haciendo uso datos instrumentales en las costas españolas. Los datos instrumentales utilizados provienen de los registros de altímetros de distintas misiones de satélites (Jason 1, Jason 2, TOPEX, ERS-2, Envisat y GFO), desde 1992 a 2008, corregidas según las recomendaciones que indica la bibliografía (Hemer et al., 2010), y medidas de boyas en aguas profundas en varios océanos (Puertos del Estado y NOAA).

La validación se realiza por medio de: (1) mapas de estadísticos de correlación (índice de dispersión, *SI*; coeficiente de correlación de Pearson, *Corr*; error medio cuadrático de los residuos, *RMSE*; y sesgo, *bias*), (2) comprobación de series temporales y (3) diagramas de dispersión de los datos en localizaciones puntuales y por regiones.

1. Viento

En este apartado se valida las regionalizaciones de viento a partir de los dos reanálisis atmosféricos globales (NCEP y EraInterim). La figura 3 muestra la comparación entre ambos resultados para el Mediterráneo y la costa atlántica Española (índices de correlación y dispersión). Se observa que para ambos índices los resultados del módulo del viento mejoran al utilizar el reanálisis EraInterim como forzamiento. En todo caso, los resultados son satisfactorios, mostrando con la ejecución SW-NCEP índices de correlación por encima de 0.7 y SI por debajo de 0.4 en general. Los resultados son mejores en la vertiente atlántica debido en gran parte a la orografía y contornos de la cuenca mediterránea. Respecto a las costas españolas, ambos reanálisis de viento muestran buena calidad de los resultados, ligeramente mejores en el caso de SW-EraInterim.

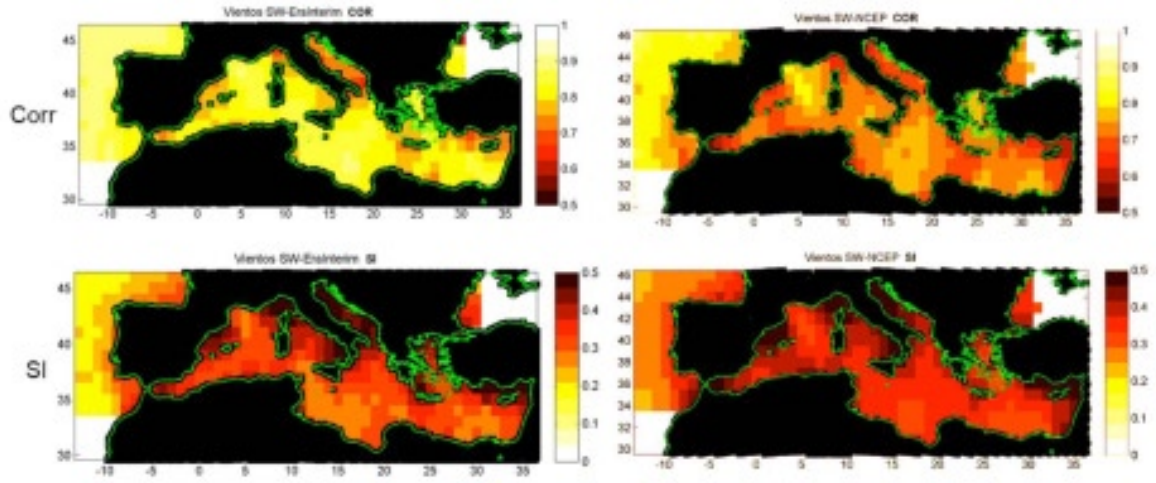


Figura 3. Mapas del coeficiente de correlación (CORR; paneles superiores) e índice de dispersión (SI; paneles inferiores) para las regionalizaciones SW-EraInt (izquierda) y SW-NCEP (derecha).

Además, se han comparado los resultados de viento, tanto en módulo como en dirección, en localizaciones puntuales coincidentes con boyas. En la figura siguiente se muestran dos ejemplos en la costa atlántica española. También en este caso se comparan los resultados de ambas regionalizaciones. Las conclusiones que se pueden extraer son análogas a las anteriores: mejor comportamiento del SW-EraInt frente al SW-NCEP y buen ajuste de ambas, tanto en términos de dispersión de los datos como en la distribución estadística de los mismos (representada por la distribución de cuantiles en las gráficas).

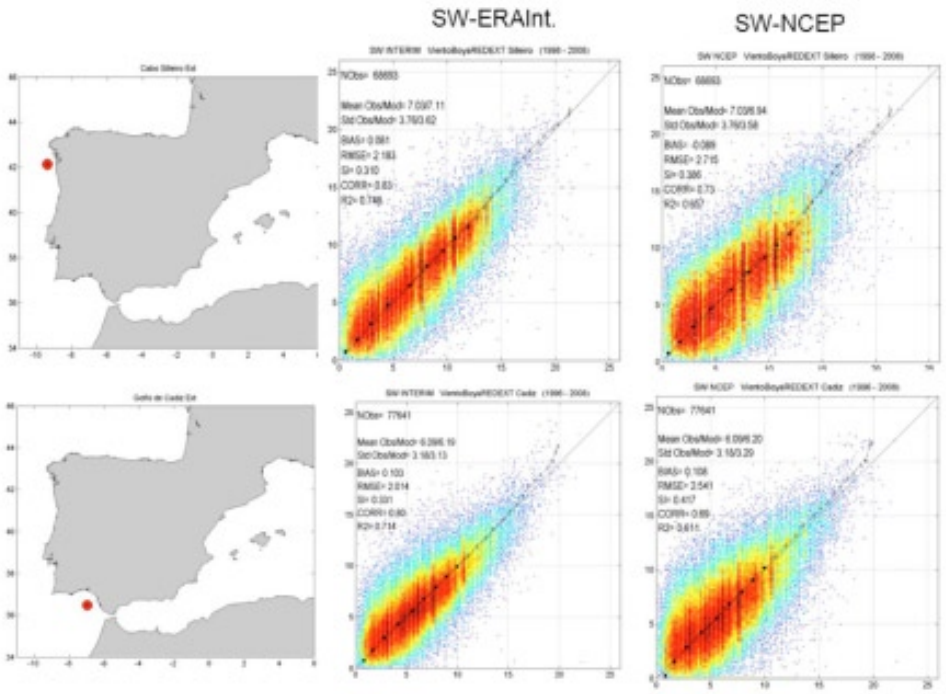


Figura 4. Comparación de los gráficos de dispersión y de cuantiles entre los datos de viento de los reanálisis SW-EraInt y SW-NCEP en dos localizaciones de la costa Oriental española.

2. Oleaje

A partir de los campos de viento y cobertura de hielo (NCEP-NCAR), se realizan simulaciones globales de oleaje desde 1948 con el modelo WW3 con una resolución de 1.5º en longitud y 1º en latitud. A la ejecución global de oleaje, se anidan dominios de mayor resolución espacial en las costas españolas y en el resto del Mediterráneo.

De manera análoga al viento, las simulaciones numéricas de oleaje se compararon en boyas y con datos de satélites. No obstante, en este caso, por ser una ejecución global del oleaje, la validación se ha realizado en dos fases: primero para los datos a nivel global con boyas y altimetría, y en un segundo paso, en la zona de aguas europeas, también con boyas y satélites, pero en este caso comparando las ejecuciones de más resolución de las mallas anidadas. Para ilustrar los resultados de la ejecución global, la figura 5 muestra una comparación de las series de oleaje obtenidas con varias boyas de distintas zonas geográficas del globo. Tanto la correcta amplitud de la altura significante como la concordancia temporal se pueden apreciar claramente.

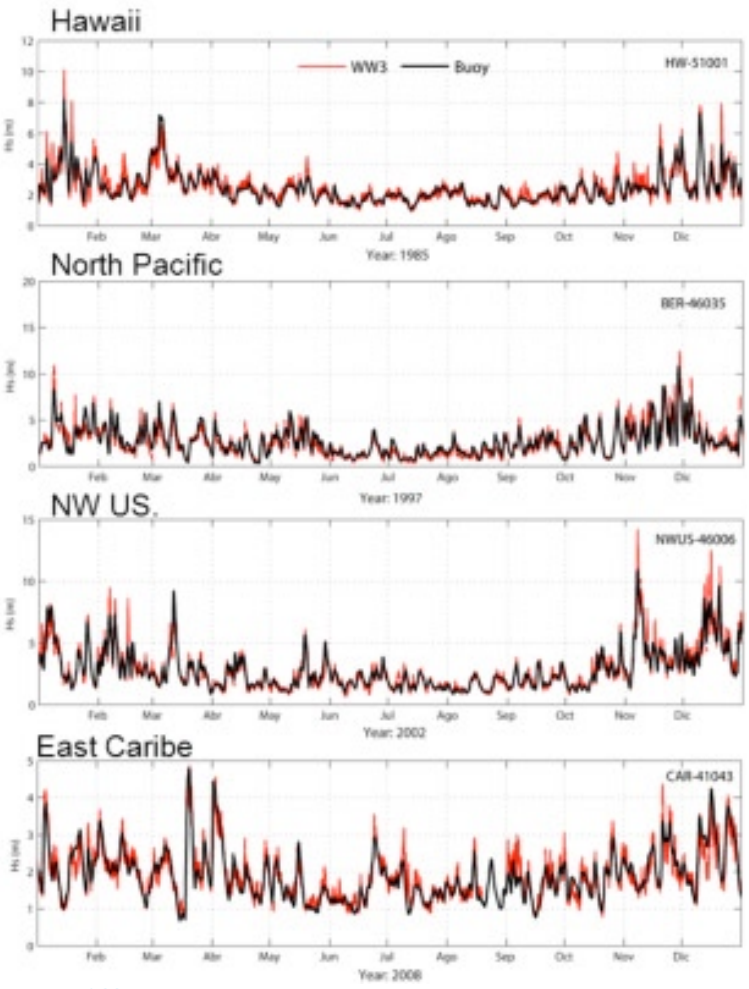


Figura 5. Series temporales de altura de ola significante en Hawaii, Pacífico Norte, costa NO americana y Caribe Oriental.

Más detalles sobre los resultados, validación y correcciones aplicadas a escala global se pueden encontrar en Reguero et al. 2011.

Respecto a las costas españolas, la figura 6 muestra la comparación con datos de altímetros (1992-2008) en una región del Mediterráneo (islas baleares) y en el mar Cantábrico, mostrando una correspondencia satisfactoria de los datos de altura significante, tanto en términos de dispersión como en la distribución estadística. Merece la pena destacar una pequeña desviación de los datos en las ramas más altas de la distribución, infravalorando en el Mediterráneo y sobrevalorando en el Cantábrico. Esta es una de las razones por las que los datos numéricos de oleaje se suelen corregir antes de su aplicación a estudios de ingeniería costera o marítima (véase Reguero et al. 2011).

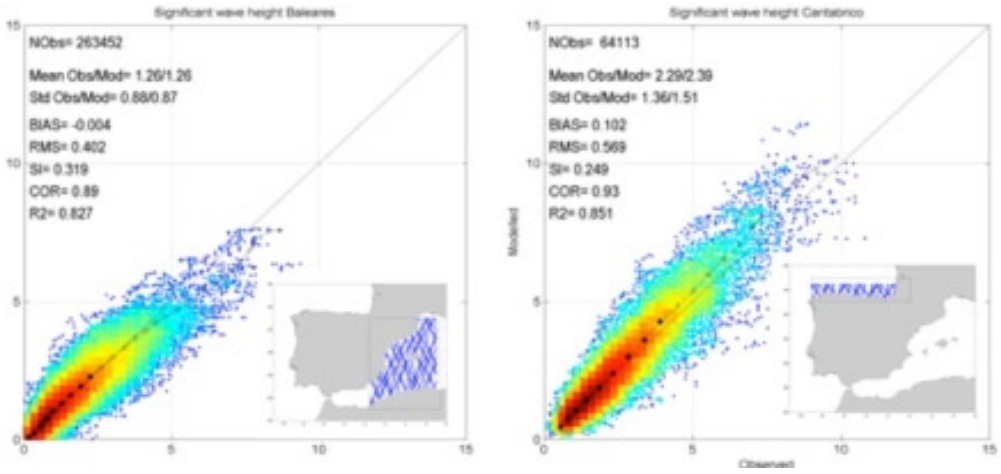


Figura 6. Gráficos de dispersión y de cuantiles entre los datos de oleaje del reanálisis y de altímetros, en una región del Mediterráneo Occidental (izquierda) y en el mar Cantábrico (derecha).

En la figura 7 se representa el índice de dispersión y el coeficiente de correlación para los dos reanálisis en las costas españolas en comparación con los datos de satélite. En aguas abiertas los resultados son más satisfactorios con dispersión pequeña y correlaciones por encima de 0.8. Los datos al Este del estrecho de Gibraltar muestran un ajuste peor en comparación con el resto de las zonas. En cuadros más pequeños se muestran los mismos coeficientes calculados a partir de los registros de las boyas obteniendo resultados análogos a los de satélite.

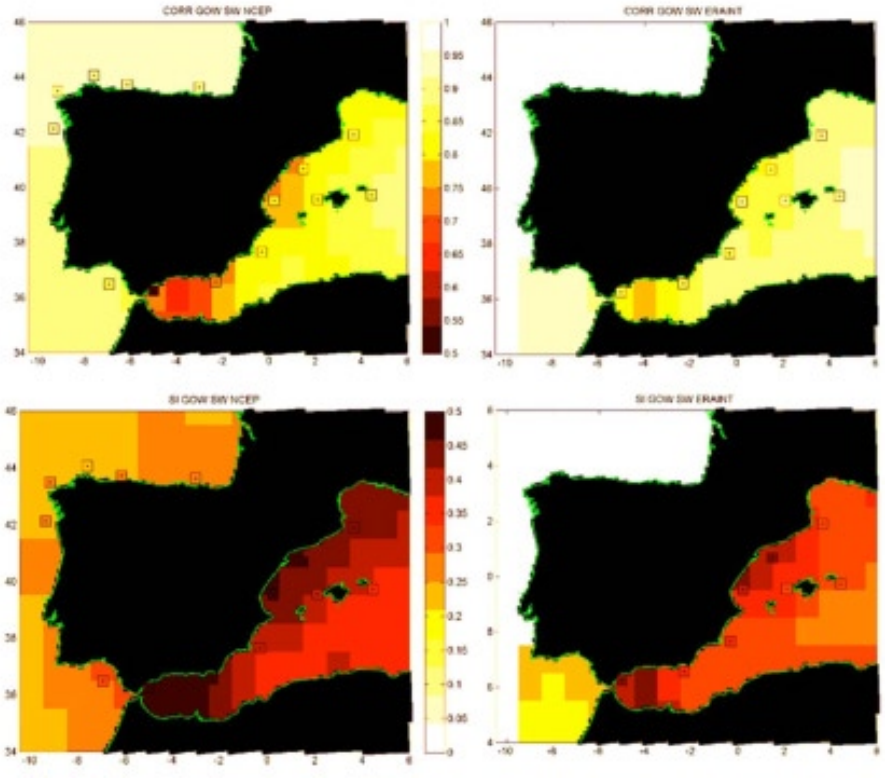


Figura 7. Mapas del coeficiente de correlación (CORR; paneles superiores) e índice de dispersión (SI; paneles inferiores) de los datos de oleaje (GOW-SWEraInt) con los datos de satélite (1992-2008)

3. Marea Meteorológica

Los datos simulados de marea meteorológica se han comparado con registros de mareógrafos a lo largo de las costas españolas. Se han realizado gráficos de comparación de las series temporales (figura 8 – mareógrafo de Vigo) y gráficos de dispersión (figura 9) para cada uno de los mareógrafos.

A partir de las series temporales se puede extraer la conclusión de que la simulación numérica reproduce adecuadamente tanto la intensidad como la secuencia natural de la componente meteorológica del nivel del mar en las costas españolas. No obstante, algunos eventos, en especial algunos extremos, no los llega a reproducir satisfactoriamente, debido principalmente a inexactitudes del modelado numérico de los campos de viento forzadores.

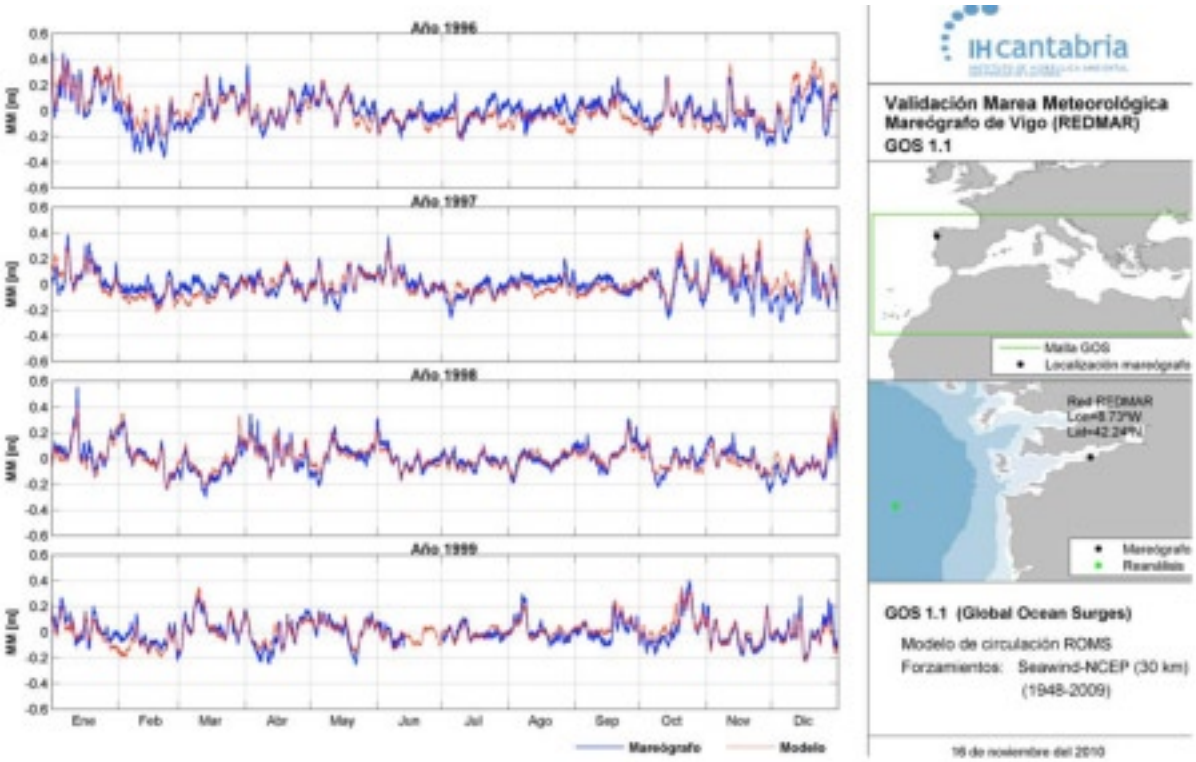


Figura 8. Validación del reanálisis GOS en el mareógrafo de Vigo (OPPE)

La figura 9 analiza diversos mareógrafos en las costas españolas mostrando los gráficos de dispersión y la distribución estadística (representada por los cuantiles) de las parejas de datos del modelado numérico frente a los datos registrados por los mareógrafos. En los mareógrafos del norte peninsular e islas canarias (no mostrado) la concordancia entre los datos es muy satisfactoria tanto en las condiciones medias como las extremas, salvo en el caso de Vigo donde la rama de valores más extremos se desvía ligeramente por infravaloración del modelado numérico. Sin embargo, en la vertiente mediterránea Sur las condiciones medias se reproducen estadísticamente bien pero la rama más alta de valores se desplaza sensiblemente, sobrevalorando la simulación numérica en el caso de Málaga y Almería e infravalorando en el resto de los casos. En el resto de la costa Mediterránea peninsular (no mostrado) el ajuste es similar. En las islas baleares (mareógrafos de Ibiza y Motril, no mostrados) la concordancia es tan buena como en las aguas de la vertiente atlántica.

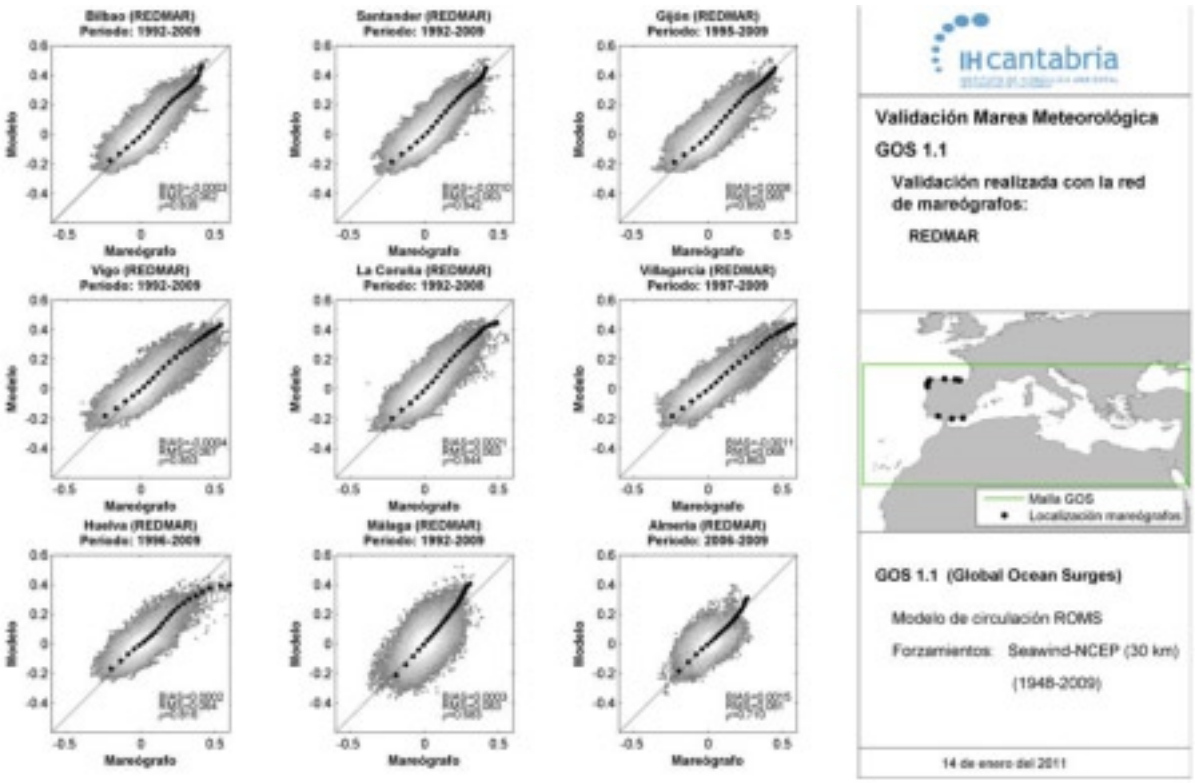


Figura 9. Validación de los reanálisis GOS (comparación con diversos mareógrafos de OPPE)

CONCLUSIONES

Se han obtenido **dos regionalizaciones de viento en Europa** a partir de los reanálisis atmosféricos **NCEP-NCAR y ERA-Interim**, con resultados horarios, desde 1948 y 1989, y con resoluciones de 30 y 15 kms, respectivamente. De la comparación de las dos regionalizaciones de viento con medidas instrumentales, los estadísticos de correlación muestran ligeras mejoras con la regionalización a partir de los vientos ERA-Interim.

El downscaling de viento se ha utilizado para generar **dos reanálisis de oleaje** en las costas españolas del Atlántico y en todo el Mediterráneo, desde 1948 y 1989, con resultados horarios de **parámetros y espectros** en diversas localizaciones, cada **10 kms** aproximadamente.

El downscaling de vientos se ha utilizado para generar **dos reanálisis de marea meteorológica** con resolución de **10 kms**, con fechas de comienzo en 1948 y 1989 en cada caso.

Todas las bases de datos desarrolladas han sido **validadas** en las costas españolas y en el resto del Mediterráneo **con datos instrumentales** de diversos tipos: boyas, mareógrafos y satélites. La comparación con observaciones muestra un ajuste óptimo tanto en índices de dispersión y correlación como en la distribución estadística.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias a la financiación de los proyectos de investigación C3E(200800050084091) del MMARM y MARUCA (E17/08) del MF.

Se agradece sinceramente a PdE el acceso a las bases de datos instrumentales REDMAR, REDCOS y REDEXT; a AZTI los datos de la boya de Pasaia y a la Generalitat de Catalunya por los datos instrumentales de la red XIOM.

REFERENCIAS

Ratsimandresy, A.W., Sotillo, M.G. , Carretero, J.C., Álvarez Fanjul, E., Hajji, H., 2008. A 44-year high-resolution ocean and atmospheric hindcast for the Mediterranean Basin developed within the HIPOCAS Project. Coastal Engineering, 55 (11) 827-842 ISSN 0378-3839, Doi:10.1016/j.coastaleng.2008.02.025.

Reguero, B.G., Menéndez, M, Méndez F.J., Mínguez, R. and Losada, I. 2011. A global Ocean Wave (GOW) calibrated reanalysis from 1948 onwards. (submitted to Coastal Engineering)

Shchepetkin, A.F., McWilliams, J.C. 2005. Regional Ocean Model System: a split-explicit ocean model with a freesurface and topography-following vertical coordinate. Ocean Modelling 9, 347–404.

Tolman, H.L., Balasubramaniyan, B., Burroughs, L.D., Chalikov, D.V., Chao, Y.Y., Chen, H.S. and Gerald, V.M. 2002. Development and implementation of wind generated ocean surface wave models at NCEP. Weather and Forecasting, 17, 311-333.

3.1.4. METODOLOGÍA PARA LA CARACTERIZACIÓN NUMÉRICA DE LAS ONDAS INFRAGRAVITATORIAS EN EL LITORAL ESPAÑOL

G. Díaz Hernández[1], J. A. Armesto[1], F. J. Méndez[1], R. Medina[1], I. J. Losada[1]

1. Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, "IH Cantabria". c/ Isabel Torres nº 15. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39001. Santander, Cantabria. diazg@unican.es

INTRODUCCIÓN

En este artículo se presenta una metodología integral que se encarga del estudio y caracterización de las principales variables asociadas a la onda larga vinculada al agrupamiento del oleaje, denominadas ondas infragravitatorias, las cuales se encuentran comprendidas en la banda frecuencial entre 1/600 Hz y 1/30 Hz. Dos herramientas numéricas son adoptadas por la presente metodología: a) el modelo numérico SWAN, Booij et al. (1999), y el modelo pCoulwave, Sitanggang y Lynnet (2005), Kim et al. (2009). Los cuales, adecuadamente forzados y acoplados, logran propagar y resolver la amplitud y periodo de las ondas largas asociadas al agrupamiento del oleaje. La metodología se apoya en las herramientas de autoclasificación de estados de mar propuesta por Camus et al. (2011a, 2011b), así como en el estudio de reanálisis de oleaje de alta resolución en aguas someras (DOW), aplicado al litoral Español. Paralelamente, esta metodología toma como punto de partida los fundamentos matemáticos de: Okihiro et al. (1992); Hasselman et al. (1962); Sand (1980); y Ottesen et al. (1980), los cuales describen los lineamientos para evaluar las ondas infragravitatorias vinculadas al agrupamiento del oleaje en aguas profundas, a través de la descomposición y balance energético del tensor de radiación asociado al oleaje en aguas profundas. Finalmente, la presente metodología ha sido adecuadamente validada con datos instrumentales provenientes de la campaña Gijón-1995 realizada por el Grupo de Ingeniería de Costas de la Universidad de Cantabria. Este estudio forma parte de los avances del proyecto MARUCA (E17/08) "Acción estratégica y cambio climático", Ministerio de Fomento.

OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo general del estudio es desarrollar metodologías de trabajo específicas que permitan transferir la información climática general al entorno de las infraestructuras de transporte marítimo, y al interior de las mismas. Bajo esta premisa se enmarca el proyecto MARUCA: "Caracterización climática del medio físico marino español para la optimización de la explotación portuaria y navegación marítima". Dentro de dicho proyecto, diferentes sub-apartados se han planteado en forma de objetivos particulares, para el estudio de las ondas de baja frecuencia u ondas infragravitatorias, los cuales son:

1. Desarrollo de metodologías para la caracterización de la onda larga (ondas infragravitatorias) a partir de modelado numérico, campañas de campo (medidas de nivel y velocidad) y monitorización permanente mediante sistemas de cámaras de video.
2. Creación de un atlas de ondas infragravitatorias en aguas abiertas a lo largo del litoral español.
3. Creación de un atlas de resonancia portuaria para los puertos de interés general de Puertos del Estado.
4. Creación de un sistema integral de acceso a las librerías de propagación de oleaje y al clima marítimo (ondas largas) en el entorno de los puertos de interés general de Puertos del Estado vía Web.

Este estudio se enfoca en el cumplimiento del segundo objetivo particular relacionado con las ondas infragravitatorias del proyecto MARUCA, y tal como se ha indicado, destina sus esfuerzos en obtener como producto final la creación de un atlas de ondas infragravitatorias en el litoral español, con la finalidad de su-

mar esta variable al trabajo de caracterización de las dinámicas y conocimiento del medio físico español, en forma de bases de datos de alta resolución. En otras palabras, se desea ahondar en el conocimiento del clima de las ondas infragravitatorias para cubrir distintos fines particulares: a) prediseñar adecuadamente las instalaciones portuarias y ponderar su posible exposición a episodios resonantes en sus dársenas, b) evaluar estadísticamente la operatividad portuaria con base en las acciones, corrientes y sobre-elevaciones relacionadas con las oscilaciones de largo periodo dentro de las dársenas, c) ayudar a la gestión de la navegación y atraque de embarcaciones dentro y fuera de los puertos, y d) reconstruir y aportar la estadística histórica del comportamiento de las ondas infragravitatorias frente a las instalaciones portuarias, e interrelacionarlas con las características del oleaje que incide sobre estas para distintas ventanas y tendencias temporales (anual, estacionalmente, etc.).

Estas son solo algunas de las aplicaciones ingenieriles que se relacionan directamente a un adecuado conocimiento de las ondas infragravitatorias en los puertos, y que intentan subsanar las clásicas y bien conocidas incertidumbres relacionadas con el pre-diseño, construcción y explotación portuaria bajo los efectos de este tipo de ondas de baja frecuencia, históricamente subestimadas por el desconocimiento estadístico de dicha variable, a la par de un alto impacto económico y en la seguridad de los puertos.

METODOLOGÍA GENERAL

A fin de cumplir con los objetivos generales y particulares previamente expuestos, se propone una metodología que integre diferentes aproximaciones matemáticas y numéricas, con el objetivo fundamental de poder evaluar las características de amplitud y periodo de las ondas infragravitatorias, que se generan y viajan con los grupos de oleaje. La metodología se compone de diferentes aproximaciones analíticas, estadísticas y numéricas, que buscan, generar, clasificar y propagar hacia la costa, la componente energética del espectro del oleaje relacionada con la franja frecuencial de las ondas infragravitatorias (entre 1/600 y 1/30 Hz). A continuación se describen los pasos metodológicos que componen el presente estudio, los cuales se esquematizan en la figura 1.



Figura 1. Esquema metodológico para evaluar y reconstruir la serie horarias de 60 años de duración, a partir de la obtención analítica del aporte energético de bajas frecuencias, y posterior la propagación espectro completo de oleaje + onda larga (ondas infragravitartorias), para la creación de la serie DOW+LW

Caracterización de las ondas infragravitatorias en el agrupamiento del oleaje

El primer paso del presente estudio es el poder estimar analíticamente el aporte energético de baja frecuencia, relacionado al oleaje, en función de sus características espectrales y de agrupamiento. Para ello se han revisado las ecuaciones originalmente planteadas por Munk (1949), Longuet-Higgins y Stewart (1964), y Tucker (1950), que demostraron que las ondas de baja frecuencia vinculadas al agrupamiento del oleaje son resultado del balance energético representado por el tensor de radiación, proporcional al cuadrado de la altura de las olas que componen los grupos, encontrando que los periodos de baja frecuencia generados adoptan las dimensiones y celeridades de los grupos de olas. Las formulas originalmente propuestas fueron derivadas a través de la aplicación de la ecuación de Laplace, Dean (1979), con al finalidad de poder evaluar analíticamente las alturas y periodos de las ondas infragravitatorias como oscilaciones de segundo orden. Extendiendo su aplicabilidad para fondo constante y espectros de oleaje direccionales, Sharma y Dean (1979), llegando a establecer que los periodos de las infragravitatorias, se crean como resultado de las combinaciones entre las distintas frecuencias y direcciones medias de propagación de cada paquete de energía individual que integran al espectro de oleaje, f_n - f_m, y Θ_n – Θ_m para cada par posible (n, m) de frecuencias y direcciones respectivamente. Sand (1982), extendió la interpretación física de las posibles combinaciones entre las distintas componentes frecuenciales y direccionales del espectro del oleaje, llegando a establecer una función de transferencia para obtener las elevaciones de las ondas de baja frecuencia de segundo orden, tanto para aguas profundas y aguas someras, logrando obtener finalmente la solución analítica del espectro de onda infragravitatorias relacionado al oleaje. Okihiro et al. (1992), retomaron estas ecuaciones para determinar la elevación y el periodo de las ondas largas vinculadas a los grupos de oleaje, logrando comparar exitosamente sus resultados con mediciones instrumentales de 2 años de duración en distintos puntos de control frente a *Imperial Beach*, California y *Barbers Point*, Hawaii. Por su parte, Martín et al. (1999) aplicaron parcialmente esta aproximación analítica, obteniendo y comparando sus resultados con datos instrumentales de oleaje en aguas profundas, analizados con diferentes funciones clásicas empleadas para la caracterización de las bajas frecuencias, *Set-down*, Ottesen-Hansen (1978), Sand (1992), técnica de la envolvente, Rice (1954) y la técnica SIWEH de Funke y Mansard (1979). Esta técnica ha sido aplicada por el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa en 1995, evaluando cuantitativamente la onda larga obtenida analíticamente, siendo esta validada con datos instrumentales en las inmediaciones del puerto de Sines, Portugal. La superficie libre de segundo orden de la onda larga vinculada al agrupamiento del oleaje se puede evaluar con el siguiente sumatorio, aplicado en aguas indefinidas.

$$\eta(\omega_j) = \sum_{n=1}^{\infty}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{q=1}^{n\theta}\sum_{r=1}^{n\theta} C_e \cdot A_{n,q} \cdot A_{m,r}$$

Para todas las combinaciones n, m de los paquetes de energía del espectro de oleaje con sus respectivas direcciones q, r. Donde Ce es el coeficiente de acoplamiento de la onda larga vinculada al agrupamiento del oleaje, definido como sigue.

$$C_e = -\frac{gk_nk_m\cos\Delta\theta}{2\omega_n\omega_m} - \frac{\omega_n\omega_m}{2g} + \frac{\left(\omega_n^{\,2}+\omega_m^{\,2}\right)}{2g}$$

$$-\frac{g\omega_j}{(g\Delta k\tanh(\Delta kh)-\omega_j^{\,2})\omega_n\omega_m}\cdot\left\{\begin{array}{l}\omega_j\left[\left(\dfrac{\omega_n\omega_m}{g}\right)^2+k_nk_m\cos\Delta\theta\right]\\ -\dfrac{1}{2}\left[\dfrac{\omega_nk_m^{\,2}}{\cosh^2(k_mh)}-\dfrac{\omega_mk_n^{\,2}}{\cosh^2(k_nh)}\right]\end{array}\right\}$$

Y su respectiva corrección para aguas reducidas.

$$C_e = -\frac{3}{2}\frac{1}{h^3 k_n k_m}$$

donde
g Aceleración de la gravedad en [m/s²]
k_n Número de onda para la componente espectral n [1/m]
k_m Número de onda para la componente espectral m [1/m]
$\Delta\Theta = \Theta_{n,r} - \Theta_{m,q}$ Diferencia angular de incidencia de cada paquete de energía individual
$\Delta k = |k_{n,r} - k_{m,q}|$ Vector asociado al número de onda de la onda larga vinculada al grupo de oleaje [1/m]
$\omega_j = \omega_n - \omega_m$ Frecuencia angular asociada al número de onda de la onda larga vinculada al grupo de
oleaje [1/s]
h Cota batimétrica [m]

La figura 2 muestra un ejemplo de la aplicación de las ecuaciones anteriormente descritas, combinando analíticamente los paquetes de energía de la serie de oleaje unidireccional correspondiente al registro de un temporal de 2 horas de duración medido en la boya de Langosteira, Coruña (enero de 2009), en donde se puede apreciar la serie de oleaje y su espectro de amplitudes (línea negra) y su correspondiente carga energética de la onda infragravitatoria (línea blanca) analíticamente generada. En la cual el periodo medio de onda larga TIGW coincide aproximadamente 5 a 10 veces el periodo de pico Tp y la altura de onda larga media HIGW, 1/10 de la altura de ola significante del oleaje Hs, Ottesen-Hansen (1978).

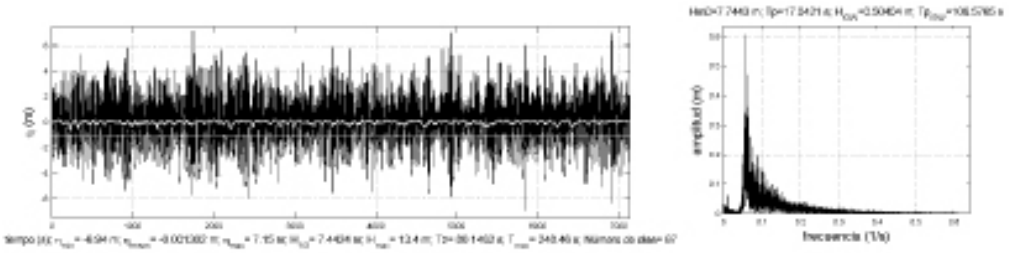


Figura 2. Serie de oleaje media en la boya de Langosteira durante el mes de enero de 2009 (línea negra) y espectro de energía. Serie (línea blanca) y especto de energía de la onda infragravitatoria generada analíticamente.

Clasificación de los estados de mar y su propagación hacia la costa (de aguas profundas a intermedias)

La metodología se basa en la técnica híbrida de autoselección, propagación y reconstrucción de series de oleaje propuesta por Camus et al. (2011a, 2011b), en la cual se plantea la generación de una serie sintética (reanálisis) de estados de mar horarios de 60 años de duración, calibrada con datos instrumentales de boyas y satélite, Minguez et al. (2011). Dicha base de datos, también conocida como serie GOW (Global Ocean Waves), ha sido obtenida a través del uso del modelo Wave Watch III (WWIII), forzado con los campos de viento desarrollados por el organismo NCEP/NCAR y la base de datos ERA-Interim. Se ha obtenido y validado exitosamente para la zona de aguas profundas de España y Latinoamérica. Posteriormente, l base de datos GOW se ha propagado hacia la costa a través del empleo del modelo SWAN de Booij et al. (1999), forzado con los espectros aportados por el modelo WWIII, los mapas de viento correspondientes, y sobre una integración batimétrica compuesta por los datos aportados por el GEBCO (General Bathymetric Chart of the Oceans) y cartas náuticas del Instituto Hidrográfico de la Marina digitalizadas. Obteniéndose de esta forma la base de

datos DOW (Downscaled Ocean Waves) de 60 años de datos de oleaje horarios en cualquier punto costero (aguas reducidas).

La técnica de Camus et al. (2011a), propone: a) una selección de un número reducido (500) estados de mar representativos de cada zona de estudio, a través de algoritmos de autoselección de máxima disimilitud (MaxDiss), a fin de reducir el coste CPU de simulación; b) propagación de los 500 estados de mar seleccionados en distintas mallas generales y de detalle empleadas por el modelo SWAN, dispuestas a lo largo del litoral español (ver figura 3); y c) reconstrucción de los 60 años de oleaje horario de la base de datos GOW a través de la técnica basada en las Radian Basis Functions (RBF). Una característica fundamental de esta técnica es que permite conocer, obtener y trabajar con la información espectral real, proveniente del modelo WWIIII y propagada posteriormente por el modelo SWAN, de tal forma que los paquetes de energía del espectro discretizados espacial y direccionalmente, presentan una distribución realista, y aportan información veraz del comportamiento de cada uno de los estados de mar considerados en cualquier punto/profundidad del dominio numérico, desde aguas profundas hasta la costa.

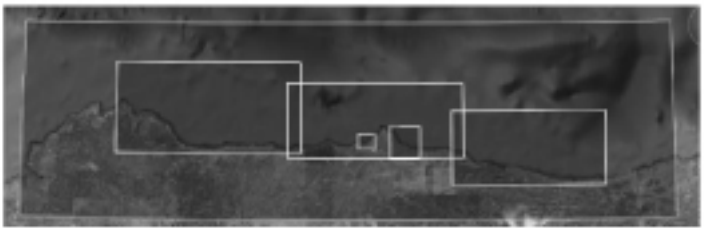


Figura 3.
Malla número 02: General (1), intermedia (3) y detalle (2), para la zona de Cantabria-Asturias-Galicia Norte, empleada por el modelo SWAN dentro del esquema teórico para generar la base de datos DOW.

Dichos espectros, por lo tanto, son susceptibles a ser modificados con las aproximaciones analíticas de Okihiro et al. (1992), para inferir el aporte energético de baja frecuencia (ondas infragravitatorias), para cada espectro en cualquier punto (ver figura 4). Lo cual ha permitido en el presente estudio, re-propagar los 500 estados de mar desde aguas profundas hasta la costa, considerando dicha energía por debajo de 1/30 Hz.

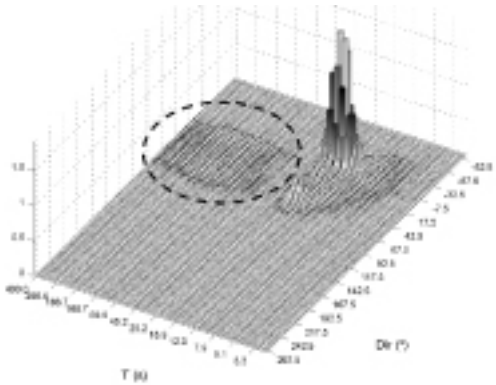


Figura 4.
Ejemplo del espectro completo de oleaje + onda larga del estado de mar no. 1 (de 500) y posición espacial no. 53 (de 187 espectros espacialmente aportados por la base de datos GOW), empleado en el forzamiento en aguas profundas del modelo SWAN para la propagación, obtención y reconstrucción de la base de datos DOW+LW.

Se sabe que el modelo SWAN, es un modelo incapaz de gestionar adecuadamente y por si solo dicha transferencia frecuencial de energía, del oleaje hacia las ondas largas, relacionada a procesos no lineales. Sin embargo, si dicha transferencia se evalúa analíticamente a *priori*, el modelo SWAN es absolutamente fiable para propagar y transformar adecuadamente el espectro de energía completo (oleaje + ondas infragravitatorias). De esta forma, y forzando al modelo SWAN con el espectro completo, se ha conseguido reconstruir los 60 años de oleaje con su correspondiente información energética en la banda infragravitatoria, denominada en este estudio: base de datos DOW+LW (*Downscaled Ocean Waves + Long Wave*).

Evaluación de las ondas infragravitatorias en aguas reducidas

La última etapa de la metodología para evaluar y reconstruir la energía infragravitatoria en la zona costera, es considerar los efectos de transformación no lineal, asomeramiento, reflexión y disipación por fricción por fondo y rotura, que sufre el espectro completo del oleaje, conforme este se propaga hacia la costa e interactúa con accidentes topo-batimétricos naturales y artificiales. Aplicando únicamente dicho modelo en aquellas zonas de especial interés, por ejemplo, frente a todos y cada uno de las Autoridades Portuarias españolas, tal como lo plantea originalmente el proyecto MARUCA. Esta etapa se acomete a través del uso del modelo transitorio pCoulwave (Sitanggang & Lynnet (2005), Kim et al. (2009)), el cual se encarga de propagar y transformar el oleaje sobre contornos batimétricos reales 2DH, basándose en las ecuaciones paralelizadas, no lineales y dispersivas de Boussinesq, resueltas en un esquema numérico de volúmenes finitos. Este modelo permite simular numéricamente los complejos efectos que sufre el flujo oscilatorio en la zona costera, y concretamente, logra gestionar la transferencia no lineal entre la banda espectral del oleaje hacia las bajas frecuencias, rotura por fondo, reflexión y posible liberación de la onda infragravitatoria vinculada al agrupamiento del oleaje, en la zona costera. Por lo tanto, se plantea el acoplamiento entre los modelos SWAN y pCoulwave, para propagar los espectros reales proporcionados por el modelo SWAN desde aguas intermedias, hacia la costa o hasta las inmediaciones del puerto de interés, tal como proponen los trabajos en aproximaciones 1D propuestos por Demirbilek et al. (2007), y Reiners et al. (2010).

Demirbilek et al. (2007), proponen la evaluación de las ondas infragravitatorias a través del uso de un modelo numérico basado en las ecuaciones de Boussinesq, propagando un espectro teórico de oleaje tipo JONSWAP/TMA, sobre una pendiente constante, hacia la zona portuaria de interés, la cual han denominado técnica IGWT (Infra-Gravity Wave Input Toolbox), con el fin de evaluar el posible forzamiento para analizar los efectos resonantes de las instalaciones portuarias. Los autores logran validar con éxito dicha técnica con datos instrumentales en el puerto Barbers Point en Hawaii. Sin embargo, dicha idea metodológica subestima los efectos de transformación del oleaje sobre un contorno batimétrico real, y el hecho de considerar como forzamiento una forma espectral teórica, no garantiza que esta se asemeje a la forma espectral que realmente se tiene en la zona de estudio, y finalmente, asumen erróneamente que el modelo logrará, por sí solo, realizar la transferencia energética entre componente frecuenciales del oleaje para la generación de las ondas infragravitatorias desde una distancia arbitrariamente definida, cuando se sabe que dicha energía de baja frecuencia, necesariamente se ha venido gestando desde aguas profundas por los efectos no lineales, frecuenciales y direccionales que experimenta el oleaje a lo largo de su propagación hacia la costa, Rye (1982). No obstante, la idea de Demirbilek et al. (2007), es absolutamente viable si se subsanan dichas carencias, tal como se propone en esta metodología.

La propuesta de uso del modelo pCoulwave, dentro de la metodología general, se puede resumir en los siguientes pasos:

i. Determinar un punto frente a la costa de estudio que trace una línea perpendicular hacia la zona de estudio (p. Ej. una instalación portuaria), considerando que dicho punto deberá coincidir con el límite de aplicación del modelo de Boussinesq kh<5.
ii. Una vez seleccionado dicho punto, se deberá recuperar la información de los 500 espectros proporcionados por el modelo SWAN, los cuales serán empleados para forzar el modelo pCoulwave.
iii. Debido a que se tratan de un número importante de propagaciones, y tal como lo plantea Demirbilek et al. (2007), en este estudio se ha decidido realizar las propagaciones con la versión del modelo pCoulwave 1D, por lo que se debe recuperar el perfil batimétrico desde el punto seleccionado, hacia la

costa (sobre la línea perpendicular indicada). Cada ejecución se ha simulado en aproximadamente 10 minutos, en un solo procesados CPU.

iv. Propagar los 500 espectros completos sobre el perfil batimétrico y recuperar la información espectral completa frente a la zona de interés en la costa o puerto, para posteriormente, poder reconstruir la serie horaria de 60 años estados de mar y onda larga, mediante la técnica RBF.

VALIDACIÓN

En este apartado se presenta el trabajo de validación de la metodología integral propuesta en este estudio, mostrando la validación instrumental de los periodos de onda infragravitatoria obtenidos numéricamente en aguas profundas, y las características de dichas ondas en las inmediaciones del Puerto de Gijón, empleando los datos de la campaña de campo realizada en 1995 por el Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas de la Universidad de Cantabria, GIOC, Lara et al. (2002).

Aguas profundas

Debido a que la información instrumental en la zona de aguas profundas de España, es medida con equipo que no permite registrar de la banda de bajas frecuencias, no se puede validar la presente metodología de forma directa con datos brutos. Es por este motivo que se han empleado las relaciones entre los periodos de pico del oleaje (T_p) y los periodos de onda (T_{LW}) determinados a través de la técnica SIWE de Funke y Mansard (1979), para las series de oleaje medidas en las boyas de aguas profundas de Puertos del Estado. Este análisis ha sido presentado en los trabajos de Vigo y Díaz (2010), y Kendonkuff y Díaz (2010). La figura 5 muestra la comparación entre el T_p y el T_{LW} para las boyas de Estaca de Bares (Longitud: 7,67° W, Latitud: 44,12° N, profundidad: 1800 m) y Cabo de Peñas (Longitud: 6,16° W, Latitud: 43,75° N, profundidad: 615 m), observándose que el periodo de onda infragravitatoria obtenido en este estudio, con el modelo SWAN (serie DOW+LW). Se puede observar que el modelo metodológico (DOW+LW) proporciona periodos de onda infragravitatoria adecuados y cercanos a los obtenidos con la metodología SIWEH.

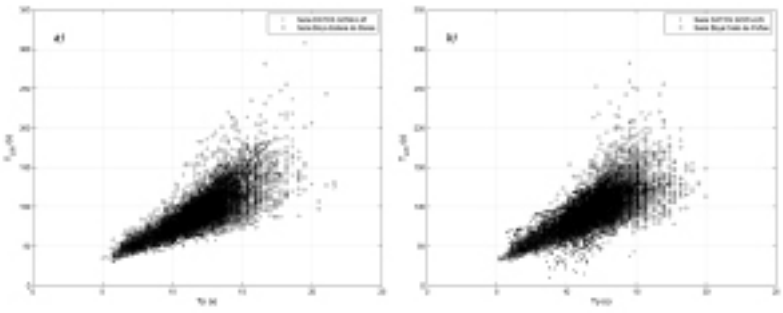


Figura 5. Comparación entre Tp vs TLW para las series numéricas (DOW-LW) (puntos) y series instrumentales medidas en las boyas de Puertos del Estado en aguas profundas (círculos), a) Estaca de Bares y b) Cabo de Peñas.

Zona costera y portuaria

La validación en la zona costera/portuaria, se ha llevado a cabo empleando los datos instrumentales provenientes de la campaña de Gijón de 1995, medidos a través de un sensor de presión colocado a una profundidad de 22 m en una localización cercana al dique Príncipe de Asturias. La longitud de cada burst fue de 512 puntos con una frecuencia de muestreo de 0.5 Hz (17 minutos de medida continua) a lo largo de dos meses. El uso de la información instrumental proveniente de un sensor de presión, permite filtrar las oscilaciones por debajo de 1/30 Hz (tras haber filtrado las oscilaciones asociadas a la marea astronómica), y de esta forma contar con la elevación y periodos de las ondas infragravitatorias existentes en la zona de estudio.

Para esta etapa de validación, se presentan dos familias de resultados, asociadas a dos aproximaciones de la presente metodología: en primer lugar los resultados de elevación y periodo de las ondas infragravitatorias obtenidos directa y únicamente con el modelo SWAN (DOW+LW), y en segundo lugar dichos parámetros obtenidos tras haber acoplado numéricamente el modelo SWAN y el modelo pCoulwave 1D ejecutado durante 1 hora de olas numéricas, propagándose a lo largo del un perfil batimétrico mostrado en la figura 6.

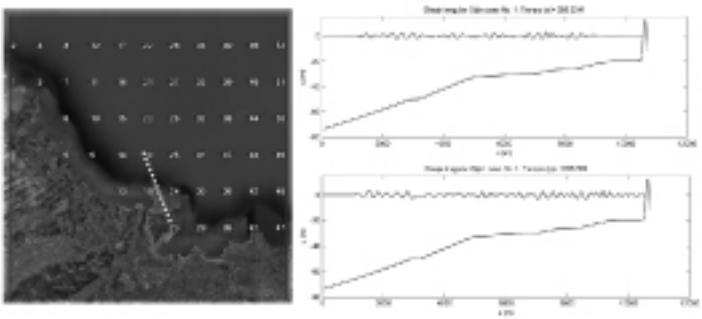


Figura 6. Malla de detalle SWAN-D0221, empleada en las propagaciones DOW+LW indicando el corte batimétrico empleado por el modelo pCoulwave y superficie libre propagada sobre dicho perfil con el modelo pCoulwave para dos instantes de tiempo.

La figura 6 muestra adicionalmente la evolución espacial de la superficie libre del oleaje propagado con el modelo pCoulwave para dos instantes temporales distintos, y para el caso representativo (MaxDiss) número 1. El modelo pCoulwave ha sido forzado con el espectro proveniente de la base de datos DOW+LW correspondiente al punto 19 de la malla de detalle SWAN-D0221. En la figura 7 se puede apreciar la evolución temporal de la superficie libre para el punto sobre el perfil batimétrico, que coincide exactamente con la posición del sensor de presión empelado en la campaña de campo de Gijón 1995.

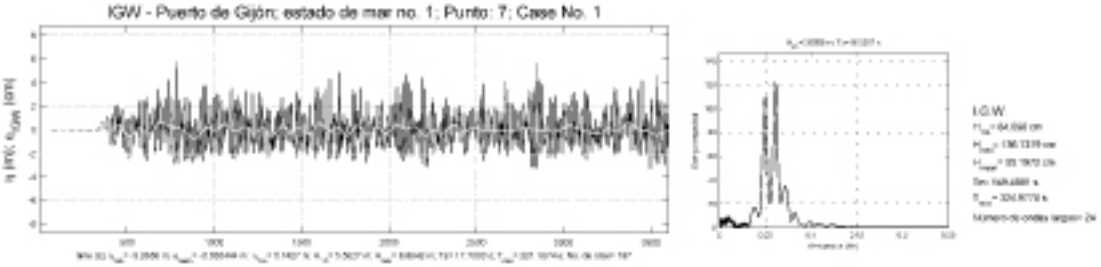


Figura 7. Ejemplo del análisis de la superficie libre obtenida con el modelo pCoulwave, tras haber sido forzado con el espectro completo (DOW+LW) no. 19, para el estado de mar MaxDiss no. 1. Superficie libre de oleaje (línea negra), superficie libre de onda larga (línea blanca), espectro de oleaje (línea fina), espectro de onda larga (línea gruesa).

Finalmente, en la figura 8 se observan las comparaciones de la serie GOW+LW reconstruida en la localización del sensor de presión para los dos meses de medición de la campaña de Gijón de 1995, para la aproximación con el modelo SWAN y SWAN + pCoulwave. Se puede observar que el modelo SWAN por si solo aporta valores de amplitudes y periodos de onda larga bastante aproximados a los datos instrumentales, y en general el comportamiento numérico que manifiesta sigue las tendencias de crecimiento y disminución de la onda infragravitatoria a lo largo de los dos meses de medición. Sin embargo, se observa que para los valores máximos de elevación, el modelo SWAN subestima las amplitudes de las ondas largas debido principalmente a que no es capaz de reflejar dicha energía que incide sobre el paramento del dique Príncipe de Asturias. Este inconveniente se ve sustancialmente mejorado cuando se realiza el acoplamiento entre el SWAN y el modelo pCoulwave, donde los efectos de reflexión, asomeramiento y no linealidad del flujo propagándose sobre el perfil batimétrico, muestran un comportamiento más adecuado con base en los daros instrumentales.

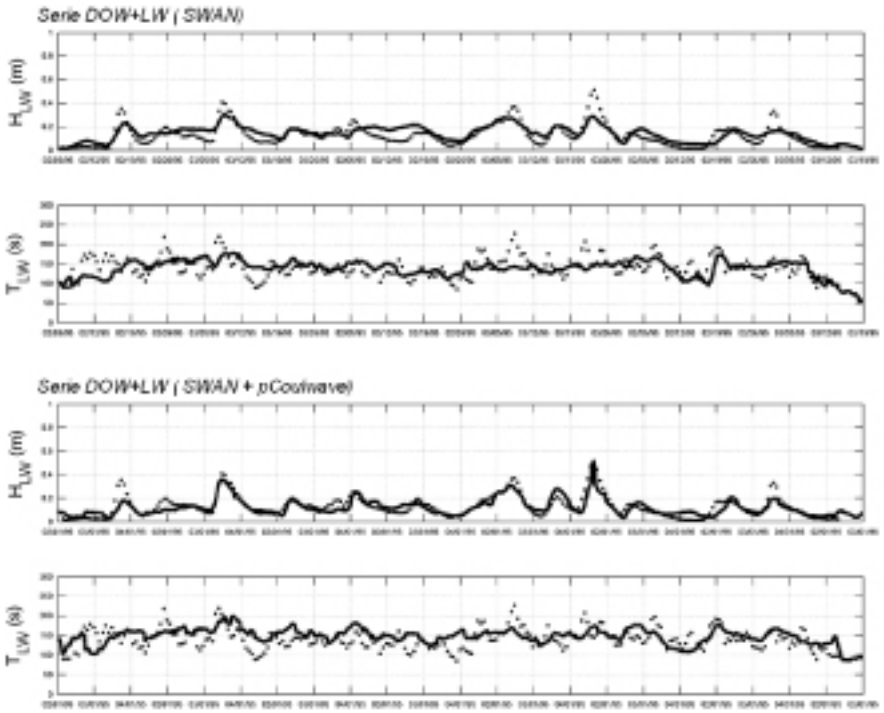


Figura 8. Comparación de la serie DOW+LW reconstruida con el modelo SWAN y con el modelo SWAN + pCoulwave, para el sensor de presión colocado frente al dique Príncipe de Asturias del Puerto de Gijón, durante los meses de enero y febrero de 1995. Serie numérica (línea), serie instrumental (puntos).

CONCLUSIONES

Se ha presentado una metodología integral para la obtención y propagación de las ondas infragravitatorias generadas por el agrupamiento del oleaje, a través del uso, implementación, modelación, y validación de distintas herramientas analíticas, estadísticas y numéricas que permiten obtener en cualquier punto del litoral español, las características de elevación y periodo de dichas ondas de baja frecuencia. El proyecto MARUCA pretende establecer un atlas de onda larga para el uso, prediseño y explotación portuaria, el cual será confeccionado siguiendo la metodología presentada en este estudio.

AGRADECIMIENTOS

Los Autores agradecen la financiación del proyecto MARUCA (E17/08), Acción estratégica de energía y cambio climático, Ministerio de Fomento, y a Puertos del Estado, por la información instrumental proporcionada.

REFERENCIAS

Booij, N., Ris, R. C. and Holthuijsen, L. H. (1999), A third-generation wave model for coastal regions, Part I: Model description and validation, J. Geophys. Res. Vol. 104, C4, pp.7649-7666.

Sitanggang K.I., Lynett P.. Parallel computation of a highly nonlinear Boussinesq equation model through domain decomposition. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 49:5774, 2005.

Kim D.H., Lynett P.J., Socolofsky S.A. A depth-integrated model for weakly dispersive, turbulent and rotational fluids flows. Ocean Modelling, 27:198 - 214, 2009.

Camus P., Mendez F.J., Medina R., Cofiño A.S.. Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. Coastal Engineering, Volume 58, Issue 6, June 2011, Pages 453-462

Camus P., Mendez F.J., Medina R.. A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas. Coastal Engineering, Volume 58, Issue 9, September 2011, Pages 851-862

Okihiro M. Guza R.T. Saymour R.J.Bound Infragravity Waves, Journal of Geophysical Research, Vol. 97, No. C7. Pages 11453-11469, 1992.

Hasselman, K. On the non-linear energy transfer in gravity-wave spectrum 1. General Theory, J. Fluod Mech. 12, 481-500, 1962.

Sand S.E. Long waves in directional seas, Coastal Eng. 6(3), 195-208, 1982. Ottesen et al. (1980),

Munk W.H. Surf beats. Eos Trans. AGU, 30(6), 849-854, 1949.

Longuet-Higgins M.S., Stewart R.W. Radiation stress and mass transport in gravity waves, with applications to surf beats. J. Fluid Mech., page 481504, 1964.

Tucker M.J.. Surf beats: Sea waves of 1 to 5 minute period, Proc. R. Soc. London, Ser, A., 202, 565-573, 1950.

Ottesen Hansen N.-E. Long period waves in natural wave trains. Inst. Hydrodyn. And Hydraulic Engrg., Tech. Univ. Denmark, Prog. Rep. 46, pp. 13-24. 1978

Mínguez R., Espejo A., Tomás A., Menéndez M., Méndez F.J., Losada I.J. Directional CalibratedWind andWave Reanalysis Databases using Instrumental Data for Optimal Design of Off-Shore Wind Farms. Geophysical Research Abstracts. Vol. 13, EGU2011-12472, 2011

Demirbilek, Zundel A.V., Nwogu O.G. Intra-gravity wave input toolbox (IGWT): Users guide. Coastal and Hydraulics Laboratory Technical Note ERDC/CHL CHETN I-73, 2007.

Reiners A.J.H.M., Groenewegen M.J., Ewans K.C., Masterton S., Stelling G.S., and Meek J.. Estimation of infragravity waves at intermediate water depth. Coastal Engineering, 57(1):52-61, 2010.

Rye H. Ocean wave groups. Ph.D. Thesis. Division of marina Hydrodynamics. University of Trondheim. 1982

Lara J. L., Martin F. L., Losada I.J. Análisis experimental de ondas largas en la bocana del puerto de Gijón. Ingeniería del agua · Vol. 9 · nº 4 diciembre 2002.

3.1.5. EL SISTEMA MYOCEAN DE PREDICCIÓN OCEANOGRÁFICA OPERACIONAL PARA LA ZONA IBI (IBERIA-VIZCAYA-IRLANDA): UNA NUEVA HERRAMIENTA DE OCEANOGRAFÍA OPERACIONAL A DISPOSICIÓN DEL SISTEMA PORTUARIO

M.G. Sotillo[1], S. Queralt[1], J. Chanut[2], G. Reffray[2], P. Lorente[1], C. Cotelo[3], E. Álvarez-Fanjul[1]

1. Área de Análisis de Medio Físico. Puertos del Estado (PdE). Avda. Partenón, 10 28042 Madrid. España. marcos@puertos.es
2. Mercator Ocean. Parc Technologique du Canal. 8-10 rue Hermès. 31520 Ramonville St Agne. France
3. CESGA Avenida de Vigo, s/n Campus Sur, 15705 Santiago de Compostela, A Coruña.

INTRODUCCIÓN

La dinámica oceánica juega un papel principal en la configuración de los impactos ambientales que presentan las actividades asociadas a los diferentes sectores socioeconómicos relacionados con el mar. Existe un creciente interés en la monitorización del entorno marino, acompañado de un interés máximo en conocer la evolución temporal del mismo, lo que esta sirviendo de estimulo para el desarrollo científico de modelos hidrodinámicos que permitan no solo la comprensión de la propia dinámica marina sino también su predicción.

En los últimos tiempos se han producido importantes avances científicos en el campo de la oceanografía, al tiempo que se han venido realizando esfuerzos dirigidos a la aplicabilidad operacional de los mismos con la puesta en marcha de sistemas y herramientas que ayuden a gestionar las actividades humanas relacionadas con el entorno marítimo. En este sentido, El Proyecto Europeo MyOcean (7FP; http://www.myocean.eu.org) supone un salto cualitativo en cuanto a las capacidades operacionales de predicción oceanográfica y su servicio a usuarios a nivel europeo.

El objetivo principal de MyOcean consiste en la implementación de la iniciativa europea GMES (*Global Monitoring for Environment and Security*) para el asentamiento e integración de los servicios de observación y predicción oceánica en los mares y cuencas Europeas. Los sistemas MyOcean generan de forma operacional información que permite describir el estado físico del océano y su ecosistema primario tanto para el pasado (a través de análisis retrospectivos: *hindcast*) como para el momento presente y futuro (*nowcast y forecast*). MyOcean, pretende además, como servicio paralelo, contribuir a la generación de productos oceánicos de interés climático.

Con el fin de desarrollar e implementar los sistemas operacionales necesarios para prestar el servicio descrito (ofreciendo al usuario predicciones de corrientes, salinidad, temperatura y nivel del mar, entre otros), MyOcean se organiza en una red de centros, con dedicación regional, denominados MFCs (*Monitoring & Forecasting Centre*). Puertos del Estado (PdE) junto con MERCATOR-Ocean son responsables del desarrollo y funcionamiento del MFC encargado de dar cobertura y servicio a la zona IBI (fachada Atlántica Europea). Este servicio IBI esta basado en una aplicación del modelo numérico de predicción oceánica NEMO (*Nucleus for European Modelling of the Ocean*). Esta aplicación regional se anida en el modelo global MyOcean, empleando forzamientos atmosféricos procedentes de la predicción del ECMWF (*European Centre for Medium-range Weather Forecast*). La aplicación operacional nominal ha sido desarrollada e implementada para ser ejecutada en el supercomputador *Finisterrae* de CESGA (Centro de Supercomputación de Galicia) y proporciona de manera diaria predicción oceanográfica a un horizonte de 5 días.

EL PROYECTO MYOCEAN

MyOcean es el proyecto de Oceanografía Operacional más ambicioso y trascendental jamás emprendido por la Unión Europea. Comenzó en abril de 2009 y tendrá una duración de tres años. Está siendo ejecutado por 61 instituciones de 29 países Europeos. Su objetivo es dar un salto adelante en la capacidad europea de predicción y monitorización marina por medio de la creación de un único servicio pan-europeo de observación y predicción a escala global y regional. La iniciativa pretende asegurar la existencia de un servicio de información de acceso público que se erija como punto focal para el conocimiento del estado de los océanos y mares europeos, proporcionando de forma regular y sistemática información oceanográfica derivada de medidas observacionales y de sistemas de predicción marina.

Dentro de este proyecto se realizarán dos desarrollos fundamentales:
· Por un lado, la creación de un servicio de datos marinos en tiempo real que compendie todas las medidas del medio marino. Este servicio tendrá una componente de medida en el mar ("in-situ" TAC, Thematic Assembly Centre) y cuatro satelitales (nivel del mar, color del océano, temperatura superficial del mar y hielo y viento).
· Por otro, servicios de predicción marina (Monitoring and Forecesting Centres, MFCs), que tomen los citados datos medidos y los introduzcan en modelo numéricos a fin de generar predicciones realistas para los próximos días.

La figura 1 ilustra la organización regional de MyOcean (la cual es coincidente con la ya establecida por medio de diferentes alianzas regionales en EuroGOOS, el consorcio Europeo de Oceanografía Operacional) y las instituciones responsables de los servicios operacionales de datos y de predicción.

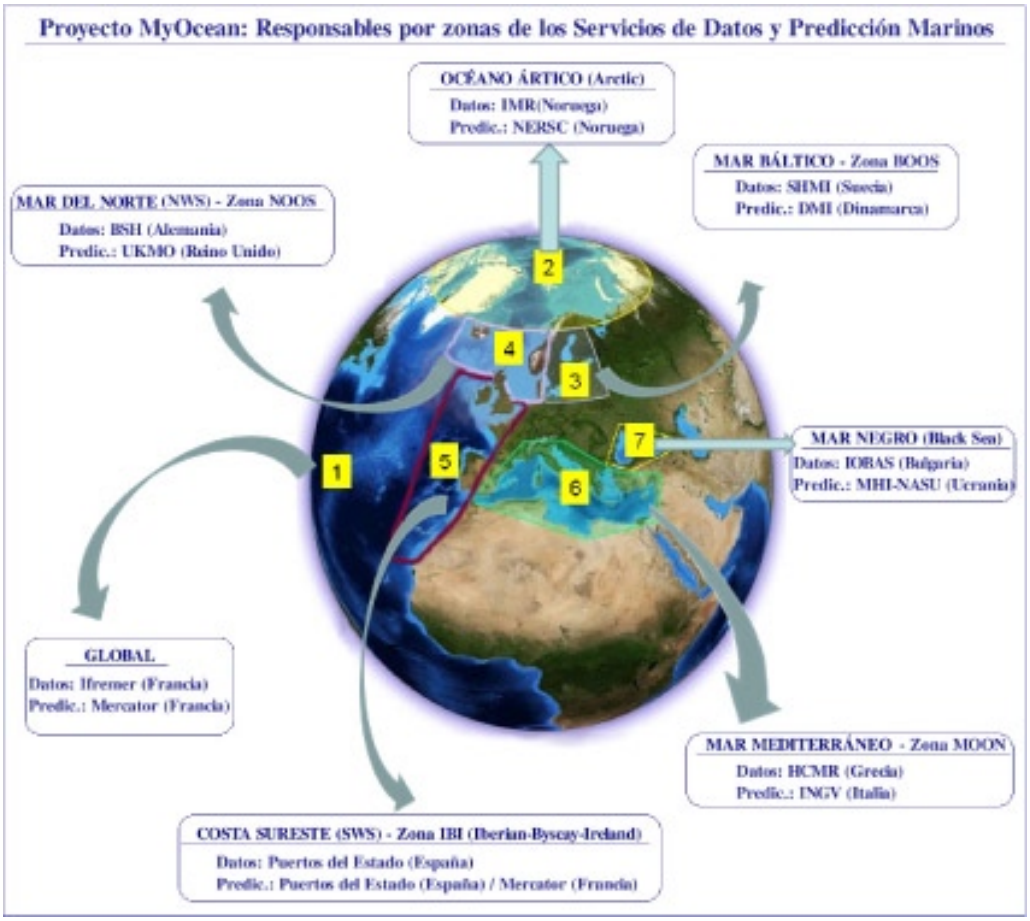


Figura 1. Distribución de regiones de EuroGOOS y MyOcean. Instituciones responsables de datos y predicciones en cada región.

En virtud de este esquema, los servicios de MyOcean se organizan como una estructura policéntrica regional, en la cual diferentes instituciones europeas son responsables de diferentes Unidades de Producción que prestan el servicio operacional y desarrollan actividades de I+D necesarias para el desarrollo y mantenimiento del mismo, así como para la verificación y mejora de la calidad.

En general, los servicios MyOcean, tanto TACs como MFCs, tienen múltiples aplicaciones, entre las que se pueden destacar las siguientes:
- Conocimiento de la dinámica marina
- Estudios de cambio climático
- Optimización de rutas de buques
- Diseño de infraestructuras portuarias
- Ingeniería Marítima y a la Gestión Integral de Zonas Costeras
- Gestión de crisis derivadas de eventos asociados a contaminación marítima accidental (p. ej. derrames de hidrocarburos)
- Detección de infractores en casos de contaminación marítima intencionada (p. ej. sentinazos)
- Estudios de biología y pesquerías (p. ej. transporte de larvas)
- Energías renovables
- Ayudas a la navegación (p. ej. condiciones en las bocanas de los puertos)

Una de las ideas fundamentales detrás del proyecto es que todos estos servicios constituirán un servicio central de datos europeo que pondrá a disposición de la sociedad y las empresas datos de calidad que podrán ser posteriormente tratados, en procesos de valor añadido, para generar productos específicos que cumplan con los requisitos específicos de los usuarios finales. Así, por ejemplo, las corrientes predichas pueden ser empleadas por una ingeniería especializada en dragados, de modo que con ellas podrá hacer una predicción de la evolución de la dispersión del material extraído de un Puerto, o a una naviera que pretenda optimizar la ruta de sus buques a fin de minimizar su gasto de combustible.

EL SISTEMA MyOCEAN DE PREDICCIÓN OCEANOGRÁFICA OPERACIONAL PARA LA ZONA IBI (IBERIA-VIZCAYA-IRLANDA)

El objeto del Servicio de Predicción Europeo MyOcean es proporcionar acceso libre, a través de un portal web, a los más completos productos de predicción a corto plazo (esto es a no más de una semana vista) preparados para su uso inmediato por los usuarios.

Este Servicio de Predicción Marina es el complemento perfecto al Sistema de Datos MyOcean anteriormente citado, ya que contar con ambos permite tener un conocimiento completo del océano en tiempo real. Así, no sólo conocemos el estado de las distintas variables oceanográficas a partir de los últimos datos recibidos, sino también las pautas de su evolución más probable, pudiendo de esta forma, en un momento dado, organizar, gestionar y prevenir de manera más eficiente aquellas actividades y acciones que se vean afectadas por el océano y su variabilidad. Lo que se busca con este servicio de predicción europeo es que cualquier usuario interesado en tener un conocimiento del océano y de su evolución futura pueda contar con información de predicción oceanográfica fiable, servida de forma sistemática y robusta, que le permita planificar y organizar sus actividades en un modo equivalente a como hoy en día es habitual el contar con la predicción meteorológica.

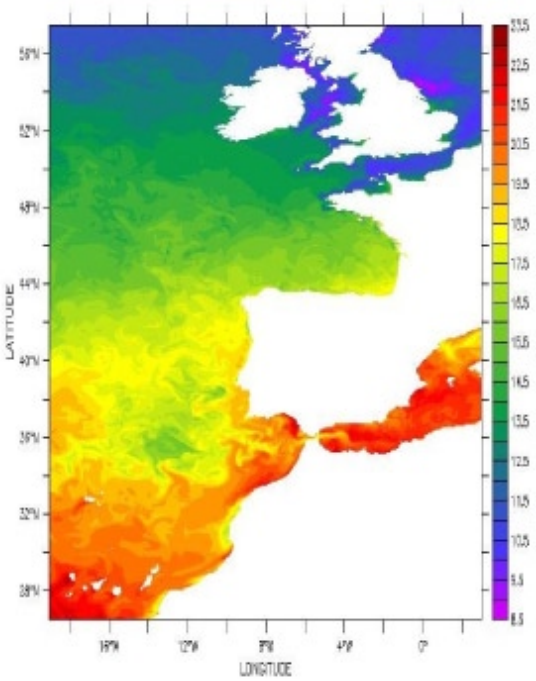


Figura 2. Cobertura espacial del Servicio de Predicción MyOcean IBI. La variable mostrada es la Temperatura Superficial del agua, simulada para el día 1 de Junio de 2010

Siguiendo el esquema anteriormente descrito (ver Figura 1), Puertos del Estado y el Centro Francés Mercator-Ocean son responsables del desarrollo y operación del Servicio de Predicción Oceanográfica para la zona IBI (ver cobertura espacial en Figura 2).

Este Sistema de Predicción, denominado IBI-V1 (Versión 1 del modelo en la zona IBI), está basado en una aplicación del modelo numérico de predicción oceánica NEMO. IBI-V1 emplea forzamientos atmosféricos procedentes de la predicción del Centro Europeo ECMWF (European Centre for Medium-range Weather Forecast) y se anida en el Modelo Global MyOcean, lo que significa que para generar la predicción a escala regional usamos como punto de partida la predicción global. La aplicación operacional nominal ha sido desarrollada por Puertos del Estado y Mercator Ocean, en colaboración con el Centro de Supercomputación de Galicia (CESGA), y está siendo ejecutada en el supercomputador Finisterrae. Proporciona, de manera diaria, predicción oceanográfica a un horizonte de 5 días de temperatura, salinidad, corrientes y nivel del mar.

La resolución espacial es de 1/36 de grado en la horizontal (lo que implica, a groso modo, un dato cada 2Km) y 50 niveles verticales (cubriendo profundidades que van desde la superficie a más de 5000 m de profundidad). Las variables anteriores son accesibles en promedios diarios (campos 3-D) y valores horarios (sólo campos superficiales). Los datos de predicción IBI-V1 pueden descargarse a través del catálogo MyOcean (http://www.myocean.org.eu). Las predicciones del día (con un horizonte de predicción de hasta 5 días) son servidas alrededor de las 12 a.m. (hora legal española). Además de los datos correspondientes a la predicción del día, se puede descargar datos simulados del último año (al ser reciente, la puesta en marcha del sistema, actualmente sólo se sirven datos desde el 1 de Abril de 2011, fecha del lanzamiento del sistema).

El desarrollo de un servicio de Predicción como el aquí presentado no estaría completo sin una herramienta que permita realizar una exhaustiva validación de la concordancia entre los datos simulados y los medidos. En este sentido, se ha dotado a IBI-V1 de la más completa y exhaustiva validación científica. Para ello emplean tanto la mayor cantidad posible de fuentes de información observacionales (tanto en tiempo real, como en diferido) como el mayor número de índices estadísticos. Esto nos permite una completa evaluación del comportamiento del sistema de modelado, aparte de la mejor caracterización de la dinámica oceánica de la zona.

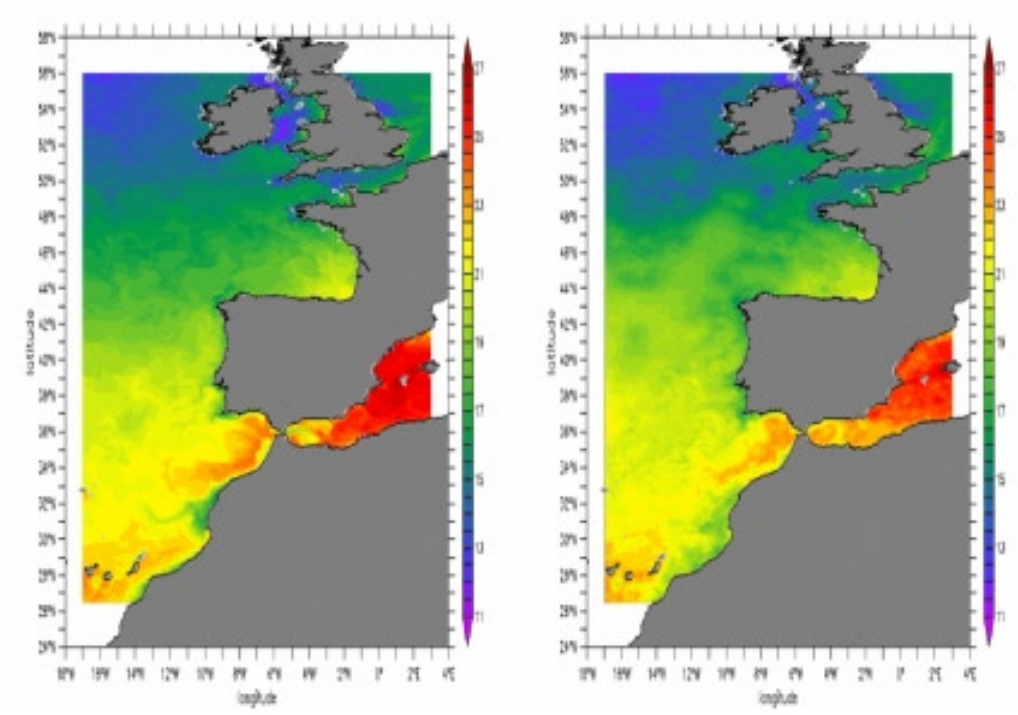


Figura 3. Temperatura superficial (en ºC) simulada por el Sistema IBI para la fecha de 11 de Julio de 2011 (panel superior izquierdo) y la obtenida a partir de observación satélital (panel superior derecho) para esa misma fecha.

La herramienta de validación incluye comparaciones realizadas, sobre los últimos 15 días, entre datos de modelo y observaciones procedentes de satélite (temperatura superficial, ver ejemplo en Figura 3), datos de Radar HF (en la zona de Galicia) y boyas de deriva ARGO (perfiles de temperatura y salinidad; ejemplo en Figura 4).

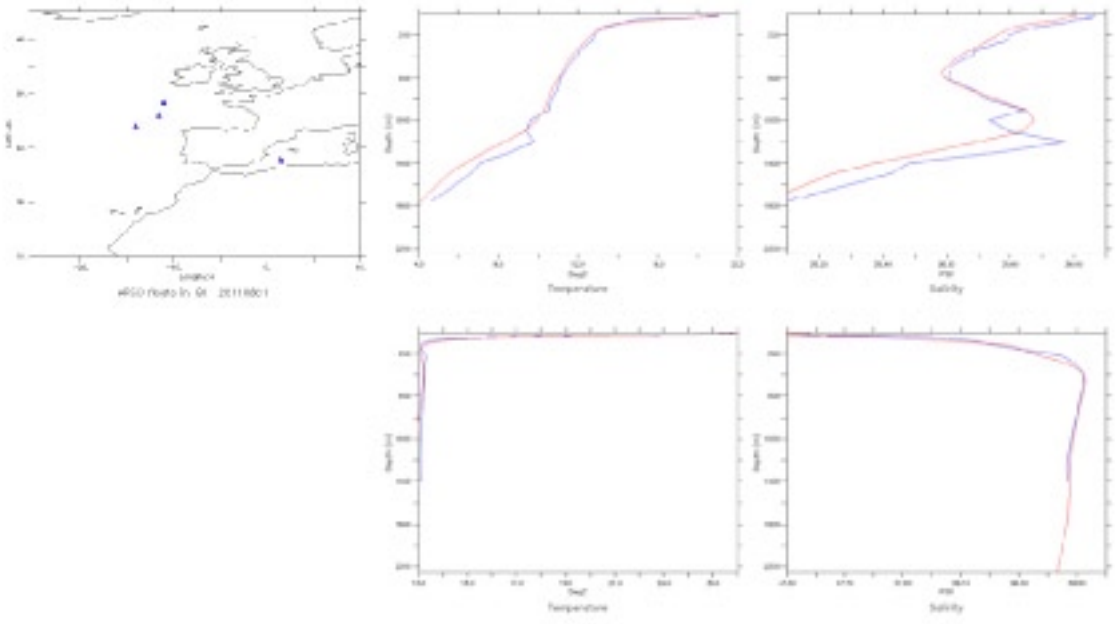


Figura 4. Perfiles de Temperatura (ºC) y Salinidad (PSU) para la fecha 01/08/2011. Datos correspondientes a los flotadores ARGO existentes para esa fecha en la zona IBI. De los 4 flotadores accesibles en esa fecha, se muestran sólo los perfiles de los dos flotadores ARGO localizados más al sur: uno en el Golfo de Vizcaya (paneles superiores) y otro en el Mediterráneo occidental (paneles inferiores). Valores simulados IBI (línea roja) y observaciones ARGO (línea azul).

Asimismo, se verifica la consistencia de la simulación comparando las predicciones con climatologías (medias de temperatura y salinidad; Figura 5), y se compara IBI-V1 frente a los datos de observaciones in-situ obtenidas a partir de boyas y mareógrafos situados en toda la zona IBI (Figura 6).

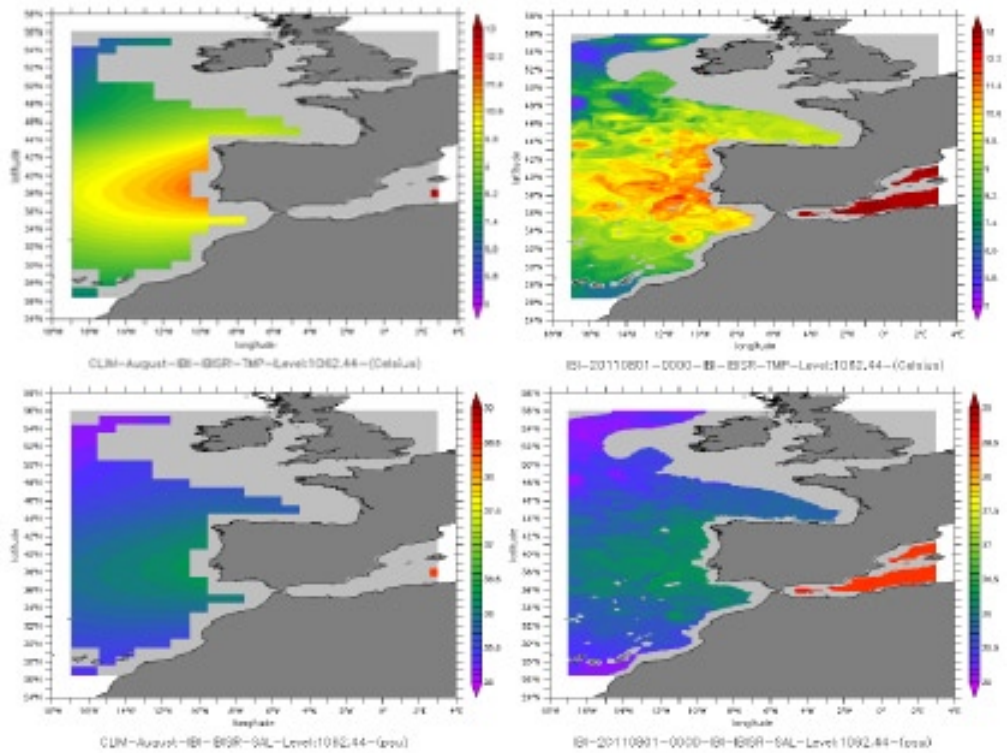


Figura 5. Comparaciones en el nivel de 1000m: IBI (paneles a la derecha) Vs Valores climatológicos WOCE2009 (paneles a la izquierda) para la fecha 01/08/2011. Temperatura (en ºC, paneles superiores) y Salinidad (en PSU, paneles inferiores)

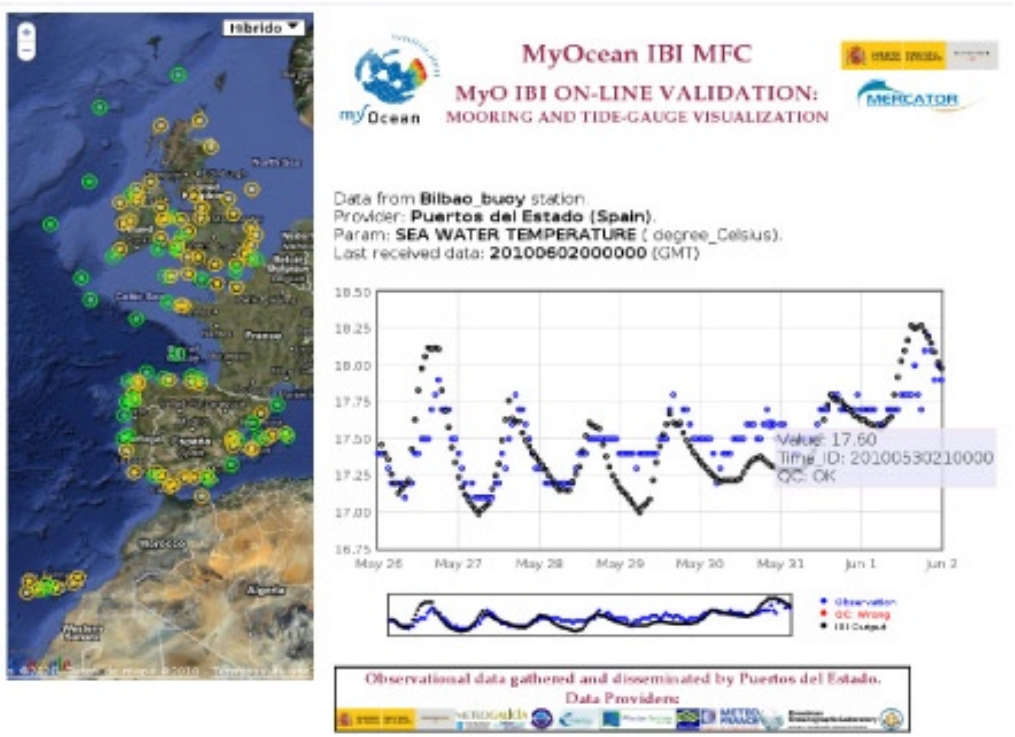


Figura 6. Captura de Pantalla de la Herramienta web generada para la validación de las salidas del Sistema IBI frente a los datos in-situ. A la izquierda, el mapa muestra las posiciones de las boyas (punto verde) y mareografos punto naranja) para las que se realizan comparaciones. La serie temporal mostrada como ejemplo se corresponde con la temperatura superficial en la Boya de Bilbao (PdE).

Todo este esfuerzo, aparte del objetivo lógico de incrementar nuestro conocimiento del comportamiento del océano en la zona, tiene el objetivo de conocer con el mayor nivel de exactitud la calidad y el grado de realismo de los datos simulados y de las predicciones generadas, con el fin último de servir al usuario no sólo datos de predicción sino acompañar las predicciones de la información necesaria sobre la calidad esperable de los diferentes productos proporcionados.

CONCLUSIONES

La presente contribución ofrece una descripción somera del Servicio de Predicción Regional Oceánica IBI, de sus productos operacionales públicos accesibles a todo usuario y de la calidad de los mismos. La consistencia y fiabilidad de los productos IBI es verificada en diferentes escalas temporales y dominios espaciales mediante una exhaustiva estrategia de validación operacional que emplea todo dato observacional (fuentes in-situ y de teledetección) accesible de forma sistemática (a través de servicios de datos MyOcean) para la zona IBI.

Finalmente, señalar que este Sistema de Predicción Regional IBI es un servicio europeo de oceanografía operacional de gran utilidad para aplicaciones centradas en aspectos muy diversos tales como: la seguridad marítima (operaciones de salvamente, lucha contra la contaminación, operaciones portuarias), los recursos marinos (pesquerías, acuicultura, ingeniería off-shore), ciencia (aumento del conocimiento del clima y medio marino) y la gestión medioambiental (apoyo a la monitorización y control de la calidad de agua, control de zonas protegidas, gestión costera y de playas).

La potencialidad del servicio es alta, no sólo por la amplia y multidisciplinar comunidad de usuarios finales de la información oceanográfica generada, sino como soporte para los sistemas locales de monitorización y predicción, ya existentes y/o en desarrollo, centrados en las AAPP.

Puertos del Estado está directamente interesado en que los resultados del proyecto contribuyan a una gestión sostenible y eficiente del Sistema Portuario Español. En concreto, los datos de IBI servirán para anidar los modelos de circulación portuaria y serán una herramienta útil a la hora de diagnosticar la calidad de agua en los puertos, hacer frente a derrames accidentales, explorar las condiciones de maniobrabilidad en bocanas, cumplir las obligaciones de calidad de agua derivadas de la DMA, etc.

3.2. EFLUENTES DE SALMUERA EN EL MEDIO MARINO

3.2.1. HERRAMIENTAS DE MODELIZACION DE VERTIDOS AL MAR DE SALMUERA. OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO

P.Palomar[1], I.J. Losada[1], J.L. Lara[1], M. Rodrigo[2], A. Alvárez[2], A. Ruiz Mateo[2]

1. Instituto de Hidráulica Ambiental (IH Cantabria). palomarmp@unican.es
2. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX)

INTRODUCCIÓN

El vertido al mar de la salmuera procedente de las plantas desaladora se ha venido incrementando significativamente en los últimos años a nivel mundial. En España, unos de los países a la cabeza en desalación, la consecución del vigente Plan Hidrológico Nacional supone un incremento de unos 550 Hm³/año de agua desalada en las cuencas mediterráneas, lo que implica un caudal análogo de salmuera que será vertida al mar.

La mayor parte de las plantas actuales utilizan la tecnología de osmosis inversa (RO), con tasas de conversión alrededor del 40%-50% para la desalación de agua de mar. El subproducto de este proceso es la salmuera, que se caracteriza por su exceso de salinidad y por su mayor densidad respecto al agua de mar (la temperatura no varía significativamente en el proceso de RO), lo que le confiere comportamiento de efluente de flotabilidad negativa, hundiéndose hacia el fondo cuando es vertida al mar.

Diversos estudios han demostrado el efecto local negativo que los vertidos de salmuera tienen sobre algunos ecosistemas marinos, en especial aquellos de carácter estenohanalino. Entre estos, en el Mar Mediterráneo, destacan las praderas de fanerógamas marinas: Posidonia oceanica y Cymodocea nodosa, ambas protegidas como hábitat de interés comunitario, cuyos límites, obtenidos a partir de estudios científicos, se reflejan en la Tabla 1 [1],[2]:

ESPECIE/ECOSISTEMA	LÍMITE SALINIDAD
Posidonia oceánica	No superar la salinidad de 38.5 psu en más del 25% de las observaciones. No superar la salinidad de 40 psu en más del 5% de las observaciones.
Cymodocea nodosa	No superar la salinidad de 39.5 psu en más del 25% de las observaciones. No superar la salinidad de 41 psu en más del 5% de las observaciones.

Tabla 1. Límites de salinidad para especies protegidas en el Mar Mediterráneo

Para caracterizar el comportamiento de un vertido, incluido el de salmuera, y su proceso de dilución en un medio acuoso, se distinguen dos regiones: el campo cercano y el campo lejano, según muestra la Figura 1.

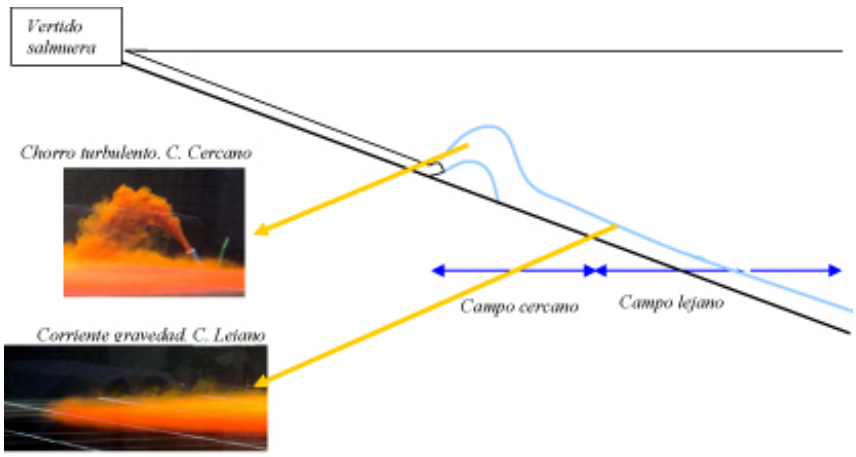


Figura 1. Regiones características en el comportamiento de un vertido de salmuera en un medio acuoso.

El campo cercano es la región alrededor del vertido, donde las escalas espaciales y temporales son pequeñas (metros/minutos) y el comportamiento depende fundamentalmente de los parámetros de descarga. En esta zona se produce la mayor dilución, que está asociada a los fenómenos turbulentos debidos a la velocidad conferida en la descarga. El campo lejano es la zona alejada del vertido, donde el comportamiento del efluente se rige por escalas grandes (kilómetros/horas) y depende de las condiciones ambientales. En esta zona se produce el colapso de la turbulencia, la dilución es mínima y el flujo se estratifica.

La preocupación ambiental ante los vertidos al mar de salmuera es relativamente reciente y, si bien, existen estudios dispersos en relación con su comportamiento en el medio marino y sus potenciales efectos sobre el mismo, no existe en España una metodología para el diseño de este tipo de vertidos, que incluya herramientas de modelización y criterios, basados en investigación científica, que puedan aplicarse por promotores y administraciones ambientales.

EL PROYECTO "MEDVSA" (METODOLOGÍA DISEÑO DE VERTIDOS DE SALMUERA)

Con el fin de solventar la falta de criterios consensuados y de conocimiento técnico y científico en relación con los vertidos al mar de salmuera y su comportamiento, se está desarrollando el proyecto "MEDVSA", Se trata de un proyecto de I+D+i, de desarrollo experimental, cuyo objetivo es **desarrollar un metodología de diseño de los vertidos al mar de la salmuera**, con el fin último de reducir el impacto ambiental sobre el medio marino. En este proyecto colaboran el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IH Canatbria) y el Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC). El primero está realizando fundamentalmente el desarrollo de los modelos numéricos, la selección de escenarios climáticos y la ejecución de ensayos experimentales con técnicas ópticas avanzadas (PIV-LIF), mientras que el segundo está centrado en la realización de ensayos en un medio receptor en movimiento y la ejecución de campañas de campo.

El objetivo final de MEDVSA es ofrecer la metodología que permita compatibilizar la desalinización como fuente de recurso hídrico con la protección de la biodiversidad marina. La Figura 2 muestra las tareas que incluye el proyecto MEDVSA.

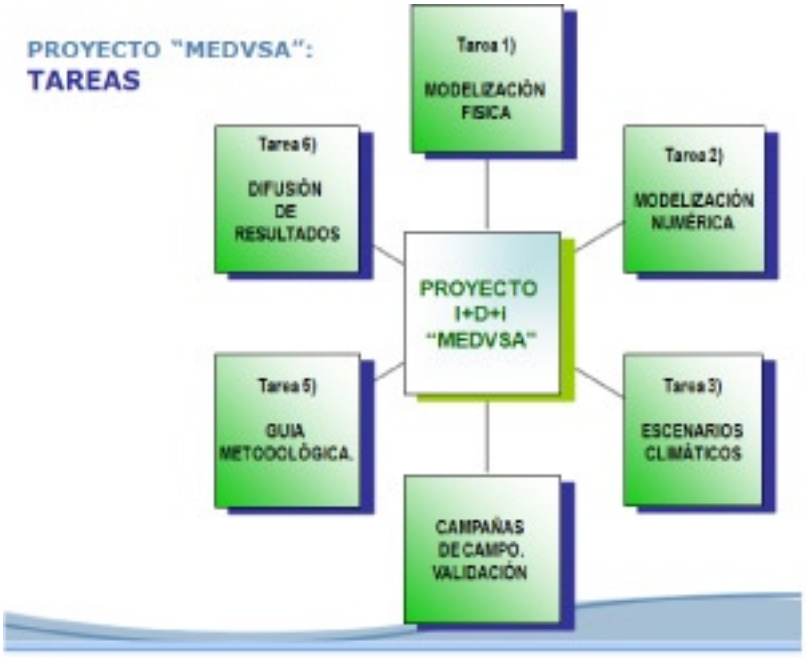


Figura 2. Tareas del proyecto de I+D+i MEDVSA.

Como parte de la modelización física se incluyen ensayos para la caracterización del campo cercano y lejano, bajo diferentes configuraciones de descarga, de vertidos de salmuera en medio receptor en reposo y en movimiento, con toma de medidas que utilizan diferentes técnicas.

La modelización numérica, a su vez, las siguientes subtareas, para estudiar el problema paso a paso, dado que existe una gran incertidumbre y falta de datos experimentales en la modelización de vertidos hiperdensos:

2.1. Análisis y validación de los modelos comerciales (tradicionalmente utilizados para simular estos vertidos).
2.2. Herramientas de modelización online MEDVSA.
2.3. Implementación de modelos complejos CFDs para simulación del campo cercano.
2.4. Implementación de modelos hidrodinámicos para la simulación del campo lejano.
2.5. Análisis de la viabilidad de modelización conjunta del campo cercano y lejano.

Toda la información y herramientas derivadas se integrarán en una Guía Metodológica. Los resultados del proyecto estarán disponibles en el Portal Web: www.medvsa.es. La Figura 3 muestra una imagen de la interfaz del portal web, con versión en lengua española e inglesa.

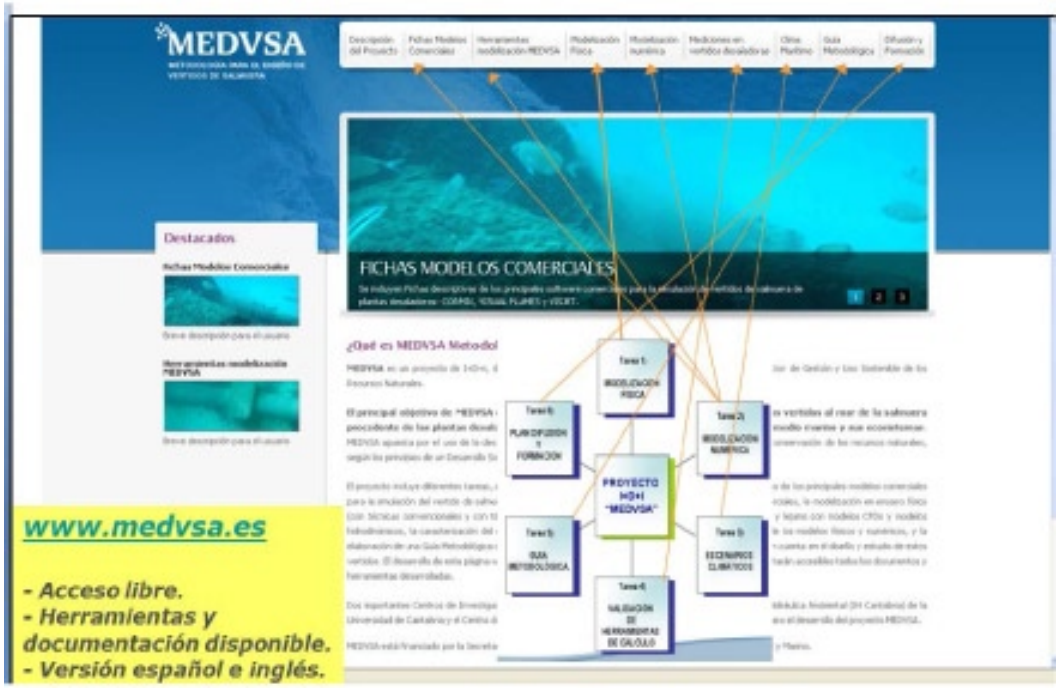


Figura 3. Interfaz del portal web del proyecto MEDVSA. Un apartado para cada tarea.

ANÁLISIS DE LAS HERRAMIENTAS COMERCIALES PARA SIMULAR VERTIDOS DE SALMUERA

Con el fin de mejorar el conocimiento de la base teórica, de la fiabilidad y del uso de las herramientas comerciales utilizadas por los promotores y las autoridades ambientales para la simulación de este tipo de vertidos hiperdensos, se han estudiado y analizado en profundidad los software de mayor uso: CORMIX [3], VISUAL PLUMES [4] y VISJET [5]. La investigación ha incluido el estudio de sus manuales y publicaciones científicas asociadas, el análisis de su modelización en base a la aplicación a una multitud de casos y la validación de sus resultados con datos experimentales.

Como resultado del estudio, se han elaborado una serie de documentos guía denominados FICHAS DESCRIPTIVAS de cada unos de los modelos de estos software aplicables a la modelización de vertidos de salmuera. Las Fichas comerciales incluyen los principales aspectos a comprender y considerar en el uso de estos modelos para flujos hièrdensos: base teórica, hipótesis simplificativas, opciones del modelo, capacidades y limitaciones, análisis de sensibilidad, grado de fiabilidad

en base a validación y datos prácticos. Se incluyen también recomendaciones de aplicación y manejo, rango de valores realistas y recomendados para los datos de entrada a los modelos y un ejemplo de aplicación a un caso real.

La Tabla 2 muestra las Fichas descriptivas elaboradas en el marco de proyecto MEDVSA, que se encuentran ya disponibles, en ficheros pfd, en el portal web del proyecto:

BASE TEÓRICA GENERAL	Software CORMIX	Software VISUAL PLUMES	Software VISJET
Ficha General de teoría de chorros y plumas	Cormix - Ficha general Cormix 1 Cormix 2 D-Cormix Corjet	Visual Plumes - Ficha General UM3 DKHW	Jetlag

Tabla 2. Modelos comerciales para simulación vertidos salmuera

La Figura 4 muestra algunas imágenes de estas Fichas.



Figura 4. Fichas descriptivas de los modelos comerciales para simulación de vertidos salmuera

HERRAMIENTAS ONLINE DE SIMULACIÓN "MEDVSA"

Del análisis de los modelos comerciales se han detectado importantes limitaciones, asociadas a las importantes simplificaciones asumidas, así como un ajuste muy pobre a los datos experimentales para vertidos de efluentes de flotabilidad negativa. Como solución a los anteriores aspectos y como alternativa a estos modelos comerciales en algunos casos, se han desarrollado las **herramientas online de simulación MEDVSA**. Se trata de herramientas sencillas, basadas en el análisis dimensional o en la integración de las ecuaciones diferenciales en la sección transversal del flujo. Su base teórica es similar a la de los modelos comerciales, sin embargo, al tratarse de códigos abiertos, están siendo recalibradas en base a los ensayos experimentales PIV-LIF realizados en el marco del proyecto, lo que supone un mejor ajuste a los datos experimentales. Así mismo, se está analizando la validez de sus hipótesis simplificativas y, en algunos casos, considerando nuevos términos para reflejar numéricamente el comportamiento real del flujo.

La Tabla 3 muestra los modelos online MEDVSA, programados en lenguaje MAT-

LAB, que incluyen la región de campo cercano y lejano, y que se encuentran disponibles y pueden ejecutarse desde el portal web del proyecto.

TIPO DE DESCARGA	HERRAMIENTA "MEDVSA"	BASADO EN	CÓDIGO DE BASE
Vertido sumergido mediante chorro individual.	MEDVSA-IJETG	Integración de ecuaciones diferenciales	CORJET (Jirka, 2004)
Vertido sumergido mediante chorros múltiples (con o sin interacción entre chorros)	MEDVSA-MJETG		CORJET de CORMIX (Jirka, 2006)
Vertido directo superficial	MEDVSA-DDIS1 MEDVSA-DDIS2		Johnson (1987, 1989) Bournet et al(1999)

FENÓMENO SIMULADO	MODELO "MEDVSA"	BASADO EN	CÓDIGO DE BASE
Corriente de gravedad bidimensional	MEDVSA-PLUME2D	Integración de las ecuaciones diferenciales	García, M. (1996)
Corriente de gravedad tridimensional	MEDVSA-PLUME3D		Alavian (1996)

Tabla 3. Herramientas online de simulación MEDVSA. Campo cercano y campo lejano.

Todos estos modelos están enfocados a la simulación de vertidos de salmuera e incluyen una tabla de especificaciones técnicas con sus principales características, así como una tabla de valores realistas y recomendados para los datos de entrada.

La interfaz del proyecto supone al usuario la introducción de los datos de entrada (características del efluente y del medio receptor, y diseño de la descarga). Como resultado se obtiene un informe que incluye: valor de los flujos, de las escalas de longitud, tabla de resultados analíticos y gráficos evolución de variables (trayectoria, velocidad, concentración, dilución del fluido, etc.).

La Figura 5 muestra una imagen de la interfaz e informe de resultados del modelo MEDVSA-IJETG, para la simulación de chorro sumergido inclinado:

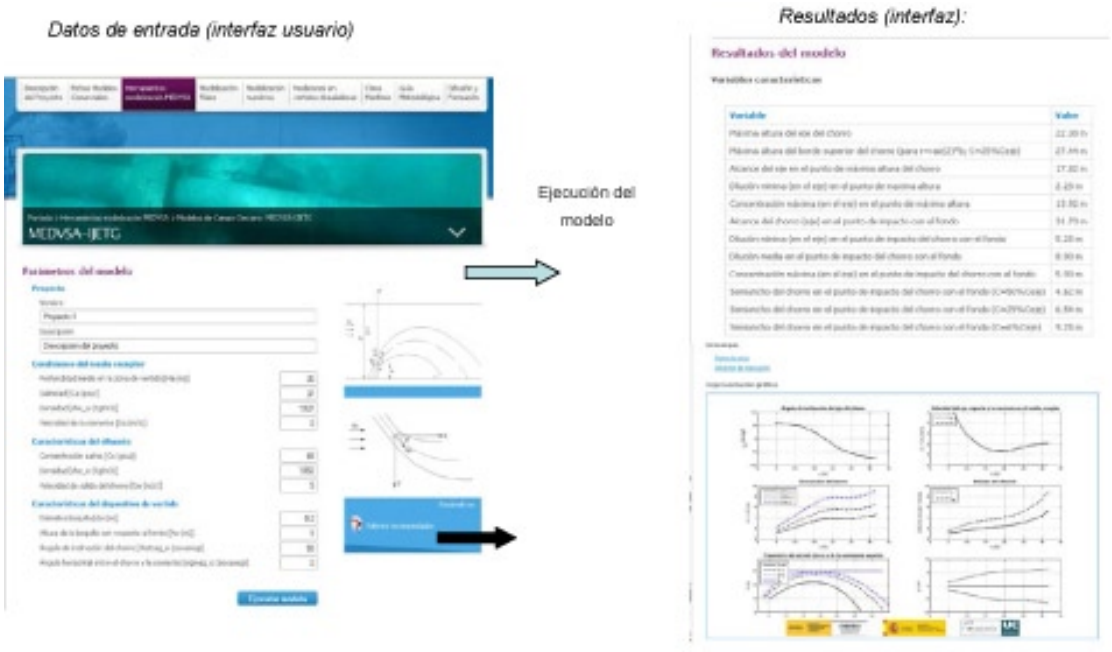


Figura 5. Interfaz e informe de resultados del modelo online MEDVSA-IJETG.

INVESTIGACIÓN Y TRABAJO EN CURSO EN MEDVSA

En la actualidad, como parte de la tarea de investigación experimental, se está desarrollando en el proyecto MEDVSA la metodología para la aplicación de téc-

nicas ópticas avanzadas PIV (Particle Image Velocimetry) y LIF (Laser Induced Fluorescence). Estas técnicas tienen la ventaja de ser no intrusivas (no alteran el comportamiento del flujo) y de permitir caracterizar simultáneamente los campos de velocidades y concentraciones instantáneas en todo el flujo. Los ensayos PIV-LIF se están ejecutando en el laboratorio del IH Cantabria, en un tanque de 3x3x1m³, con dos laterales de cristal. El ámbito de estudio incluye el campo cercano (incluida spreading layer) de un chorro sumergido de salmuera, vertido con diferentes inclinaciones y números de Froude densimétrico, en un medio receptor en reposo y homogéneo, con distintas pendientes en el fondo.

Los resultados experimentales obtenidos se utilizarán para mejorar la comprensión del comportamiento hidrodinámico de flujo y de la difusión del efluente, así como para la calibración y validación de los modelos numéricos.

La Figura 6 muestra algunas imágenes del tanque de ensayo y de los resultados obtenidos con PIV de campos de concentraciones

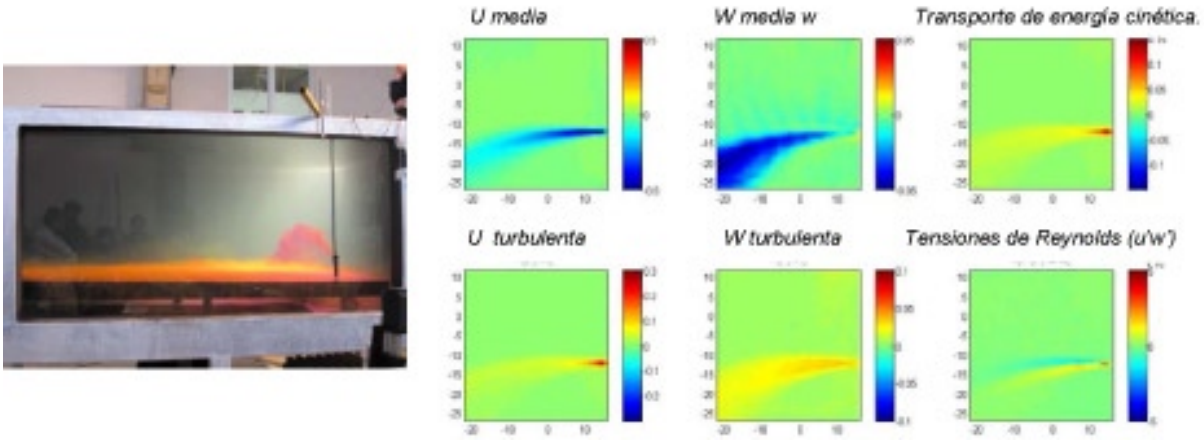


Figura 6. Imagen del tanque de ensayos PIV-LIF. Resultados PIV chorro horizontal

En la actualidad, se está avanzando también en la implementación de modelos avanzados CFDs (Computational Fluid Dynamics) para la simulación del campo cercano de vertidos de salmuera, con el fin de desarrollar herramientas que permitan simular cualquier configuración de vertido y condiciones en el medio receptor, que los modelos sencillos no son capaces de simular. Estos modelos permiten además considerar condiciones no estacionarias y emplear series temporales de las distintas variables.

Paralelamente, se está trabajando en la implementación de modelos hidrodinámicos para la simulación de la pluma hipersalina característica de campo lejano. En particular se está utilizando el modelo ROMS, código abierto en continuo desarrollo por parte de la comunidad científica.

GUÍA METODOLÓGICA

Toda el conocimiento adquirido en el marco del proyecto MEDVSA, las metodologías desarrolladas y las herramientas de modelización elaboradas se en materializarán además en una Guía Metodológica para el diseño de los vertidos al mar de salmuera, cuyo objetivo es ofrecer una herramienta para optimizar los diseños, prediciendo el comportamiento de la salmuera, y reducir el riesgo de impacto ambiental sobre el medio marino.

La Guía Metodológica será publicada a finales del año 2011, como documento del Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino y estará dirigida a promotores y administraciones. El contenido de la Guía incluirá: 1. Introducción; 2. Estado del arte en vertidos de salmuera; 3. Pasos Metodológicos en el diseño del vertido,

en prediseño y diseño; 4. Aplicación metodológica en prediseño y diseño a un caso real.; 5. Diseño del plan de vigilancia ambiental; 6. Descripción de las herramientas complementaria a la Guía; 7. Referencias y bibliografía recomendada.

CONCLUSIONES

El objeto de esta ponencia es presentar el proyecto MEDVSA y la documentación, herramientas y metodologías que contempla. Los primeros resultados del proyecto están resultados están principalmente relacionados con la modelización del comportamiento en campo cercano de vertidos hiperdensos, como la salmuera, incluyendo: análisis de los modelos comerciales más utilizados y programación de herramientas de libre acceso y recalibradas.

MEDVSA es un proyecto I+D+I, cuyo objetivo es ofrecer una metodología para el diseño integral de los vertidos al mar de la salmuera, con el fin de reducir el impacto ambiental y garantizar la protección de los ecosistemas marinos.

MEDVSA incluye diferentes tareas para caracterizar experimental y numéricamente el vertido y las variables ambientales influyentes.

Toda la información y herramientas numéricas desarrolladas en el proyecto se integrarán en una GUIA METODOLÓGICA del Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino, y estarán disponibles en el portal web del proyecto. www.medvsa.es.

REFERENCIAS

[1] Sánchez-Lizaso, J.L.; Romero, J.; Ruiz, J.; Gacia, E.; Buceta, J.L.; Invers, O.; Fernández Torquemada, Y.; Mas, J.; Ruiz-Mateo, A. & Manzanera, M. (2008). "Salinity tolerance of the Mediterranean seagrass *Posidonia oceanica*: recommendations to minimize the impact of brine discharges from desalination plants". Desalination, ELSEVIER, vol. 221, pp. 602-607.

[2] Palomar, P & Losada, I.J. (2009). "Desalination in Spain: Recent developments and recommendations". Desalination, ELSEVIER, vol. 255, pp. 97-106.

[3] Doneker, R.L & Jirka, G.H. (2001). "CORMIX-GI systems for mixing zone analysis of brine wastewater disposal". Desalination, ELSEVIER, vol. 139, pp. 263–274.

[4] Frick, W.E. (2004). "Visual Plumes mixing zone modelling software". Environmental & Modelling Software, ELSEVIER, vol. 19, pp 645-654. http://www.epa.gov/ceampubl/swater/vplume/

[5] Cheung, S. K. B., Leung, D. Y. L., Wang, W., Lee, J. H. W. and Cheung, V. (2000): VISJET – A computer ocean outfall modeling system. Proceeding CGI '00. Proceedings of the International Conference on Computer Graphics, IEEE Computer Society Washington, DC, USA.

3.2.2. MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LOS CAMPOS CERCANO Y LEJANO GENERADOS POR EL VERTIDO DE SALMUERA DESDE LA PLANTA DESALADORA DE MASPALOMAS, GRAN CANARIA

Arenas, J.[1], Johnson, C.[1]

1. DHI Water, Environment & Health. Ventura Rodriguez 8, 28008 Madrid
jaa@dhigroup.com, cjj@dhigroup.com

INTRODUCCIÓN

DHI, dentro de un consorcio de empresas liderado por el Instituto Tecnológico de Canarias (ITC), ha participado en el proyecto "Estudio de viabilidad técnica de los difusores venturi como mejora del proceso de dilución en vertidos de salmuera procedentes de desaladoras y consiguiente reducción del impacto ambiental en los ecosistemas marinos".

Los trabajos llevados a cabo por DHI dentro de dicho proyecto han sido los siguientes:

- Elaboración y validación de un modelo numérico 3D para el cálculo del campo lejano generado por el vertido de salmuera en el mar de la planta desaladora de Maspalomas, Gran Canaria, a partir de campañas hidrográficas de toma de datos en diferentes condiciones meteo-oceánicas.
- Elaboración y validación de un modelo numérico CFD para el cálculo del campo cercano de salinidad generado por los difusores venturi instalados en la boca del emisario, a partir de los resultados obtenidos en modelo físico a escala de los mismos.

El principal objetivo de estos trabajos ha sido el de evaluar la conveniencia del uso de modelos numéricos en el análisis del impacto del vertido de salmuera sobre las praderas de fanerógamas marinas existentes en la zona.

El presente artículo recoge un resumen de los trabajos de modelización realizados así como de los principales resultados obtenidos en ambos modelos.

MODELO NUMÉRICO 3D DE CAMPO LEJANO. MIKE 3 FM

La evolución en el tiempo y en el espacio de la pluma de salmuera se ha estudiado con el modelo numérico tridimensional MIKE 3 Flow Model desarrollado por DHI.

MIKE 3 Flow Model es un sistema de modelización en elementos finitos (malla flexible) especialmente diseñado para el estudio de fenómenos oceanográficos, costeros y en estuarios. Está basado en la solución numérica de las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes asumiendo condiciones de Boussinesq y presión hidrostática. El modelo consta de ecuaciones de continuidad, momento, temperatura, salinidad y densidad, así como de un esquema de cálculo en régimen turbulento. La discretización espacial de las ecuaciones se lleva a cabo mediante un método en volúmenes finitos centrado en las celdas de cálculo. La integración en el tiempo se lleva a cabo mediante una aproximación semi-implícita, explícita en la horizontal e implícita en la vertical.

El módulo hidrodinámico constituye el núcleo principal de MIKE 3 FM, que calcula la variación de la elevación de la superficie (2D), y los campos de corrientes, salinidad y temperatura (3D) como consecuencia de la batimetría de la zona, las variables meteorológicas actuantes, tales como viento, intercambio de calor entre el mar y la atmósfera y la precipitación y evaporación, la variación de la marea, salinidad y temperatura en los contornos abiertos del modelo y los vertidos y estructuras dentro del dominio de cálculo.

El modelo 3D desarrollado cubre la zona comprendida entre las coordenadas 444,000 – 448,000 m de longitud y 3,071,500 – 3,067,500 m (UTM-28) de latitud, y se ha discretizado mediante una malla de elementos triangulares variables en el espacio. Esto permite concentrar la resolución de la malla en las zonas donde se mayor precisión de cálculo (vertido y zona de desarrollo de la pluma), aumentando el tamaño de los elementos hacia las zonas periféricas (Figura 1). Se han empleado un total de 4,600 elementos triangulares. La batimetría final empleada en el modelo se ha obtenido mediante interpolación de la información batimétrica proporcionada por ELMASA sobre la malla de cálculo (Figura 2).

Verticalmente el dominio se ha discretizado mediante 40 capas equidistantes en profundidad (capas "σ"). El espesor de las capas varía en el tiempo en función del nivel de agua. Esta representación permite simular correctamente la capa hiperdensa de salmuera en su desplazamiento por el fondo (Figura 1).

Las simulaciones cubren un periodo de 12 horas, de modo que el final de las mismas corresponde al período en el que se realizaron las campañas de campo llevadas a cabo por el ITC y la empresa ECOS. Los resultados de los trabajos de campo se emplearon en la definición y validación de los modelos numéricos.

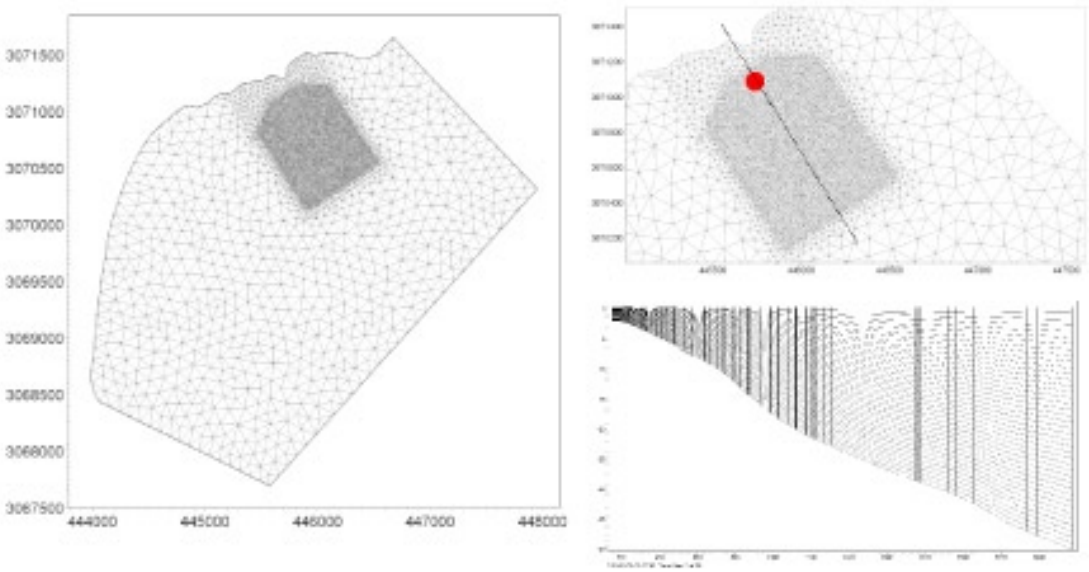


Figura 1. Discretización de la zona de estudio mediante elementos triangulares de dimensión variable (izquierda). El punto indica la posición de la boca del emisario de salmuera (arriba). Sección en profundidad del dominio de cálculo (abajo)

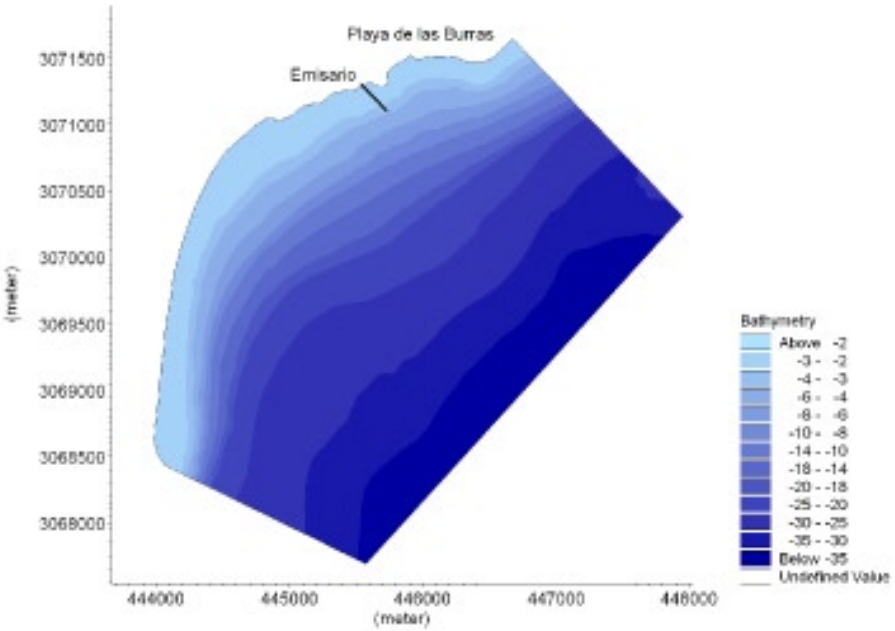


Figura 2. Batimetría empleada en el modelo MIKE3

Se ha considerado la variación temporal del viento durante el período de simulación a través de la incorporación al modelo de los registros tomados por una estación meteorológica instalada para el proyecto en la playa de las Burras.

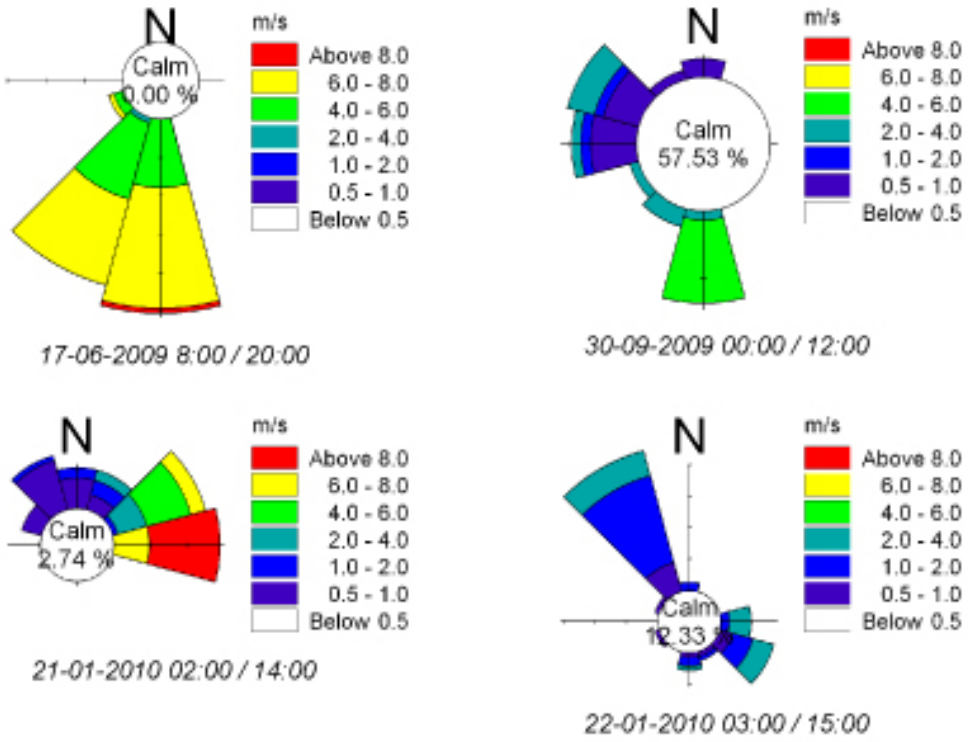


Figura 3. Variación del viento durante las distintas simulaciones llevadas a cabo

El modelo consta de tres contornos abiertos al exterior. Con el fin de disponer de la información hidrodinámica necesaria en los mismos se ha elaborado un modelo 2D de mareas de todo el archipiélago de las Canarias para el período 2009-2010 (Figura 4). Para ello se ha empleado el modelo numérico bidimensional MIKE 21 Flow Model, de DHI, que reproduce la propagación de la marea astronómica dentro del archipiélago a partir de constituyentes de mareas definidos en los contornos abiertos del mismo.

Con el fin de validar la utilización del modelo regional de mareas en la extracción de las condiciones de contorno del modelo 3D, los resultados del mismo se han comparado con series de mareas astronómicas extraídas del programa CMap, desarrollado por DHI, así como con registros de mareas obtenidos de la página web del Instituto Oceanográfico Español (IOE). Se comprueba que el modelo reproduce correctamente la amplitud y la fase de la marea en las distintas zonas del archipiélago. (Se adjunta a título de ejemplo la comparación en La Palma, Figura 5).

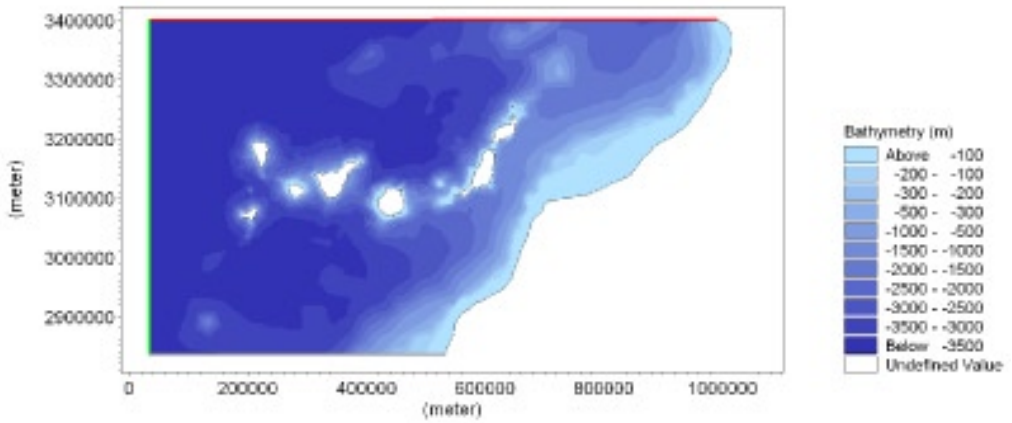


Figura 4. Dominio del modelo regional de mareas de las Islas Canarias

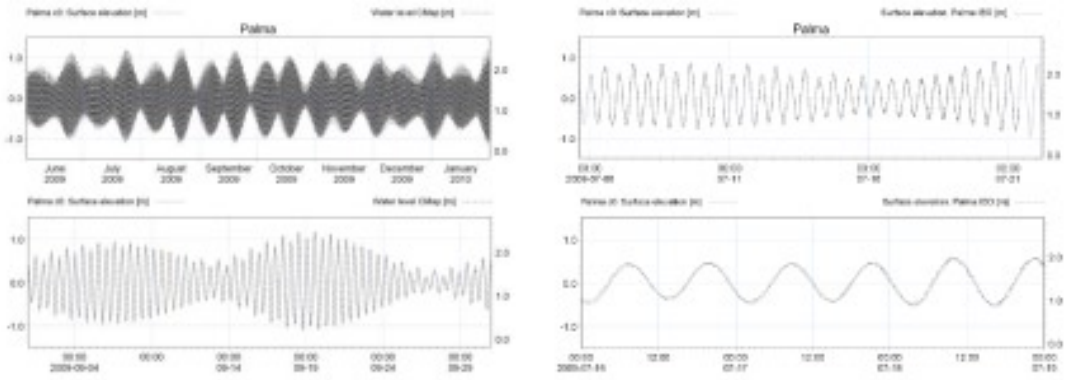


Figura 5. Marea en el Puerto de Palma. Resultados del modelo (línea continua) vs. Marea astronómica, izquierda, y vs. Registros IEO, derecha (línea discontinua)

La tipología de contornos empleados se describe en la Tabla 1

Tabla 1. Caracterización de los contornos abiertos del modelo

CONTORNO	VARIABLE	TIPOLOGÍA
1	Flujo en X,Y (m³/s/m)	Variable en espacio y tiempo
2	Flujo en X,Y (m³/s/m)	Variable en espacio y tiempo
3	Elevación de la superficie (m)	Variable en espacio y tiempo

Salinidad y temperatura en los contornos se ha supuesto constante en espacio y tiempo, y se han obtenido de las mediciones efectuadas en cada campaña.

Así mismo se ha incluido en el modelo la caracterización del vertido de salmuera, obtenida durante los trabajos de campo.

Tabla 2. Características del vertido de salmuera

CAMPAÑA	CAUDAL M³/S	TEMPERATURA DEL VERTIDO (°C)	SALINIDAD DEL VERTIDO (PSU)
17-06-2009	0.304	23.6	68.7
23-07-2009	0.299	24.6	70.1
30-09-2009	0.308	26.0	70.3
21-01-2010	0.395	21.8	53.2
22-01-2010	0.347	22.4	60.9

RESULTADOS DEL MODELO DE CAMPO LEJANO

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la modelización de dos de los periodos en que se efectuaron las campañas de muestro, comparando los mismos frente a datos medidos de elevación de superficie (Figura 6 y Figura 7), corrientes (Figura 8) y salinidades (Figura 9 y Figura 10).

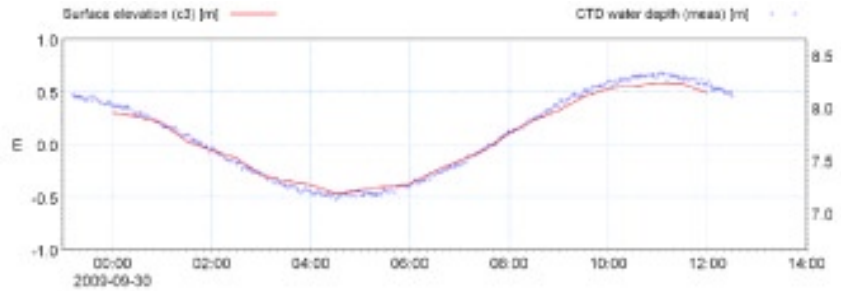


Figura 6. Elevación de la superficie durante la campaña de 30-09-2009 (línea: resultados del modelo, puntos: mediciones)

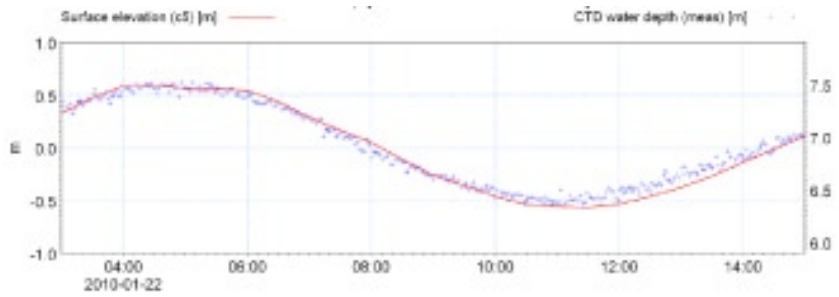


Figura 7. Elevación de la superficie durante la campaña de 22-01-2009 (línea: resultados del modelo, puntos: mediciones)

El objetivo principal de las campañas de campo ha sido la identificación de la pluma generada por el vertido de salmuera. Para ello, a lo largo de cada campaña, se han realizados mediciones de salinidad en los puntos de una malla preestablecida. Dado que los valores medidos de salinidad en cada punto corresponden a momentos distintos en el tiempo, se presenta la comparación de los mismos frente al máximo valor de salinidad en el tiempo calculado por el modelo. Estos mapas engloban el conjunto de salinidades máximas alcanzado por la pluma de vertido durante el periodo de simulación, por tanto lo que es coherente encontrar valores medidos en el interior de la pluma inferiores a los calculados (Figura 9 y Figura 10).

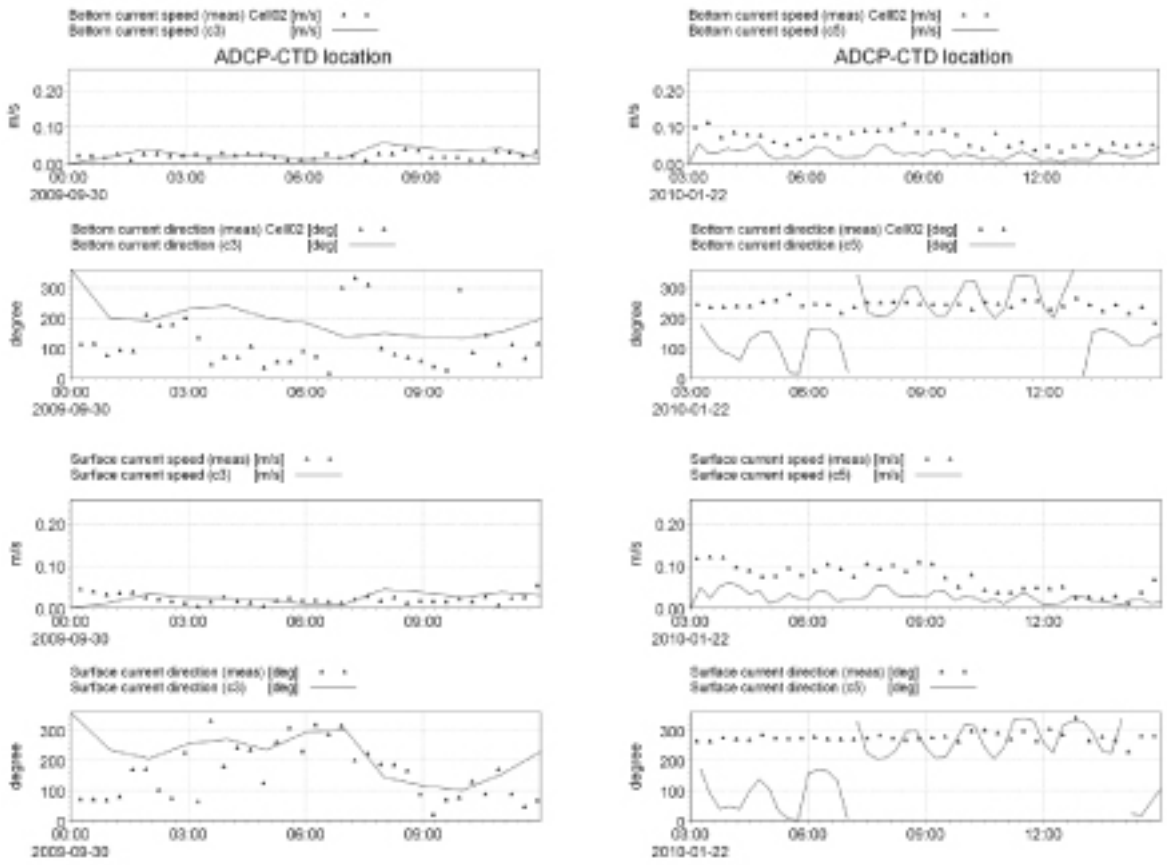


Figura 8. Magnitud y dirección de la corriente en fondo (arriba) y superficie (abajo) calculada por el modelo (línea) y registrada en el ADCP (puntos). Posición (445792, 3071022)

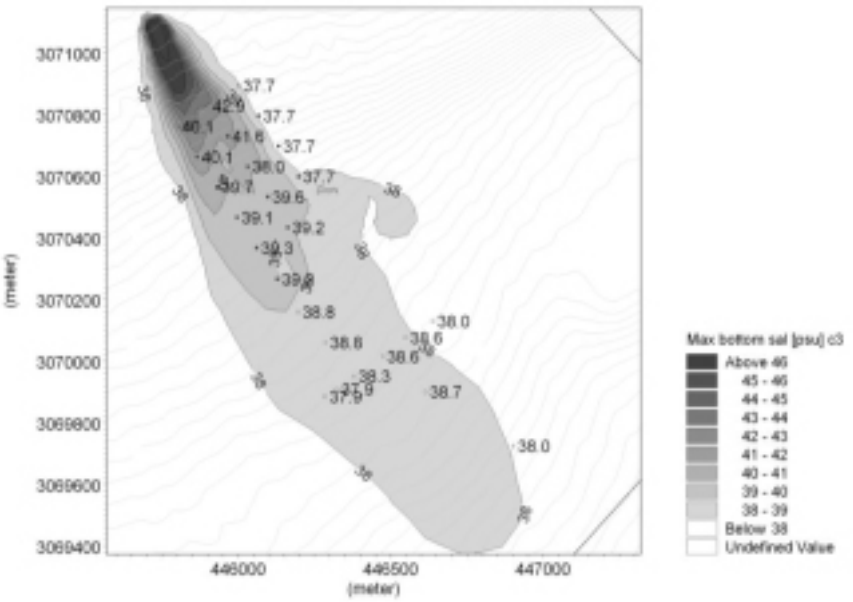


Figura 9. Salinidad máxima en fondo calculada durante la campaña del 30-09-2009. Los valores puntuales indican los máximos del perfil CTD medidos en campo

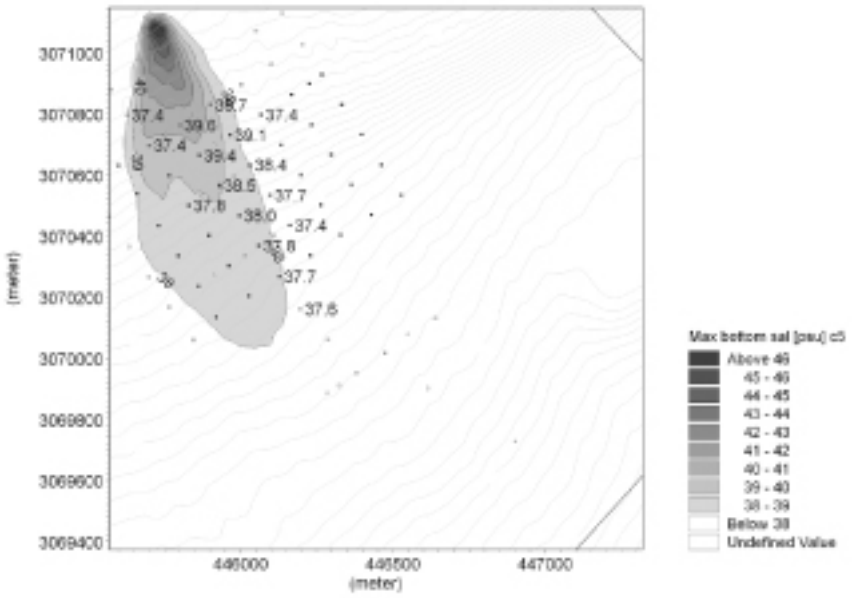


Figura 10. Salinidad máxima en fondo calculada durante la campaña del 22-01-2010. Los valores puntuales indican los máximos del perfil CTD medidos en campo

En la Figura 11 se muestra un detalle de la dispersión vertical de la pluma calculada por el modelo, comprobándose que el espesor corresponde con los valores medidos en la campaña (Tabla 3). En ambos casos entre 20 y 30 cm.

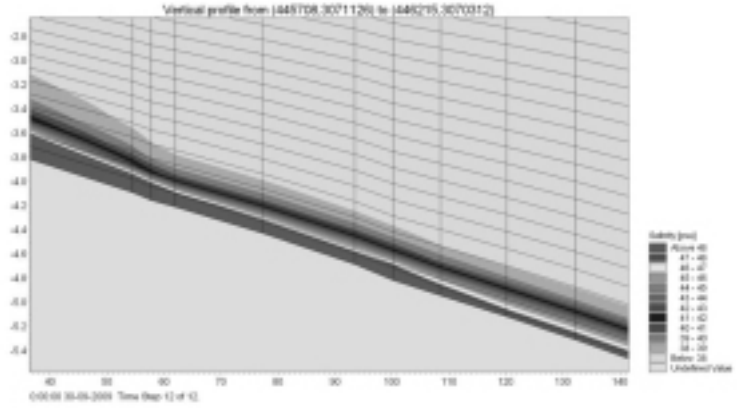


Figura 11. Sección en profundidad en el eje del emisario. Se puede apreciar la capa hiperdensa de salmuera en las capas de fondo

Tabla 3. Perfil CTD de salinidad en uno de los puntos de control dentro de la pluma de salmuera

Fecha: 30-09-2009	Salinidad (psu)	Profundidad (m)
08:16	37.63	0.26
08:16	37.63	1.559
08:16	37.63	3.115
08:16	37.63	4.996
08:16	37.63	5.116
08:16	**39.55**	**6.411**
08:16	**45.33**	**6.527**
08:17	**45.7**	**6.579**
08:17	**45.78**	**6.593**
08:17	**45.84**	**6.602**
08:18	**45.97**	**6.605**
08:18	**46.03**	**6.625**
08:18	**46.07**	**6.629**

CONCLUSIONES MODELO DE CAMPO LEJANO

El modelo reproduce correctamente la variación de la marea, y en la mayoría de los casos las corrientes medidas en las campañas de campo. No obstante, existen desviaciones cuyo origen podría estar en fenómenos cuya escala está fuera del rango considerado en la modelización, tal como la corriente de las Canarias, a errores en las mediciones o ausencia de datos que no pudieron incorporarse al modelo por fallos en los equipos.

De igual forma, se ha comprobado que el modelo numérico es capaz de simular la dispersión de un vertido de salmuera teniendo en cuenta la hidrodinámica del entorno y las condiciones meteorológicas existentes en cada momento.

MODELO NUMÉRICO 3D DE CAMPO CERCANO

DHI ha desarrollado un modelo numérico del difusor venturi utilizando la dinámica de fluidos computacional (CFD), con el fin de simular el campo cercano generado por el vertido de salmuera a través del mismo. Los resultados del modelo han sido comparados con los obtenidos en un modelo físico a escala realizado por el CEDEX.

Se han llevado a cabo un total de nueve simulaciones, combinando tres velocidades distintas de salida en el difusor, 2,27 m/s, 4,49 m/s y 6,79 m/s, con tres ángulos de inclinación del mismo, 30°, 45° y 60°. Estos nueve casos corresponden con los ensayos realizados por el CEDEX en el laboratorio. El modelo reproduce la geometría real de los difusores venturi, mientras que en el modelo físico emplea una escala 1:30.

A continuación se describen brevemente los cálculos analíticos previos a la elaboración del modelo numérico.

- Cálculo de densidad a partir de temperatura y salinidad /1/. Se han asumido condiciones isotermas en el cálculo por considerarse despreciables los efectos en la densidad provenientes de los gradientes de temperatura. Se ha empleado un valor de densidad de 1021.84 kg/m³

Tabla 4. Propiedades físicas del agua de mar y del vertido de salmuera

Descripción	Salinidad (psu)	Temperatura (°C)	Densidad (kg/m³)
Agua de mar	0.14	18.3	998.65
Salmuera	30.77	18.8	1021.84
Vertido de salmuera (temperatura ambiente)	30.77	18.3	1021.96

- Extensión de la pluma. Se ha calculado la altura máxima alcanzada por la pluma (y_t) y la distancia de impacto desde la boquilla (x_i), mediante fórmulas empíricas para un ángulo de vertido de 60° (/2/), con el fin de dimensionar el dominio de cálculo del modelo

$$y_t = 2.2 \cdot d \cdot \frac{u_e}{\sqrt{g \cdot \left(\frac{\rho_e - \rho_a}{\rho_a}\right) \cdot d}} \qquad x_i = 2.4 \cdot d \cdot \frac{u_e}{\sqrt{g \cdot \left(\frac{\rho_e - \rho_a}{\rho_a}\right) \cdot d}}$$

d: diámetro de la boquilla, u_e: velocidad de salida en la boquilla, g: aceleración de la gravedad, ρ_e: densidad de salida, ρ_a: densidad ambiente
Máxima velocidad considerada: 6.79 m/s, diámetro de la boquilla: 0.222 m
Resultando y_t = 14.75 m, x_i = 16.1 m

· Flujo en el difusor Venturi. El orden de magnitud de la velocidad de fricción en las paredes internas del difusor se puede obtener a partir de la estimación del perfil de velocidad en el cuello del venturi. El diámetro interno del cuello del difusor es de 0.9309 m. Asumiendo que hay una transferencia total del momento del chorro a las aguas circundantes dentro del tubo (estimación poco probable, no obstante conservativa en el cálculo de la velocidad de fricción) el momento se puede expresar mediante la expresión:

$$M = A_e \cdot u_e^2$$

M: momento de la descarga de salmuera,
Ae: área de la boquilla

· Turbulencia en la boquilla. Los valores de las variables de turbulencia k y épsilon en la boquilla se aproximan utilizando resultados de flujo turbulento en tuberías. Asumiendo que el flujo en el difusor antes de la boquilla está totalmente desarrollado, la intensidad de la turbulencia, I, se puede calcular de acuerdo a la siguiente expresión:

$$I = 0.16 \cdot \mathrm{Re}^{-1/8}$$

Re: número de Reynolds. Intensidad de la turbulencia: media cuadrática de las fluctuaciones de la velocidad de turbulencia sobre las velocidades medias del flujo.
Estimación de la disipación de la turbulencia suponiendo longitud de la zona de mezcla del 7% del diámetro de la boquilla /3/.

Tabla 5. Parámetros de turbulencia del flujo en la boquilla (l4l)

Casos	Velocidad media en la boquilla (m/s)	Número de Reynolds (-)	Intensidad de turbulencia (%)	TKE (m2/s2)	Disipación de TKE (m2/s3)
c1, c4, c7	2.27	5.04×10^5	3.1	7.43×10^{-3}	6.77×10^{-3}
c2, c5, c8	4.49	9.97×10^5	2.85	2.45×10^{-2}	4.06×10^{-2}
c3, c6, c9	6.79	1.51×10^6	2.7	5.05×10^{-2}	1.20×10^{-1}

· Malla de cálculo y discretización del difusor. Se han utilizando elementos hexaédricos (cubos)

Tabla 6. Número de elementos del dominio para cada caso considerado

Malla de cálculo	Casos	Ángulo de inclinación del difusor (respecto a la horizontal) (°)	Número total de elementos
1	c1, c2, c3	30	1,379,820
2	c4, c5, c6	45	1,740,060
3	c7, c8, c9	60	1,289,700

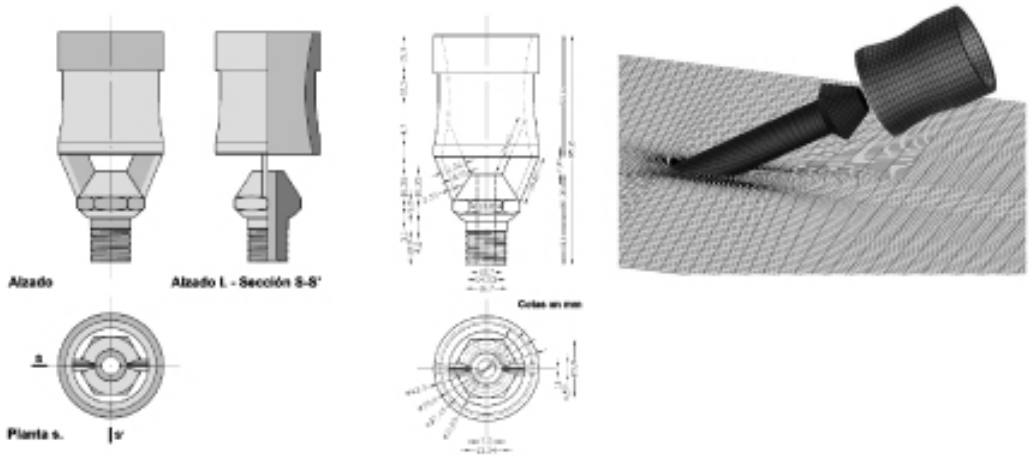


Figura 12. Esquema del difusor Venturi, escala 1:30 (izquierda) y discretización del difusor con inclinación de 30° (derecha)

- Extensión del dominio de cálculo. Se ha empleado un dominio de cálculo que garantice que las condiciones de contorno no afectan a la geometría de la pluma de salmuera y a su dispersión inicial.
- Ecuaciones. La plataforma de software empleada para simular el desarrollo de la pluma es OpenFOAM versión 1.6.x. Se ha empleado el solucionador numérico denominado "twoLiquidMixingFoam", que utiliza una aproximación en volúmenes finitos, y un algoritmo simplificado conocido como "PIMPLE", para resolver las ecuaciones estándar de fluidos incompresibles de Navier-Stokes para velocidad y exceso de presión teniendo en cuenta los cambios de densidad. La ecuación de transporte resuelve la función de densidad a través del método "VOF". $\alpha = 1$ representa descarga de agua de elevada densidad a través del difusor, y $\alpha = 0$ agua de mar de menor densidad. Valores de α entre 0 y 1 representa la mezcla de ambas densidades. El transporte difusivo de la densidad está relacionado con la mezcla turbulenta del agua a través del número de "Prandtl-Smidt", que en todos los casos se ha fijado en 1. La energía cinética de turbulencia y la disipación se han tenido en cuenta empleando el modelo k-ε
- Condiciones de contorno. La velocidad en los contornos de fondo, difusor y aguas arriba es cero. En los contornos laterales se ha utilizado una condición simétrica, definida por flujo cero a través de los mismos y donde la velocidad paralela a la superficie puede variar. En la superficie se aplica, igualmente, una condición "Slip Wall", que permite que el fluido siga el contorno de la pared pero impide que la atraviese. El exceso de presión es de gradiente cero en todos los contornos excepto aguas abajo que se fija en cero. Las ecuaciones de turbulencia para k y ε son de gradiente cero en todos los contornos excepto en la entrada a la boquilla, donde se imponen los calculados de la Tabla 5. En el fondo y en la superficie de los difusores se emplea una condición "smooth-wall". Los valores de la variable de densidad, α, se definen igualmente en todos los contornos con gradiente cero, excepto en la entrada a la boquilla donde es constante e igual a 1. El resto del dominio se inicia con el valor 0 correspondiente al agua de mar

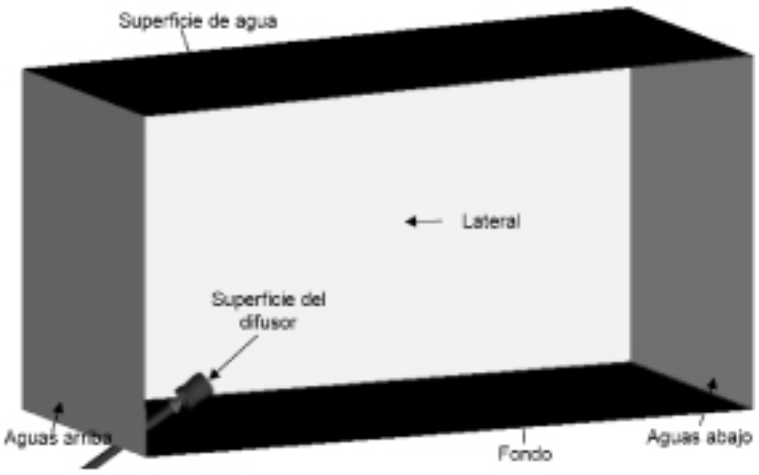


Figura 13. Condiciones de contorno del dominio de cálculo

RESULTADOS DEL MODELO DE CAMPO CERCANO

Se adjuntan a continuación resultados de los casos analizados con ángulo de inclinación de 30°. El modelo numérico se ha comparado con los datos obtenidos en el modelo físico, obteniéndose un ajuste satisfactorio en los resultados de altura máxima de la pluma y dilución en el fondo.

Tabla 7. Escenarios de ángulo de vertido 30°

Ángulo de vertido				
30°	c1	c2	c3	
	2.27 m/s	4.49 m/s	6.79 m/s	Velocidad de salida del vertido

Tabla 8. Altura máxima y diluciones en el fondo en modelo físico (medido) y modelo numérico (calculado). Alturas del modelo físico de acuerdo a la escala del modelo 1:30

Caso	Modelo físico		Modelo numérico		Diferencia en altura (%)	Diferencia en dilución (%)
	Hmax (m)	Dilución (-)	Hmax (m)	Dilución (-)		
c1	3.0	10.96	3.3	11.02	10.0	0.6
c2	5.4	18.39	5.47	18.05	1.2	-1.8
c3	7.2	22.95	7.68	22.7	6.7	-0.9

Las diferencias que se observan en H_{max} se deben, con toda probabilidad, a las distintas técnicas de medición empleadas en la determinación de la altura máxima (visual en el caso de laboratorio, isolínea de dilución 100 en el modelo numérico).

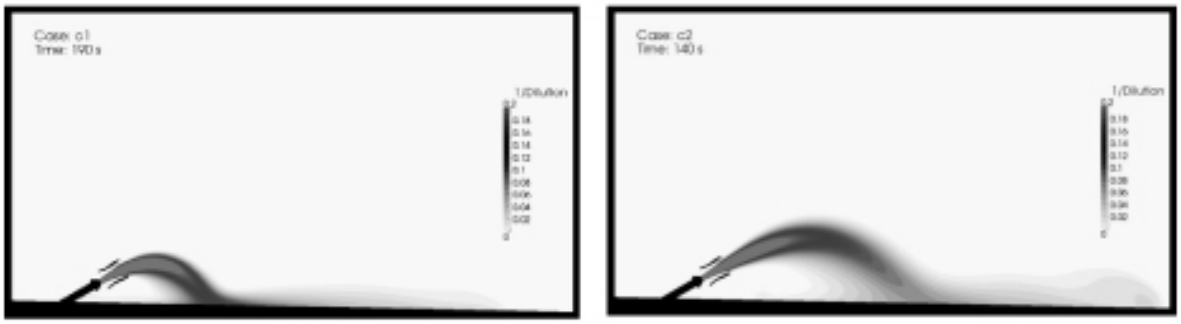


Figura 14. Secciones transversales del valor inverso de la dilución. El color oscuro indica el agua densa de salmuera vertido por difusor y el blanco el agua de mar

Una revisión detallada de las configuraciones del vertido en el modelo físico reveló que la altura a la que se encuentra el difusor es diferente para las inclinaciones de 45° y 60°, y por tanto el recorrido de la pluma es mayor que en el modelo numérico, por lo que no pudieron compararse los resultados de ambos.

A pesar de estas diferencias en los modelos, los resultados obtenidos en ambos casos fueron coherentes con el fenómeno físico que se ha pretendido estudiar, poniendo de manifiesto la importancia de la configuración del vertido a la hora de analizar las diluciones en el campo cercano.

CONCLUSIONES MODELO DE CAMPO CERCANO

· La aplicación del software OpenFOAM "twoLiquidMixingFoam" resulta conveniente en la simulación de la dilución inicial de una pluma de salmuera en el mar, generando resultados comparables con los medidos en ensayos físicos

· La utilización de un modelo numérico para contrastar resultados obtenidos en modelo físico permite detectar la importancia de las distintas variables que interviene en el proceso de mezcla, permitiendo una mejor configuración de los ensayos en el laboratorio

· Se ha obtenido un ajuste satisfactorio entre modelo numérico y físico en los resultados de altura máxima de la pluma para todos los casos estudiados, así como en dilución en fondo para el difusor con inclinación de 30°

REFERENCIAS

/1/ Tomczak M. (2000): "Seawater Density Calculator", Retrieved 19 February 2010 from http://gyre.umeoce.maine.edu/physicalocean/Tomczak/Utilities/density.html.

/2/ Roberts P. J. W., Ferrier A., Daviero G. (1997): "Mixing in Inclined Dense Jets", Journal of Hydraulic Engineering, August 1997, 693-699.
/3/ "Turbulence length scale" (2008, 19 December): Retrieved 3 March 2010 from http://www.cfd-online.com/Wiki/Turbulent_length_scale.
/4/ "Turbulence free-stream boundary conditions" (2008, 19 May): Retrieved 3 March 2010 from http://www.cfd-online.com/Wiki/Turbulence_free-stream_boundary_conditions

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido posible gracias a los diversos trabajos realizados por Eduardo Portillo del Instituto Tecnológico de Canarias, Gregorio Louzara y Manuel Ruiz de la Rosa, de la empresa ECOS, y el CEDEX, dentro del Programa Nacional de Proyectos de Desarrollo Experimental del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Sector de Medio Ambiente y Ecoinnovación, Subsector Gestión y Usos Sostenibles de los Recursos Naturales.

3.2.3. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE SALINIDAD Y TURBIDEZ EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR

M. Díez-Minguito[1], S. Bramato[1], E. Contreras[2], M.J. Polo[2], M.A. Losada[1]

1. *Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Universidad de Granada. Centro Andaluz de Medio Ambiente. Avda. Mediterráneo s/n, 18006 Granada. mdiezm@ugr.es, sbramato@ugr.es, mlosada@ugr.es*
2. *Grupo de Dinámica Fluvial e Hidrología, Universidad de Córdoba. Campus de Rabanales, Ed. Leonardo da Vinci, Área de Ingeniería Hidráulica, 14071 Córdoba. o02coare@uco.es, mjpolo@uco.es.*

En esta contribución se analiza la variabilidad espacio-temporal a escala promediomareal de salinidad y la turbidez en el estuario del Guadalquivir. Se han determinado los flujos de concentración de sal y sólidos en suspensión a lo largo de todo el estuario.

INTRODUCCIÓN

El interés de este estudio es doble. Por una parte, tiene una proyección de servicio público bien definida. El estuario del Guadalquivir y su entorno es una zona socioeconómicamente muy notoria donde confluyen múltiples intereses y presiones, y que requiere una gestión integral basada en el conocimiento y en una decidida estrategia de monitorización. El conocimiento científico-técnico del estuario es aún muy limitado, pero, para lograr ese objetivo, la instalación de la extensa red de monitorización en tiempo real (Navarro et al. 2011) ha supuesto un avance cualitativo y cuantitativo. Por otra parte, el estuario del Guadalquivir presenta varias singularidades: (*i*) una morfología cuasi-unidimensional, (*ii*) un régimen de descargas condicionado por la elevada regulación de la cuenca aguas arriba y con frecuentes eventos impulsivos asociados a la ocurrencia de avenidas o necesidades de riego aguas abajo (Contreras y Polo, 2011) y (*iii*) una reflexión mareal importante en la presa de Alcalá del Río. Todos ellos afectan directamente la dinámica y el transporte de sustancias y requieren un estudio profundo. Los resultados que aquí se presentan se centran en dos de las sustancias que más repercusión social, económica y ecológica están teniendo en la actualidad: salinidad y turbidez.

Conocer la distribución espacio-temporal de salinidad, en particular, la intrusión salina, posibilita identificar los mecanismos de control de la circulación estuarina. Además, tiene una repercusión importante puesto que las zonas de cultivo adyacentes al estuario dependen del control de la intrusión. Y a su vez, conocer instantáneamente la ubicación de la intrusión salina permite valorar si esos mismos son viables o no. La turbidez de las aguas es un fenómeno común en estuarios, sin embargo, en el estuario del Guadalquivir es un problema especialmente grave (es uno de los estuarios más turbios del mundo) que afecta sensiblemente a la falta de luz en la columna de agua, reclutamiento de especies (González-Ortegón *et al.* 2010), calidad de las aguas, etc. Además, su estudio es relevante en el transporte de sólidos en suspensión, que tiene consecuencias en los cambios morfológicos del estuario a largo plazo.

INSTRUMENTACIÓN

En este trabajo se hace uso de ocho estaciones de calidad ambiental o sensores CTDs los cuales registran datos cada 30 min (Fig.1). Miden conductividad, temperatura y, mediante sensores externos, oxígeno disuelto, clorofila y turbidez. La concentración de sales disueltas en el seno del fluido o salinidad S se obtiene a partir de las medidas de conductividad. En este trabajo expresaremos la salinidad en unidades prácticas de salinidad (psu), que es aproximadamente el peso en gramos de la sal disuelta en 1 kg de agua. La turbidez se caracteriza en unidades nefelométricas de formacina (FNU) y, mediante calibración de las



muestras tomadas en varias campañas, proporciona una estimación de la concentración de los sólidos totales en suspensión. La relación entre ambos, descrita con detalle en Navarro, et al. (2011), es un factor 1.6015 mg/l/FNU.

El nivel del mar se ha registrado mediante ocho mareógrafos, que proporcionan un dato de nivel en mbar cada 10min, fondeados entre la desembocadura y Sevilla a lo largo del cauce. Seis correntímetros perfiladores ADCPs suministran datos de corriente. Al igual que los CTDs, los correntímetros están montados en las boyas de balizamiento y miden desde la superficie libre hasta el fondo. Proporcionan un dato por metro, con 4 perfiles cada hora. En el mapa de la zona de estudio (Fig.1) se muestran las ubicaciones de estos equipos.

Figura 1. Zona de estudio. Incluye la ubicación de los equipos de la red de monitorización empleados en este trabajo, compuesta por correntímetros perfiladores (triángulos verdes), mareógrafos (cuadrados blancos) y CTDs (círculos rojos). El origen de coordenadas longitudinal al cauce se ha establecido en la desembocadura, concretamente, en el CTD frente a Sanlúcar (36°46.78 N, 6°23.45 W). El ramal a la altura de Sevilla, separado del cauce principal por una esclusa, forma parte de las instalaciones del Puerto de Sevilla.

RESULTADOS

En condiciones normales (Díez-Minguito, et al. 2011), la marea controla la distribución de salinidad y sólidos en suspensión. La salinidad (Fig.1, panel superior) decrece monótonamente desde la desembocadura hasta la presa de cabecera como ya previamente comprobaron otros autores (Baonza et al. 1978). Se trata, por tanto, de un estuario positivo. La resolución espacial y temporal de la RMTR es suficiente para determinar la posición instantánea de la intrusión salina. En un estuario dominado por la marea, la variabilidad espacio-temporal de la intrusión salina depende, esencialmente, de los flujos mareales asociados al transporte y difusión de sal, los aportes de agua dulce y la acción del viento. El punto de intrusión (estimado donde la salinidad en el fondo es 2psu) oscila a escala submareal casi a la altura del km 70. Los máximos de se presentan durante mareas vivas superando los 75 km, mientras que los mínimos tienen lugar durante mareas muertas, retrocediendo hasta los 65 km. El desplazamiento submareal es del orden de 10km.

El estuario está poco estratificado o bien mezclado (Fig.1, b). El número de Froude densimétrico, que expresa la importancia relativa de la contribución fluvial respecto de la estabilidad por boyancia del sistema, es menor que 1, del orden de 10^{-1}. El número de Richardson, que proporciona información adicional sobre los efectos dinámicos del grado de estratificación vertical del estuario, es igualmente mucho menor que 1 en todos sus tramos y del orden de 10^{-3}. Durante las mareas muertas, las variaciones de salinidad en la columna no superan 2psu a escala mareal. En términos de densidad, las diferencia relativas entre superficie y fondo no superan el 0.3%.

Asimismo, puesto que la red de monitorización registra datos de elevaciones y corriente, se determinan para ambas propiedades (salinidad y turbidez) los flujos medio-mareales advectivos netos y su descomposición en diferentes puntos del estuario en flujo no mareal, deriva de Stokes, bombeo mareal y flujos verticales. Este análisis permite identificar cuáles son los procesos que controlan el transporte de sal y material en suspensión (Fischer, H.B., 1976). Con respecto a la salini-

dad, los términos más relevantes son, en ese orden, la deriva no mareal, la deriva de Stokes y el bombeo mareal asociado a la correlación cruzada entre salinidad, elevación y la corriente a lo largo del canal. Los términos de flujos verticales son, como cabría esperar en un estuario bien mezclado, muy inferiores al resto.

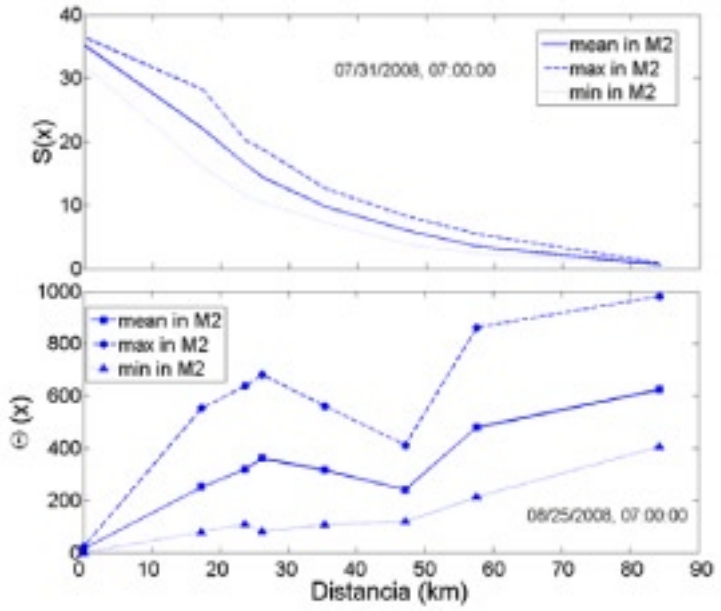


Figura 2. Perfiles de salinidad (panel superior) y turbidez (panel inferior) longitudinales promediados en la vertical (máximo, mínimo y medio-mareal en las fechas indicadas) en régimen de aguas bajas.

El estuario del Guadalquivir es de los más turbios del mundo. La mayor cantidad procede del propio estuario, puesto en suspensión por los esfuerzos tangenciales mareales en el lecho y márgenes. La turbidez en la columna de agua crece con la profundidad consecuencia del balance entre flotación y turbulencia. A escala promedio-mareal se observan dos óptimos de turbidez (Fig.1, panel inferior). El primero (estuario abajo) se debe principalmente al incremento de la capacidad de resuspensión por la circulación transversal en zonas con radios de curvatura pequeños. El segundo, estuario arriba, podría incluso alcanzar hasta la misma presa de Alcalá y está asociado a la presencia del punto nulo de la intrusión salina y al carácter estacionario de la propagación de onda en ese tramo del estuario (véase el trabajo de Baquerizo et al. (2011), en este mismo volumen).

El análisis de los balances netos promedio-mareales no sólo explica la distribución longitudinal de ambas propiedades, sino que da información adicional sobre los mecanismos que la generan. Los flujos de sal obtenidos son todos positivos (hacia cabecera). El término dominante es el asociado a la deriva euleriana, un orden de magnitud superior a la deriva de Stokes y al bombeo mareal. Los flujos asociados a la circulación vertical son muy inferiores al resto, lo cual es consistente con la baja estratificación.

En el caso del balance de sólidos en suspensión (determinado mediante el flujo mediomareal a lo largo de todo el estuario) los mecanismos que los controlan son los mismos que para la salinidad. Esto son, por orden de magnitud, la deriva no mareal y la de Stokes y el bombeo mareal relativo a los desfases entre la concentración de sólidos en suspensión, elevaciones y la corriente longitudinal. Estos dos últimos mecanismos llegan a compensar y superar al primero en ciertos ciclos de marea. Representan la correlación entre elevación, corriente y concentración cuyos desfases, típicamente asociados a los retardos en la deposición del sedimento y en el lavado o dispersión por la columna de agua del material erosionado.

CONCLUSIONES

Se ha analizado la distribución de salinidad y turbidez bajo régimen mareal en el estuario del Guadalquivir. La resolución espacial y temporal de la red de

monitorización instalada es suficiente para determinar la posición instantánea de la intrusión salina. La mayor cantidad de sólidos en suspensión procede del propio estuario, mantenidos por los esfuerzos turbulentos de origen mareal (y fluvial en régimen de avenidas) en lecho y márgenes. El análisis de los balances netos mareales no sólo explica la distribución longitudinal de ambas propiedades, sino que da información adicional sobre los mecanismos que la generan. Se han identificado los procesos dinámicos que las controlan, a saber, deriva no mareal, deriva de Stokes y bombeo mareal inducido por el desfase entre concentración de soluto, elevación y corriente longitudinal. Se ha puesto de manifiesto la presencia de dos máximos de turbidez: uno a 25 km, localizado en los tramos con radios de curvatura menores, y otro por encima del km 80. El primero está asociado a la circulación secundaria, el segundo al punto nulo de intrusión salina y, quizás en mayor medida, a la dinámica estacionaria del último tercio del estuario.

AGRADECIMIENTOS

El estudio está financiado por el MICINN (CTM2009-10520, Intercambio de masas de agua y de energía potencial entre el estuario del Guadalquivir y la plataforma continental interior) y por la JA (P09-TEP-4630, Influencia de los procesos litorales multiescala en la gestión costera).

REFERENCIAS

Baquerizo, A. M. Díez-Minguito, S. Bramato, M.A. Losada, (2011) "Reflexión de la onda de marea en el estuario del Río Guadalquivir". En este volumen, presentado en las XI Jornadas de Costas y Puertos, Las Palmas de Gran Canaria.

Baonza, E., Plata, A., Jiménez, J.A., Ruiz-Mateos, A., (1978). "Estudio del comportamiento dinámico del estuario del río Guadalquivir". Proceedings of Isotope Hydrology.

Contreras, E. y M.J. Polo, (2011). "Influence of reservoirs and land use changes on the river contribution: the case study of the Guadalquivir Estuary". Geophysical Research Abstracts. Vol 13, EGU2011-12719.

Díez-Minguito, M., A. Baquerizo, M. Ortega-Sánchez, G. Navarro y M.A. Losada. "Tide transformation in the Guadalquivir estuary (SW Spain) and process-based zonation". Pendiente de publicación en Journal of Geophysical Research – Oceans.

Fischer, H.B., (1976). Mixing and Dispersion in Estuaries. Annual Review of Fluid Mechanics 8, 107–133.

González-Ortegón, E., Subida, M.D., Cuesta, J.A., Arias, A.M., Fernández-Delgado, C., Drake, P., (2010). "The impact of extreme turbidity events on the nursery function of a temperate European estuary with regulated freshwater inflow". Estuarine Coastal Shelf Sci. 87, 311–324.

Navarro, G., F.J. Gutiérrez, M. Díez-Minguito, M.A. Losada, J. Ruiz (2011). "Temporal and spatial variability in the Guadalquivir estuary: a challenge for real-time telemetry". Ocean Dynamics, Vol.61(6), 753-765.

3.2.4. ESTUDIOS DE CAMPO PARA INVESTIGAR EL COMPORTAMIENTO HIDRODINÁMICO DE LOS VERTIDOS DE SALMUERA

F. Vila[1], M. Rodrigo[2], A. Ruiz-Mateo[3], A. Álvarez[4], A. Lloret[5], M. Antequera[6]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEPYC. francisco.vila@cedex.es
2. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEPYC. macarena.rodrigo@cedex.es
3. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEPYC. antonio.ruiz@cedex.es
4. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEPYC. ana.alvarez@cedex.es
5. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEPYC. ana.lloret@cedex.es
6. Centro de Estudios de Puertos y Costas. CEPYC. manuel.antequera@cedex.es

RESUMEN

Desde el año 2000 el CEDEX viene trabajando en la línea de cubrir la carencia de una normativa legal que regule los vertidos de las plantas desalinizadoras, así como la inexistencia de una herramienta metodológica de optimización del diseño de la descarga al mar de la salmuera, del estudio de su comportamiento y valoración del posible impacto sobre los ecosistemas [1], [2] y [3]. Partiendo de esta posición desde el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria y el Centro del Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, se está ejecutando un proyecto I+D, titulado "Desarrollo e implementación de una metodología para la reducción del impacto ambiental de los vertidos de salmuera procedentes de desaladoras" (Proyecto *MEDVSA*) a fin de ofrecer una metodología que tenga en cuenta todos los aspectos técnicos y ambientales importantes en la correcta gestión de la salmuera [4].

Una de las partes en las que se estructuró el proyecto *MEDVSA* y de la que era responsable el CEDEX consistía en el estudio y la caracterización en campo del vertido de varias plantas desalinizadoras ya funcionando en la costa española. El presente artículo aborda el trabajo de campo realizado en el vertido de las plantas desalinizadoras de Alicante I-II, Valdelentisco, Las Palmas III-IV y Santa Cruz I.

INTRODUCCIÓN

El residuo más importante de una planta desaladora por su magnitud está constituido por las aguas de rechazo. Las sustancias presentes en las aguas de rechazo, pueden ser de dos tipos: las aportadas por el proceso de desalación y las aportadas por el agua de alimentación. Las primeras por su baja magnitud y concentración, en principio, no son susceptibles de afectar al medio receptor. Las segundas, en un principio, al proceder del mismo medio al que se vierte (en la desalación de agua marina) se puede pensar en que tampoco son preocupantes, sin embargo, estudios sectoriales como [5], demuestran que un aumento en las concentraciones de los parámetros físico-químicos naturales en el agua de mar, puede provocar un grave impacto en la biocenosis. Aún así, se sabe muy poco sobre los efectos que, estos vertidos y las sustancias que lo componen, tienen sobre las biocenosis [6].

Al margen del impacto que el vertido tenga sobre la biocenosis un primer paso es determinar el alcance del mismo, caracterizando su comportamiento (su dilución y su trayectoria) tanto en el campo cercano como en el campo lejano. Dicho comportamiento vendrá gobernado por el exceso de sal que lo convierte en un vertido hiperdenso, cuya tendencia será a hundirse sobre el fondo, convirtiéndose en una corriente hiperdensa (Density current).

LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL VERTIDO

Las plantas desalinizadoras Alicante I y II se encuentran adyacentes una a la otra, a unos 6 kilómetros al sur de la ciudad de Alicante. Las dos instalaciones desalan agua de mar y agua salobre, por Osmosis Inversa. Ambas desalinizadoras comparten el salmueroducto (brine pipeline) el cual termina en una arqueta situada 1

kilómetro al norte de las instalaciones. El vertido se realiza de manera superficial y se prediluye inicialmente con agua de mar a razón de 1 a 4 (dilución 5). La planta estuvo produciendo un vertido de unos 25000 m3/h (incluido la predilución) durante la realización del trabajo de campo. El último día de medición por una cuestión de mantenimiento se vertió sin prediluir, por lo que bajo esas condiciones el caudal del vertido ronda los 5000m³/h.

La planta de Valdelentisco se sitúa en el término municipal de Mazarrón en la Región de Murcia. Dicha instalación desala agua de mar por Osmosis Inversa. Las aguas de rechazo las vierte a través de un emisario submarino cuyo tramo difusor se sitúa a 1 kilómetro de la costa a una profundidad de 23 metros y cuyo trazado tiene una orientación de 356N. Dicho tramo difusor es perpendicular a las isobatas con 10 elevadores separados 6 m entre si con dos bocas difusoras por elevador con 65º de inclinación respecto al fondo marino. La planta prediluye con agua de mar a una razón de 1 a 0.4 (dilución 1.4). El tramo difusor se diseñó para trabajar bajo un caudal de unos 7500m³/h, como la planta estaba produciendo un vertido de unos 3560 m³/h (incluido predilución) en régimen habitual (y durante la realización del trabajo de campo), los chorros estaban trabajando con un número de Froude por debajo del proyectado (ver Tabla IV). Para solucionar esta situación, varios elevadores estaban siendo sellados mientras el estudio de campo se realizaba, como consecuencia, el primer elevador del tramo difusor, fue retirado para proceder a su sellado coincidiendo dicha situación con el estudio. Así pues, todas las medidas se realizaron sin este elevador, trabajando como un único chorro vertical en vez de dos chorros inclinados.

La planta desalinizadora de Las Palmas III se encuentra a 9 kilómetros al sur de la ciudad de Las Palmas de Gran Canaria. Las Palmas IV en realidad es una ampliación de Las Palmas III (en algunos documentos técnicos se le denomina también como Las Palmas III-ampliación) pero en este artículo se mantendrá la nomenclatura diferente entre las dos instalaciones pues cada una de ellas vierte en un punto diferente. Ambas instalaciones desalan agua de mar por Osmosis Inversa. El vertido se realiza a través de una tubería que desemboca en una escollera colindante al edificio de la desalinizadora. Ambos puntos de vertido distan entre sí 80 metros por lo que habrá interacción entre ellos. No se diluye previamente. Las Palmas III produjo un vertido de unos 2050m³/h y las Palmas IV produjo unos 880m³/h, durante la realización del trabajo de campo.

La planta de Santa Cruz I desala agua de mar por Osmosis Inversa. Situada 5 kilómetros al norte de la ciudad de Santa Cruz de Tenerife, la desalinizadora vierte en la escollera adyacente a la instalación a través de una tubería. Dicha escollera pertenece a la dársena pesquera del dique del Este del Puerto de Santa Cruz, por lo que la hidrodinámica que sufre el vertido por la acción del oleaje es muy baja. El vertido no es sometido a dilución previa. La planta produjo un caudal de unos 1200 m³/h, durante la realización de los trabajos de campo.



Figura 1. Localización de los diferentes estudios de campo realizados por el CEDEX.

METODOLOGÍA E INSTRUMENTACIÓN

Caracterización del Medio receptor

Las características físico-químicas del medio receptor se determinaron mediante medidas en campo (caracterización de las corrientes, tipología de los fondos), revisión bibliográfica de otros estudios (batimetría, biocenosis y tipología de los fondos) y mediante el banco de datos oceanográficos de Puertos del Estado (caracterización del oleaje y las mareas).

Caracterización del vertido

Para realizar y estudiar el seguimiento de un vertido al mar, se compara las características físicas de las aguas receptoras, con las del efluente y con las de aquellas aguas no influenciadas por el vertido.

Se define a la dilución D como el cociente entre el volumen total de una muestra (V) y el volumen de efluente contenido en esa muestra (V_0):

$$D = V / V_0$$

Si el efluente tiene una concentración S_0 de sal, que está también presente en el agua ambiental con una concentración S_a, la concentración de la muestra será:

$$S = m / V = (m_0 + m_a) / V = (S_0 \cdot V_0 + S_a \cdot (D-1) \cdot V_0) / (D \cdot V_0) = (S_0 + S_a \cdot (D-1)) / D$$

Que puede ponerse como:

$$S - S_a = (S_0 - S_a)/D$$

Despejando, la dilución puede calcularse dividiendo ambas diferencias:

$$D= (S_0 - S_a) / (S - S_a)$$

De la ecuación se obtiene la inversa de la dilución:

$$D^{-1}(\%)= 100 / D = 100 \cdot (S - S_a) / (S_0 - S_a)$$

A esta expresión se la denomina "Porcentaje de Vertido Residual" que tiene la ventaja de que su valor se encuentra siempre comprendido entre 0% (agua de mar sin vertido) y 100% (efluente sin diluir).

Las unidades de la salinidad están en psu, calculada en base a la fórmula de Standard Methods 2520 [9], que relaciona la salinidad con la conductividad, la temperatura y la presión.

Como se estudió el vertido en dos situaciones diferentes, con y sin predilución, la dilución se estableció para cada una de las situaciones, tomando diferentes máximos de salinidad (S0) para cada caso. (Tabla I).

Instrumentación

Se utilizaron cuatro tipos diferentes de instrumentación según la finalidad de la misma:

1) Instrumentación para la caracterización del vertido (conductivímetros).
2) Instrumentación para el posicionamiento de las medidas (GPS).
3) Instrumentación para la caracterización del medio receptor.
4) Instrumentación para el registro y toma de imágenes, georreferenciadas.

Se utilizaron hasta un máximo de 8 conductivímetros-termómetros, entre los cuales, 4 eran sondas *TetraCon*® 325 de la casa WTW, 2 eran *Datasonde 4a* de la casa Hydrolab® y 2 eran CTD (Conductivity-Temperature- Depth) de la casa SBE® (Sea-Bird Electronics, Inc.) El posicionamiento se determinó a través un equipo GPS Diferencial a través de señal de radiofaro. Igualmente se utilizó una sonda GPS Meridian Marine de la casa Magellan®, un jalón y una cinta métrica para las medidas subacuáticas. Las imágenes se tomaban a través una cámara subacuática conectada por cable con la embarcación y manejada a través de un software el cuál cruza la imagen con la posición GPS, permitiendo tomar imágenes georreferenciadas. También se utilizó un equipo de filmación subacuático (fotografías y video) y una cámara fotográfica superficial. Para la caracterización del medio receptor se utilizó un correntímetro electromagnético S4, un correntímetro tipo Doppler y un biplano, según que campaña se tratase. Prácticamente la totalidad de la instrumentación va conectada a un PC portátil "rugerizado" modelo GoBook VR-2 de la casa General Dynamics ®. Para la realización de las medidas se contó hasta con dos embarcaciones de entre 5 y 9 metros de eslora. A su vez para las medidas del campo cercano, colocación del jalón y CTD se utilizó un equipo de submarinistas en comunicación con superficie.

Metodología para el Campo Cercano

Para la caracterización del Campo Cercano la instrumentación se utilizó de la siguiente manera:

1) Para la delimitación de la zona de sumergencia, se posicionó sobre la línea de flotación de la embarcación una sonda TetraCon® 325. La embarcación cubría la zona de vertido con trazadas paralelas a la costa, cruzando el dato de conductividad y con el de su posición.
2) Para la caracterización de la columna de agua, se requirió el trabajo de dos submarinistas, quienes colocaron un jalón sobre el fondo al cuál se le adosó una sonda de conductividad TetraCon® 325. La sonda se fue subiendo desde el fondo hasta la superficie a intervalos regulares. Esta operación se realizó en varios puntos diferentes.
3) Para la caracterización estadística, se dejaba un CTD en el fondo (de 10 a 30 minutos) muestreando a una frecuencia de 0.1 Hz.

Metodología para el Campo Lejano

En la caracterización del Campo Lejano la instrumentación se utilizó de la siguiente manera:

1) Se realizó un transecto perpendicular a la costa utilizando la *Datasonde 4a*, tomando el valor de fondo y de superficie y posicionando cada inmersión de la sonda.
2) Con la misma *Datasonde 4a*, se realizaron diferentes transectos paralelos al punto de vertido, tomando el valor de fondo y de interfase.
3) Para el estudio de la estructura y comportamiento de la corriente hiperdensa (y cuando la orografía y la batimetría lo permitieron), se colocaron 3 sondas *TetraCon® 325*, un *Datasonde 4*a y una cámara submarina en un mismo soporte a diferentes distancias del fondo. A todo el conjunto se le denomina "bastidor". Con este bastidor se trazan transectos paralelos a la costa alejándose del vertido, delimitando el contorno del vertido.

Se debe ir chequeando de manera periódica que la calibración de las sondas siga estable durante el transcurso de las mediciones.

RESULTADOS

Si bien para cada planta desalinizadora se realizó un estudio detallado de cada variable, en el siguiente apartado solo se detallarán los resultados más significantes.

Medio receptor: Batimetría, corriente y oleaje

Se estudiaron las batimetrías, las corrientes y el oleaje como variables que pueden influir en la dilución para cada caso de estudio. La intensidad de la mezcla y por lo tanto la dilución aumentará con la energía cinética de las aguas receptoras del vertido (oleaje y corriente). Las figuras 3 y 4 muestran un ejemplo de medidas de corriente realizadas con un correntímentro electromagnético y con un biplano respectivamente. Las figuras 5 y 6 son un ejemplo de oleaje y marea astronómica.

Por otro lado, batimetrías con pendientes pronunciadas pueden contribuir a acelerar el flujo de la capa hiperdensa en el campo lejano y a su vez, pueden contribuir a un aumento de la dilución. Cabe destacar la batimetría bajo la cual se dispersa el vertido de Sta. Cruz I con una pendiente del 40% para los primeros metros (hasta la cota -20m) y del 11% para cotas próximas a los 50 metros de profundidad. Esta pendiente será clave para el proceso de dilución de dicho vertido.

Campo Cercano: Zona de sumergencia

Los vertidos hiperdensos que entran superficialmente al entorno marino poseen una zona característica en su desarrollo denominada "zona de sumergencia" (plunging zone) [8]. Según [10] la expansión de dicha zona viene determinada por la confrontación entre la energía cinética (*momentum*) y la energía potencial (densidad). Así pues, el vertido debido a su *momentum* inicial cubrirá toda la columna de agua, hasta alcanzar un límite en donde se atenúa dicho *momentum* provocando el hundimiento del vertido. Para determinar la zona de sumergencia se realizaron una serie de medidas superficiales cerca del punto de vertido. Un ejemplo de dichas medidas son las figuras 7 y 8.

Campo Cercano: Variación de la dilución en la columna de agua

Como ejemplo de este estudio se ha escogido el vertido de Valdelentisco. En dicho estudio se realizaron cuatro medidas en el Campo Cercano de tres elevadores distintos del tramo difusor. A efectos de nomenclatura, se nombra a los elevadores del 1 al 10, siendo el #1 el elevador más al norte (cercano a costa) y el #10 el situado al sur (lejano a costa). A su vez cada elevador tiene dos bocas de descarga nombrándolas Este (E) y Oeste (W) según corresponda. En las figura 9 y 10 se exponen los análisis realizados para dos de estas situaciones. En la Tabla II se resume los valores de fondo de $D^{-1}(\%)$ para cada punto analizado.

En primer lugar, se observa que los valores de Porcentaje de Vertido Residual para el chorro vertical (#1) son mayores que para el resto. En efecto, al no tener un elevador, su diametro es superior al resto de chorros, a su vez al ser la primera salida, expulsa mucho más caudal que el resto de chorros. A su vez este chorro es vertical y no inclinado como el resto, factor que influye a tener peores dilucion.

En segundo lugar, se observa que los valores de fondo en el punto de impacto (I) son sensiblemente superiores que los puntos D y U. Típicamente, para descargas procedentes de chorro sumergido, después de la dilución inicial producida debida a la velocidad de salida del chorro, se produce un descenso parabólico del vertido el cuál acaba impactando con el fondo. Después del impacto el vertido se esparce como anillos de corriente hiperdenso por todas las direcciónes y con velocidad similar a la que tenía el chorro justo antes del impacto. Esta situación produce un nueva turbulencia cuyo resultado es un incremento localizado de la dilución (puntos D y U).

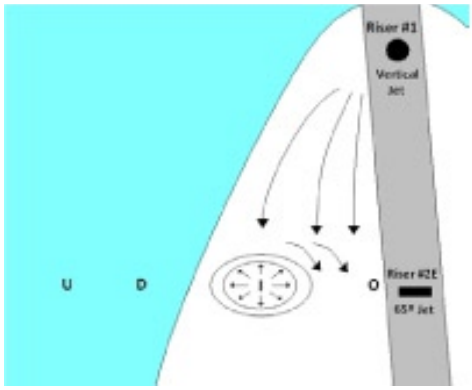


Figura. 2 Efecto de la interacción entre los vertidos de los distintos chorros

Respecto a lo que se refiere al los puntos O, se observa que el chorro #1 modifica los valores de los puntos O de aguas abajo. Esta observación viene como consecuencia de la interacción entre chorros: debido a la baja energía cinética de los puntos O, se permite la entrada de flujo proveniente de aguas arriba, por el contrario en los puntos de impacto (I) el vertido alcanza velocidades tangenciales tan altas que impide dicha entrada (ver figura 2).

Respecto a la distribución vertical de los distintos perfiles se observan unos resultados bastante típicos para cada punto: en el O aparece un pico en altura detectando el paso del chorro; en el punto D, empieza a estructurarse la capa hiperdensa (*density current*) pero con cierta turbulencia a medias aguas por lo que es normal que aparezca algún pico, y finalmente en U, la capa hiperdensa ya está claramente estructurada teniendo unos valores más tendidos que en el resto de perfiles.

Los resultados de Z_M (altura máxima del chorro) se presentan en la Tabla III, en donde se observa la gran altura que alcanza el chorro vertical. Dicho dato es lógico al ser el primer difusor y al tener un gran diámetro de salida (45 cm) respecto a los elevadores (14 cm). Este hecho provoca que salga más caudal por el chorro vertical que por los chorros inclinados, provocando a su vez que, los chorros inclinados estén trabajando bajo un número Froude menor que el proyectado en diseño.

Campo Lejano:

En la figura 11 se representan los resultados obtenidos en el estudio del Campo Lejano para **Valdelentisco**. Como se observa en la figura no hay una simetría respecto al emisario, debido a que se producen cambios de corrientes mientras se realizan los transectos. Un ejemplo de ello es la aparición de termoclinas en varios puntos (círculo negro en figura 11) por lo que dicho valor de Porcentaje de Vertido Residual, no será un valor de fondo, dándose un fenómeno de intrusión o *interflow* [7].

Un ejemplo de influencia del oleaje en la dilución [10], son los datos obtenidos en el Campo Lejano para **Las Palmas III-IV** (figura 12), en cuyo estudio se trabajó con condiciones de fuerte oleaje (en la figura 5, se observan registros de alturas significativas de hasta dos metros). Se observa una alta variabilidad no solo entre transectos sino también entre puntos de un mismo transecto.

Campo Lejano, Bastidor:

En el estudio del Campo Lejano en **Santa Cruz I**, se utilizó la estructura del bastidor hasta la cota máxima de -15m (figura 13). Se observa que a medida que el vertido se introduce en mar abierto va agrandándose el espesor y se van ensanchando los bordes de la capa hiperdensa. A su vez, el vertido se va diluyendo poco a poco a medida que se va expandiendo por el fondo.Es posible que haya puntos inconexos con otros, todo ello debido, probablemente, a las irregularidades del fondo pudiendo darse el caso que la estructura cayese en un montículo por donde no pasaría la corriente hiperdensa o al revés, que cayese en un pequeño pozo en donde estuviese reconcentrado el vertido.

CONCLUSIONES

Vertido superficial, Alicante

La predilución del vertido es muy importante para acelerar el proceso de dilución. Más que por la reducción inicial de la concentración es importante por el aumento de la velocidad, el aumento de caudal (es decir, el aumento del *momentum*) y por la disminución en densidad.

La predilución provoca una mayor área de sumergencia que es donde se produce en mayor parte la dilución del vertido.

Vertido sumergido por chorro, Valdelentisco

Pese a estar con el dispositivo de mejor mezcla, los resultados en dilución son peores de lo esperado.

La razón de estos resultados es sin duda, el bajo Froude (Tabla IV) bajo el que está trabajando el tramo difusor (estimado en base a la fórmula que proporciona [12]).

Al diseñarse un tramo difusor para un Froude mínimo de 35 o 40, el estar bajo un Froude de entre 8 y 11 provoca un descenso fuerte en las diluciones.

Aún así, siempre los valores obtenidos están dentro de las recomendaciones establecidas [5].

A su vez se observa la clara influencia del chorro vertical sobre los difusores de aguas abajo y como este chorro vertical "roba" caudal, colaborando asimismo al descenso del número Froude.

La situación podría ser peor si la planta desalinizadora no prediluyese el vertido previamente a la descarga, pues, este caudal de predilución más que ayudar al descenso de salinidad del vertido, colabora a mantener un número Froude alto, beneficioso para el proceso de dilución.

Vertido en escollera, Las Palmas y Santa Cruz

El "desorden" en dilución en los resultados del Campo Lejano en las Palmas III-IV (figura 12) es debido al oleaje y su periodicidad [10]. Por el contrario, el campo de diluciones en Sta. Cruz I en el Campo Lejano es más ordenado y constante debido a la ausencia de oleaje (figura 13).

Las diluciones obtenidas para Las Palmas III son mejores que en el caso de Sta. Cruz I pese a que en la primera el caudal de vertido era mucho mayor. Cabe esperar que la variable que influye más significativamente en estas diferencias sea el oleaje. Aún así y pese a que el vertido de Santa Cruz I esté más concentrado que el de Las Palmas III, está menos concentrado de lo que cabría esperar para un vertido por escollera. Probablemente la pendiente pronunciada (40%, para los primeros metros), provoque que el vertido se diluya rápidamente. Se observa en la figura 13 que a la salida de la bocana del puerto la salinidad del vertido se sitúa entre un 0% y un 3% superior a la del agua de mar.

El bastidor se revela como una herramienta muy útil y precisa en el estudio de la estructura de la capa hiperdensa en el Campo Lejano.

REFERENCIAS

[1] Centro de Estudios de Puertos y Costas, "Estudio de la dispersión del vertido al mar a través de una rambla de las aguas de rechazo procedentes de una planta desaladora de agua marina del canal de Alicante. Informe parcial," *CEDEX Technical Report 23-401-6-002*, 2001.

[2] Centro de Estudios de Puertos y Costas, "Estudio de la dispersión del vertido al mar a través de una rambla de las aguas de rechazo procedentes de una planta desaladora de agua marina del canal de Alicante. Addenda al informe final," *CEDEX Technical Report 23-401-6-002*, 2002.

[3] Centro de Estudios de Puertos y Costas, "Investigación sobre el vertido al mar de las aguas de rechazo procedentes de estaciones desaladoras. Informe final," *CEDEX Technical Report 23-500-7-005*, 2003.

[4] P. Palomar, A. Ruiz-Mateo, I.J. Losada, J.L. Lara, A. Lloret, S. Castanedo, A. Alvárez, F. Méndez, M. Rodrigo, P. Camus, F. Vila, P. Lomónaco, and M. Antequera, "MEDVSA: a methodology for design of brine discharges into seawater," *Desalination and Water Reuse* Vol. 20/1, pp. 21-25, 2010.

[5] J. Sánchez Lizaso, J. Romero, J. Ruiz, E. García, J. Buceta, O. Invers, Y. Férnandez, J. Mas, A. Ruiz-Mateo, and M. Manzanera, "Salinity tolerance of the Mediterranean seagrass Posidonia oceanica: recommendations to minimize the impact of brine discharges from desalination plants," *Desalination*, vol. 221, pp. 602-607. 2008.
[6] A. Ruiz-Mateo and J. Martínez, "Desalination and the environment," in *Desalination in Spain*, Eds. Ministerio Medio Ambiente, 2008, Chap. 5.
[7] V. Alavian, G.H. Jirka, R.A. Denton, M.C. Jhonson, and G.C. Stefan, "Density currents Entering lakes and reservoirs," *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 118, No 11., 1992.
[8] J. Akiyama and H.G. Stefan, "Plunging flow into a reservoir: Theory," *Journal of hydraulic Engineering*, vol. 110, 1984.
[9] APHA-AWWA-WPFC, *Métodos Normalizados para el análisis de aguas potables y residuales*, 17th ed., Ed. Díaz de Santos, 1992, Chap. 3, pp. 63-71.
[10] F. Vila; A. Ruiz-Mateo, M. Rodrigo, A. Álvarez, M. Antequera, and A. Lloret, "3D Physical Modelling in a wave flume of brine discharges on a beach", *Euromed 2010, Desalination for Clean Water and Energy, Tel Aviv*, Com. 21, 2010.
[11] P.J.W. Roberts, ASCE, and G. Toms, "Inclined dense jets in flowing current," *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 113, No 3, 1987.
[12] J.S. Turner, "Jets and plumes with negative or reversing buoyancy," *Journal on Fluid Mechanics*, vol. 26, part 4, pp. 779-792, 1966.
[13] G. Abraham, "Jets with negative buoyancy in homogeneous fluid," *Journal Hydraulic Research*, vol. 5 (4), pp. 235-248, 1967.
[14] M.A. Zeitoun and W.F. McIlhenny, "Conceptual designs of outfall systems for desalination plants," *Offshore Technology Conference*, Texas, OTC 1370, 1971.

FIGURAS Y TABLAS DE RESULTADOS

Para poder comparar los resultados se ha de tener en cuenta que las instalaciones de **Alicante I-II** y **Valdelentisco** prediluyen sus aguas de rechazo previamente por lo que el efluente (dilución= 1 o %IS= 100%) no es comparable con las instalaciones de **Las Palmas III-IV** y **Sta. Cruz I**. En la tabla 1, se resume bajo que condiciones se midió en cada figura.

# Figura	Planta desaladora	Pre-Dilución	Salinidad efluente al 100% (psu)
7	Alicante I-II	5	44
8	Alicante I-II	1	66.2
9	Valdelentisco	1.4	62.5
10	Valdelentisco	1.4	62.5
11	Valdelentisco	1.4	62.5
12	Las Palmas III-IV	1	68.1 – 71.2
13	Santa Cruz I	1	62.6
Tabla 2	Valdelentisco	1.4	62.5

Tabla 1. Resumen diluciones previas en las desalinizadoras y figuras de resultado

Elevador	Valores de fondo de % Vertido Residual			
	Pto. O	Pto. I	Pto. D	Pto. U
#1-W1	11	10	8	8
#2-W	11	6	4	3
#2-W bis	7	5	5	5
#6-W	5	4	4	4

[1] Pese a que el elevador #1 no tiene bocas de descarga, las medidas se realizaron hacia el Oeste del emisario de ahí la W en la codificación.

Tabla 2. Resultados obtenidos de Porcentaje de Vertido residual para los valores de fondo en Valdelentisco

Elevador	Z_M (m)
#1	7
#2	3
#2bis	4
#6	5

Tabla 3. Altura máxima alcanzada sobre el fondo para diferentes chorros en la planta de Valdelentisco

	C Turner [12] C= 1.85	C Abraham [13] C= 2.06	C Zeitoun [14] C= 1.72
Caudal chorro vertical (m3/h)	1298	1165	1396
Caudal chorro inclinado (m3/h)	126	133	120
Froude chorro vertical	7.9	7.1	8.5
Froude chorro inclinado	11.9	15.0	11.4

[1] El Froude densimétrico viene dado por $F = 4 \cdot Q \cdot \pi\text{-}1 \cdot g'^{-1/2} \cdot d^{-5/2}$. Para el chorro inclinado d=0.14m. Para el chorro vertical d=0.45m. Para ambos casos la aceleración de la gravedad reducida es la misma (g' = 0.184 m2/sg). Caudal de vertido por todo el emisario: 3560 m3/h, dato proporcionado por la Desalinizadora de Valdelentisco

Tabla 4. Cálculo del caudal y del Froude[1] que sale por cada chorro a partir de diferentes aproximaciones teóricas.

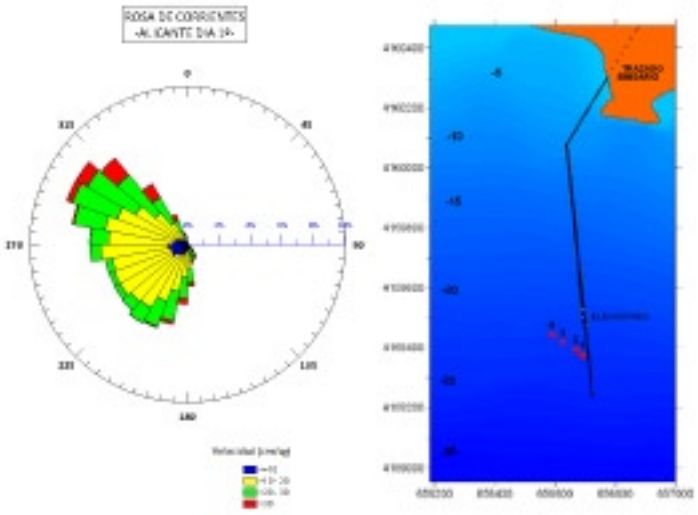


Figura 3. Rosa de corriente medida con un correntímetro electromagnético.

	MARCA #1	MARCA #2	MARCA #3	MARCA #4
X (ED50)	656692	656669	656625	656590
Y (ED50)	4159376	4159395	4159419	4159444
Horalocal	10:10:42	10:16:19	10:25:20	10:34:15
d (m)	**0.0**	**29.5**	**79.2**	**122.1**
t (sg)	0	337	878	1413
V(cm/sg)	-	8.7	9.0	8.6
Dirección	-	310	302	303

Figura 4. Dirección y velocidad trazada por el biplano durante la medición del campo cercano del Elevador 2-E (repetición), en la planta desalinizadora de Valdelentisco.

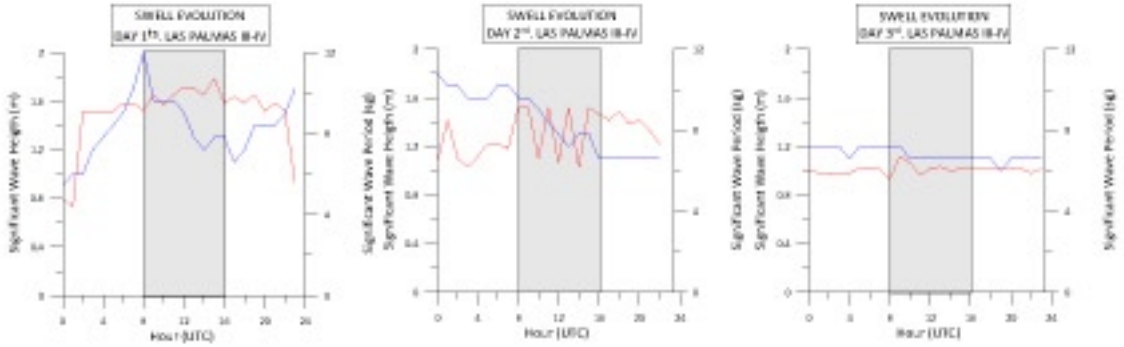


Figura 5. Datos de oleaje extraídos de la boya costera de Las Palmas 2. Altura significante (azul) y periodo pico (rojo) del oleaje incidente, la zona gris representa el periodo de trabajo.

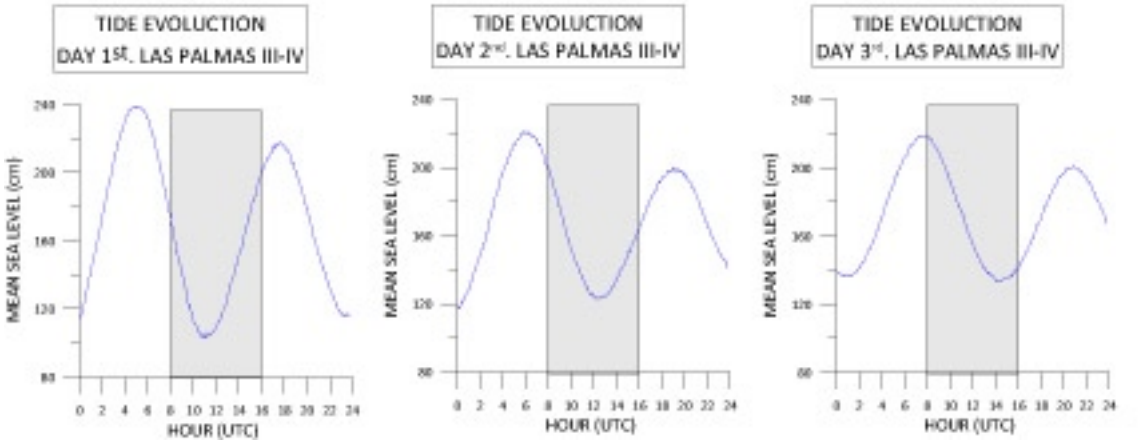


Figura 6. Evolución de la marea durante las mediciones (zona gris) de caracterización del vertido de Las Palmas III-IV.

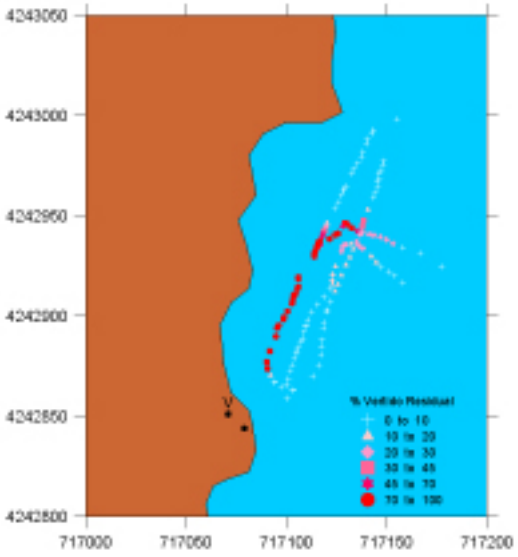


Figura 7. Zona de sumergencia en Alicante I-II para el caso de Q_0=25000m³/h (vertido prediluido). (UTM, WGS84)

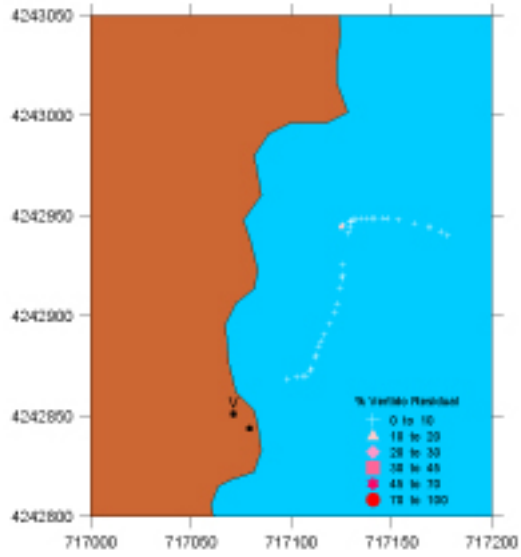


Figura 8. Zona de sumergencia en Alicante I-II para el caso de Q_0=5000m³/h (vertido sin prediluir). (UTM, WGS84)

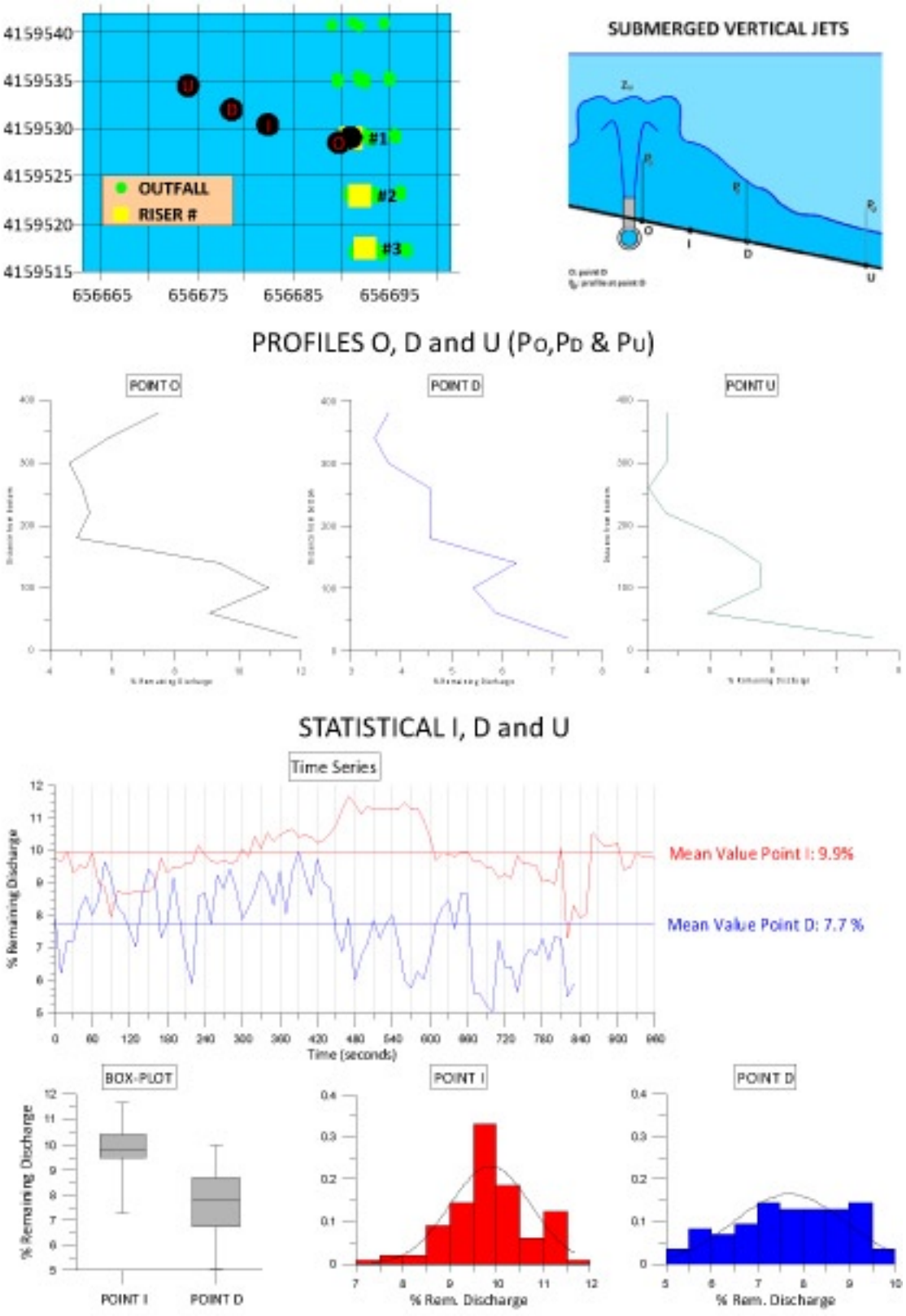


Figura 9. Estudio de Campo Cercano en la planta de Valdelentisco. Elevador 1-W (Chorro vertical). Posición extrema en el tramo difusor sin elevador. (UTM, ED50)

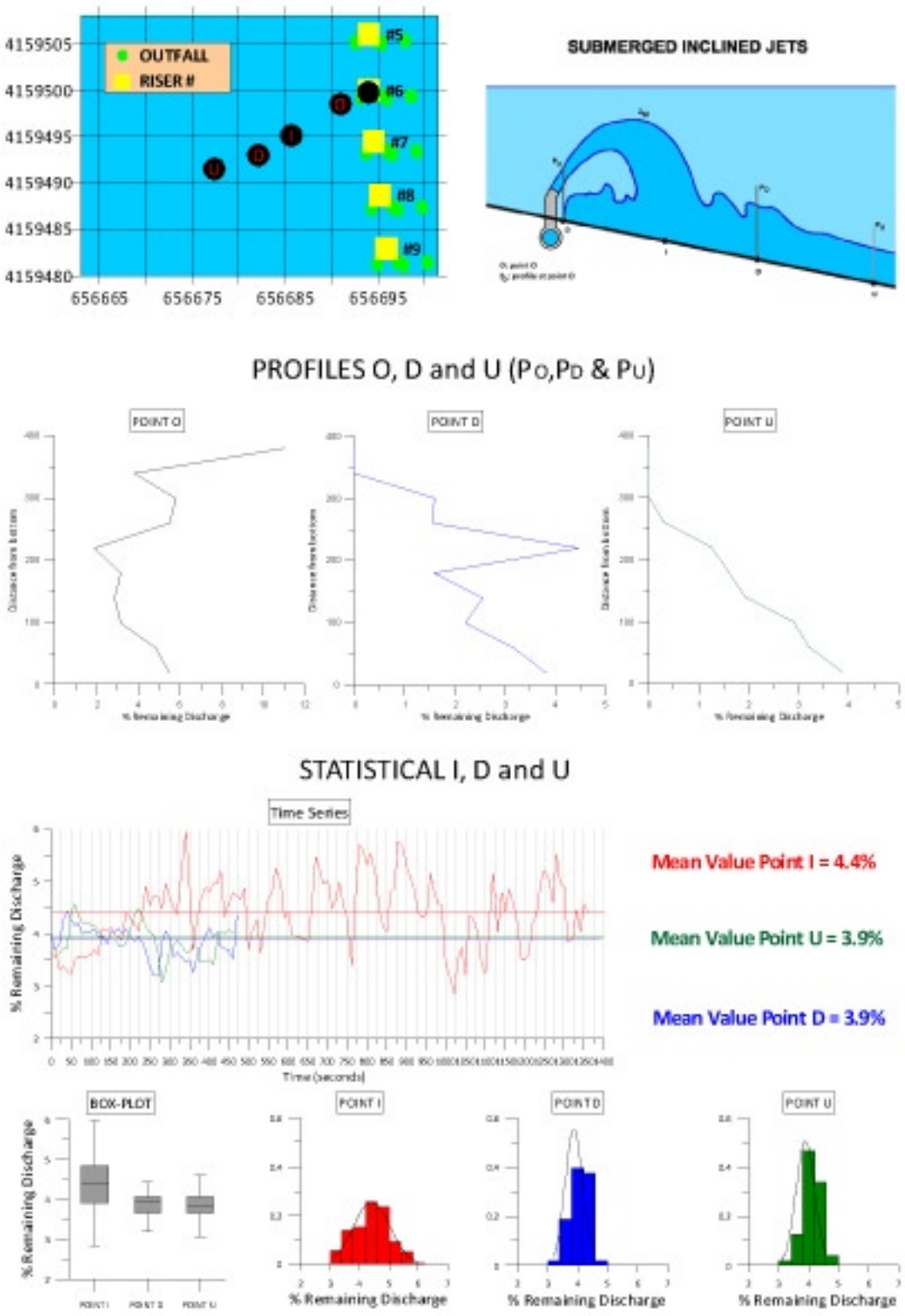


Figura 10. Estudio de Campo Cercano en la planta de Valdelentisco. Elevador 6-W. Posición central en el tramo difusor con elevador. (UTM, ED50).

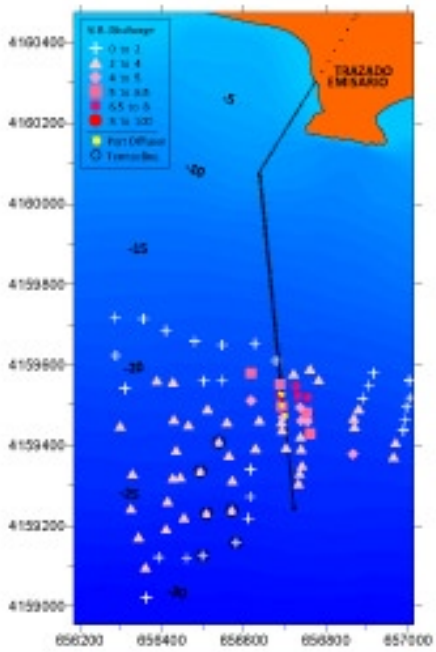


Figura 11. Estudio del Campo Lejano en Valdelentisco. (UTM, ED50)

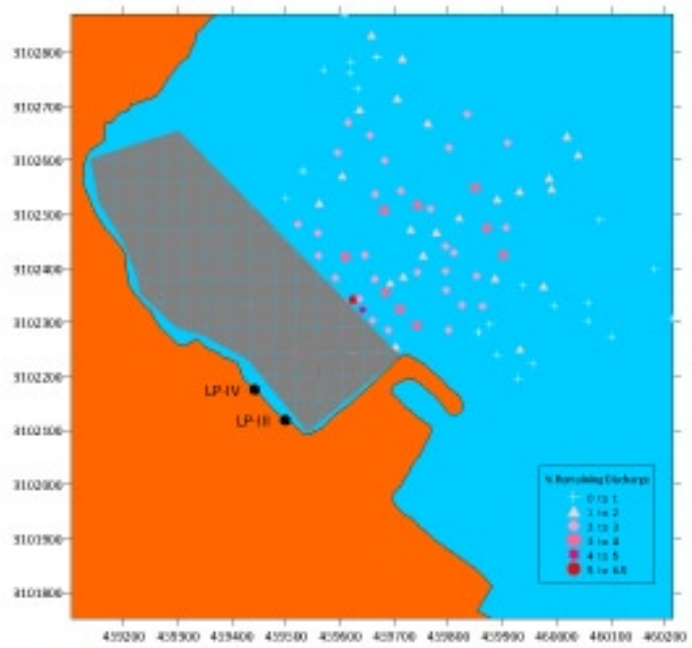


Figura 12. Estudio del Campo Lejano en Las Palmas III-IV. Zona gris: rompiente. (UTM, WGS84)

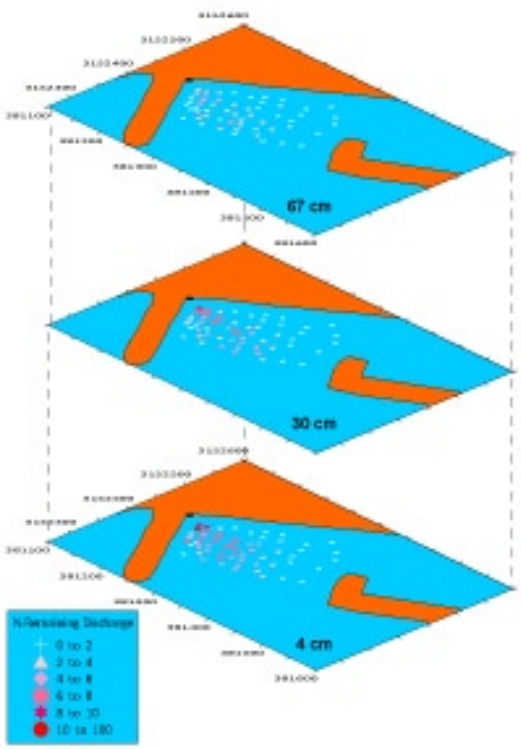


Figura 13. Estudio de la distribución vertical del vertido en el Campo Lejano, mediante el Bastidor, en Sta. Cruz I. (UTM, WGS84)

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer a las empresas de explotación de las plantas desaladoras Ayesa (Alicante), UTE Ferrovial-Cadagua (Valdelentisco), Emalsa (Las Palmas), Elmasa (Santa Cruz), por las atenciones recibidas y por la buena disponibilidad para la realización de dicho estudio.

3.2.6. CARACTERIZACIÓN DE UN VERTIDO DE SALMUERA PROCEDENTE DE UNA PLANTA DESALADORA AL SUR DE GRAN CANARIA. EVALUACIÓN DE MEDIDAS CORRECTORAS

E. Portillo[1], M. Ruiz de la Rosa[2], G. Louzara[2], J. Quesada[3], M. Antequera[4], A. Lloret[4], A. Álvarez[4], J.C. González[5], H. Mendoza[1], F. Roque[5], F. Roch[6], A. Arencibia[6]

1. Instituto Tecnológico de Canarias, S.A.(eportillo@itccanarias.org)
2. Environmental Consulting & Studies, S.L.
3. Canaragua Sur, S.A.
4. CEDEX, Centro de Estudios de Puertos y Costas.
5. Elmasa Tecnología del Agua, S.A.
6. Ionics Ibérica, S.A.-S.U.

INTRODUCCIÓN

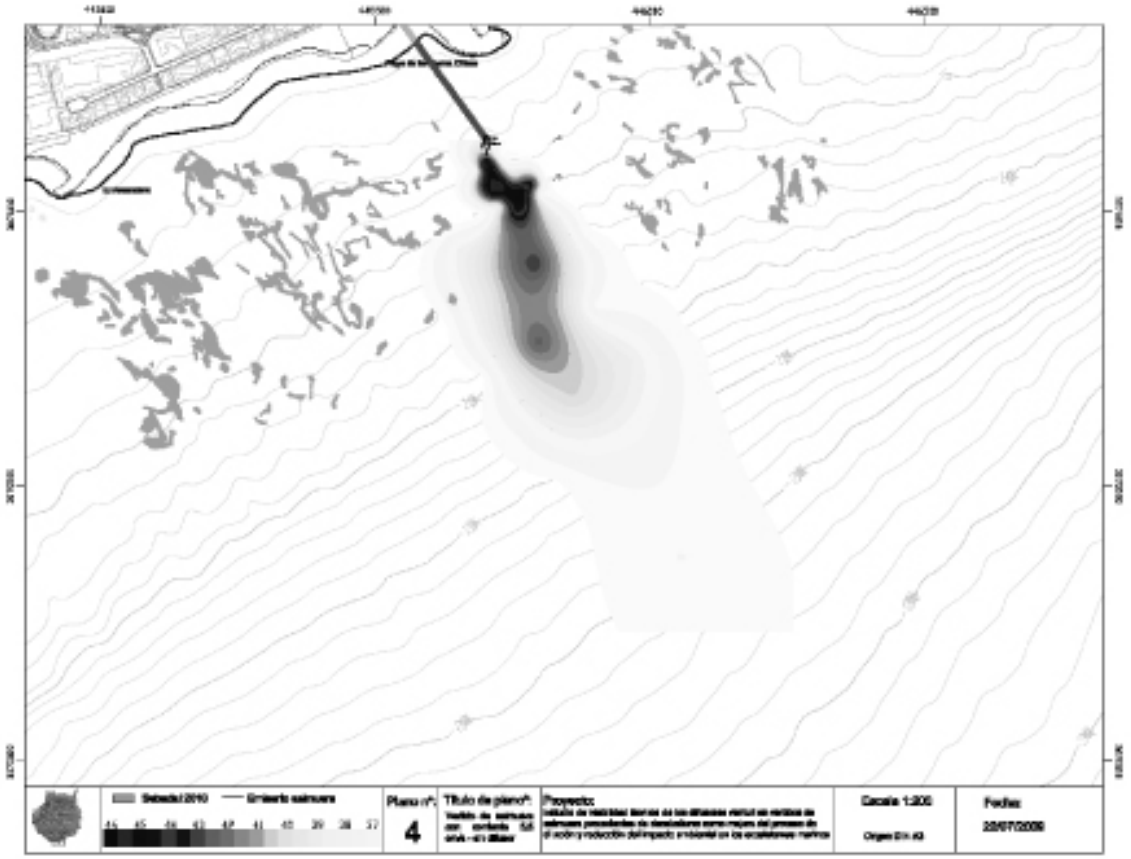
El vertido directo al mar de salmuera, procedente de los procesos de desalación, forma un penacho de agua muy densa (pluma) que se dispersa por el fondo marino por su mayor densidad en la dirección de máxima pendiente (Payo et al., 2010). Estas plumas hipersalinas se presentan como un fluido bicapa, donde el agua marina ocupa la capa superior y la salmuera la inferior. A medida que avanza la salmuera va aumentando su ancho por esparcimiento lateral, disminuyendo consecuentemente su espesor (Ruiz Mateo, 2007), pero el grado de estratificación es tan grande entre ambas capas que hace que los procesos de intercambio y dilución sean lentos aun cuando existe cierto grado de hidrodinamismo (Palomar y Losada, 2008). Esto conlleva que estas plumas hipersalinas procedentes de estos vertidos se extiendan sobre amplias extensiones pudiendo afectar a su paso a las comunidades bentónicas presentes (Einav et al., 2002; Ruiz, 2005; Palomar y Losada, 2008). El objetivo del presente estudio fue la caracterización del proceso de dispersión de un vertido de salmuera bajo diferentes condiciones de hidrodinamismo, su influencia e interacción en los procesos de asentamiento de las praderas marinas en la zona de afección, así como la evaluación de medidas correctoras. Se evaluó la dilución de la salmuera previa a su vertido y sistemas de difusión como medidas de atenuación del impacto ambiental sobre las comunidades bentónicas. Este trabajo se ha desarrollado dentro del marco de un proyecto del Programa Nacional de Proyectos de Desarrollo Experimental del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Sector de Medio Ambiente y Ecoinnovación, Subsector Gestión y Usos Sostenibles de los Recursos Naturales.

MATERIAL Y MÉTODOS

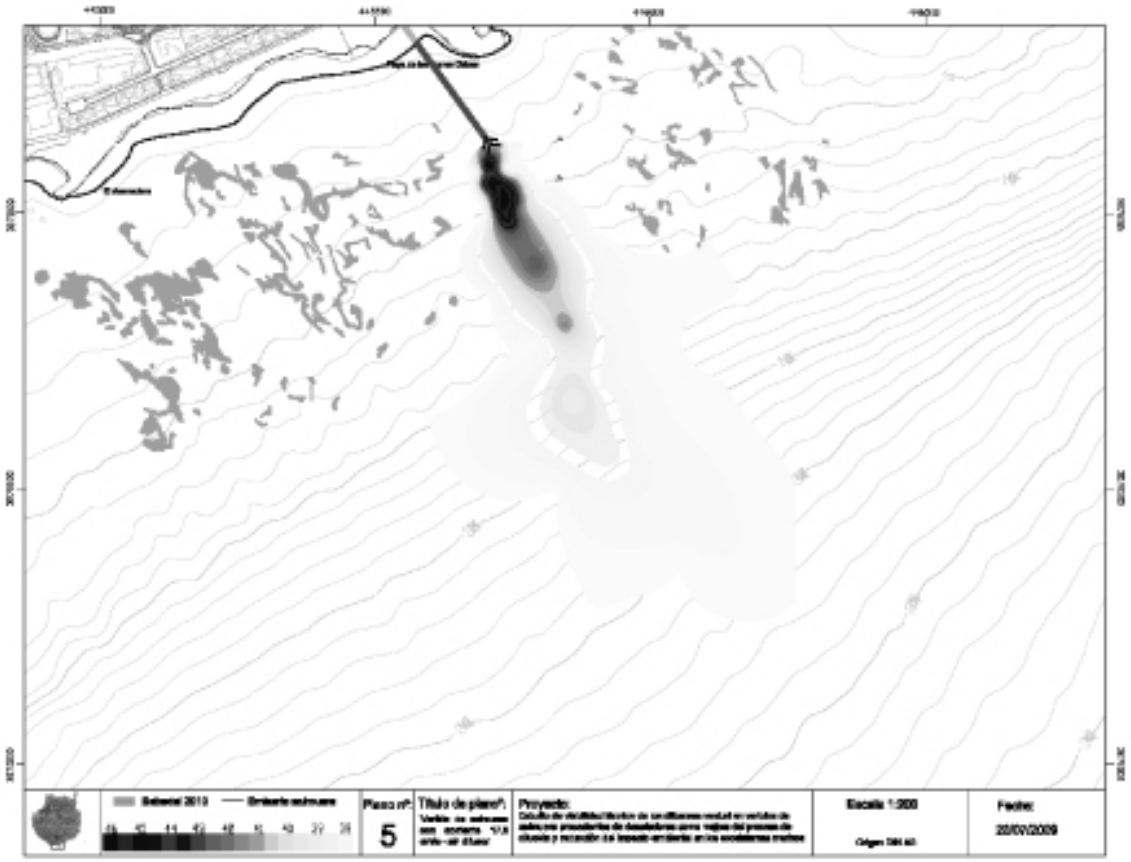
Este estudio se llevó a cabo en la planta desalinizadora Maspalomas II al sur de la isla de Gran Canaria (Islas Canarias-España), que vierte sobre parte de la pradera marina de *Cymodocea nodosa* (*sebadal*) de mayor extensión e importancia ecológica de la isla. Se caracterizó el campo de salinidades del vertido bajo diferentes grados de exposición hidrodinámica y la cartografía de la pradera marina al objeto de determinar su grado de asentamiento en el área de influencia de la pluma hipersalina. Además se evaluó la mejora de los procesos de dilución y la reducción de la zona de influencia del vertido correspondiente a diferentes grados de dilución de la salmuera con agua de mar previa a su descarga al mar y tras la incorporación de un sistema difusor con dispositivos de efecto venturi.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

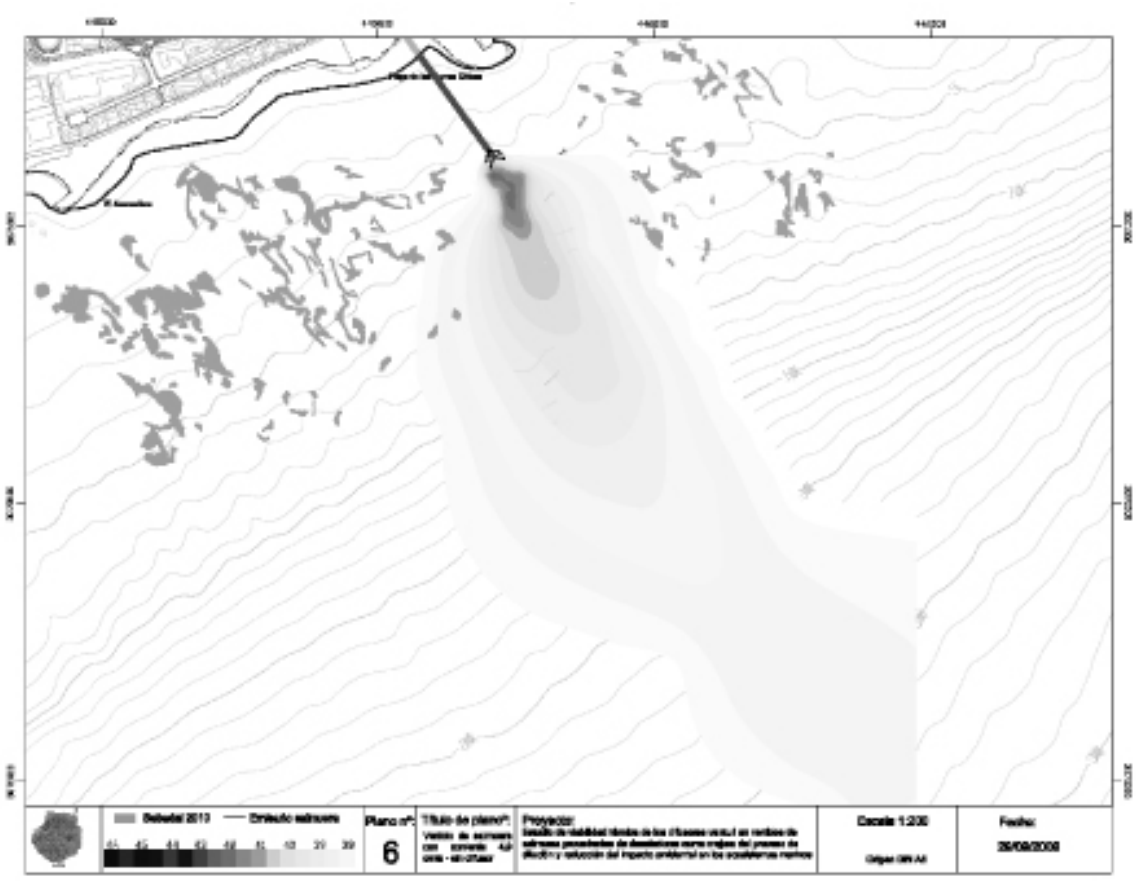
Los vertidos de salmuera se constituyeron en plumas de forma alargada que discurrieron por el fondo por su mayor densidad y perpendicular a la costa siguiendo la dirección de máxima pendiente (Fig.1).



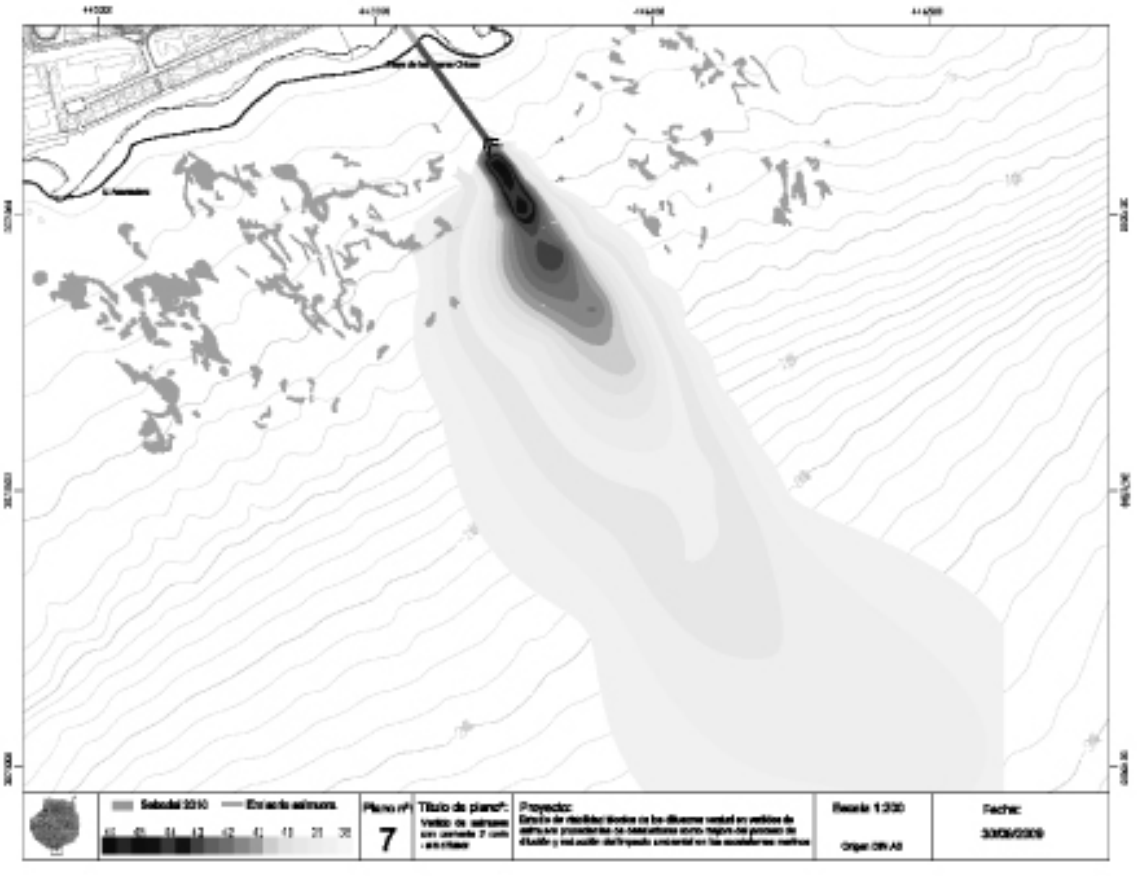
a)



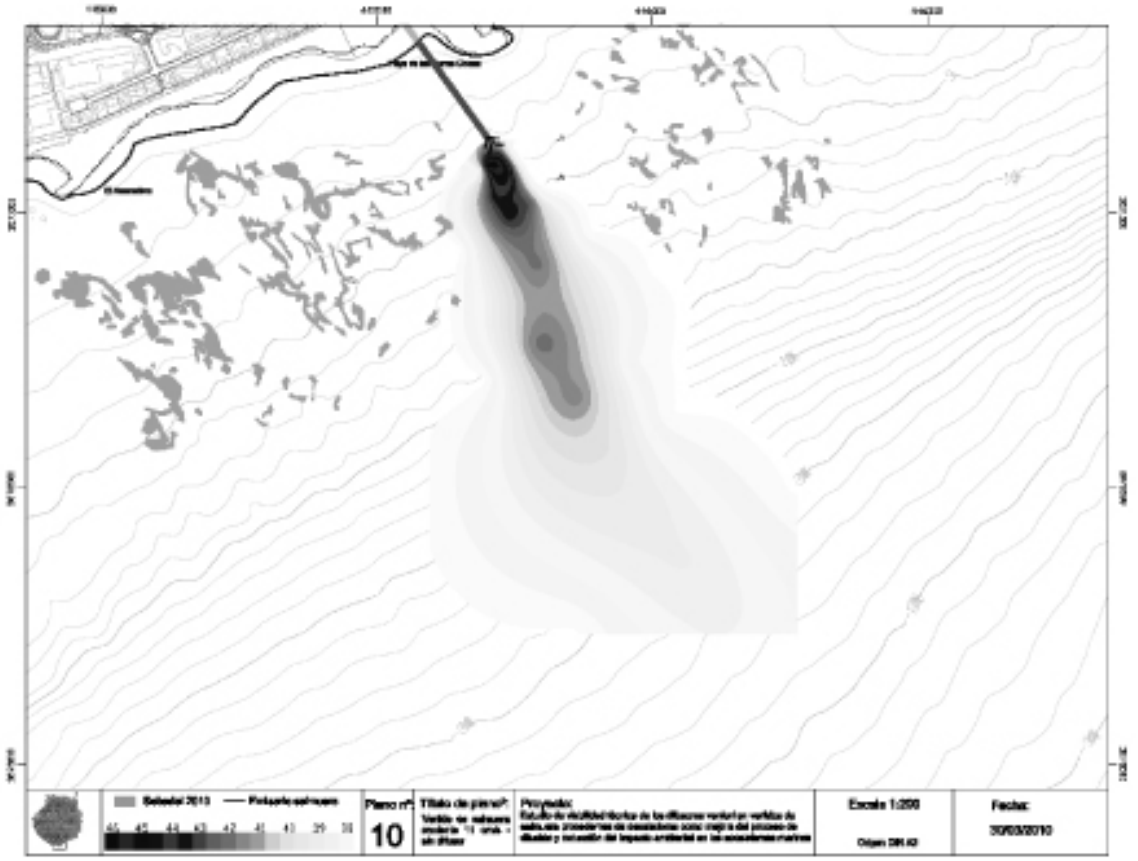
b)


Plano nº:
6
Título de plano:
Proyecto:
Escala 1:200
Fecha:

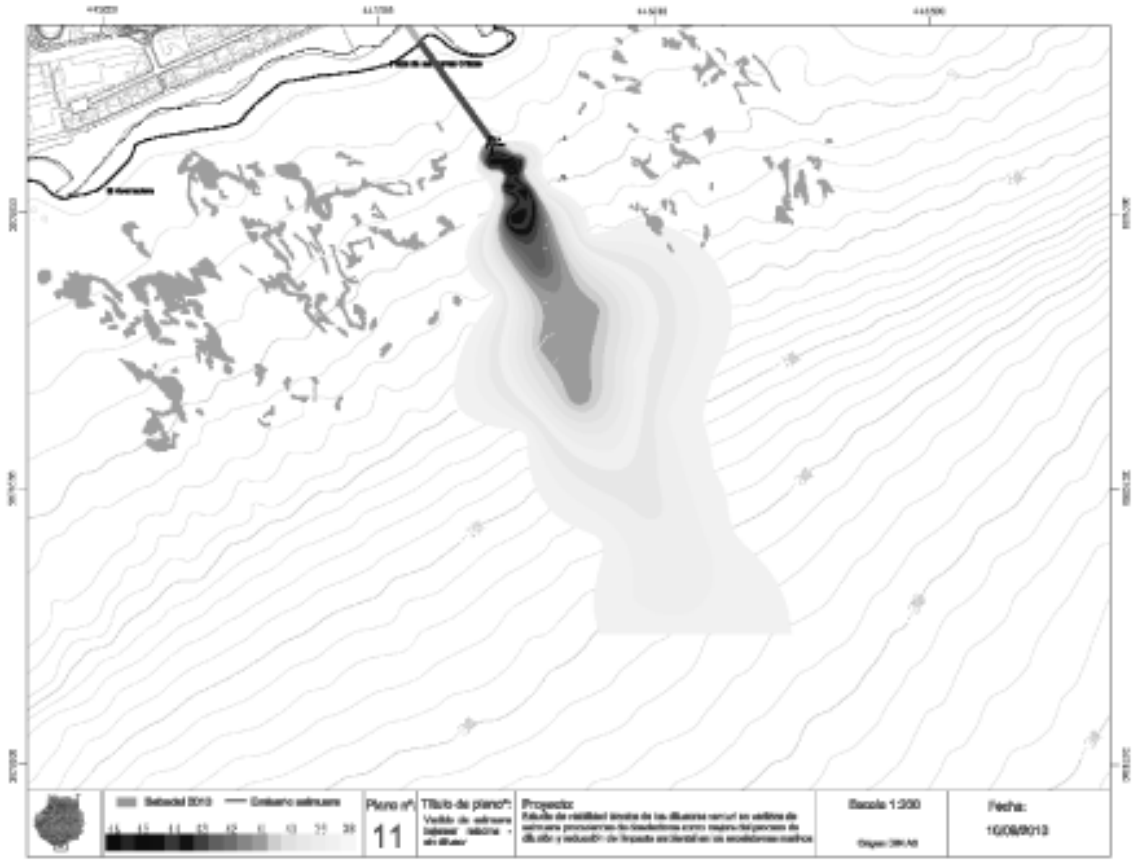
c)


Plano nº:
7
Título de plano:
Proyecto:
Escala 1:200
Fecha:

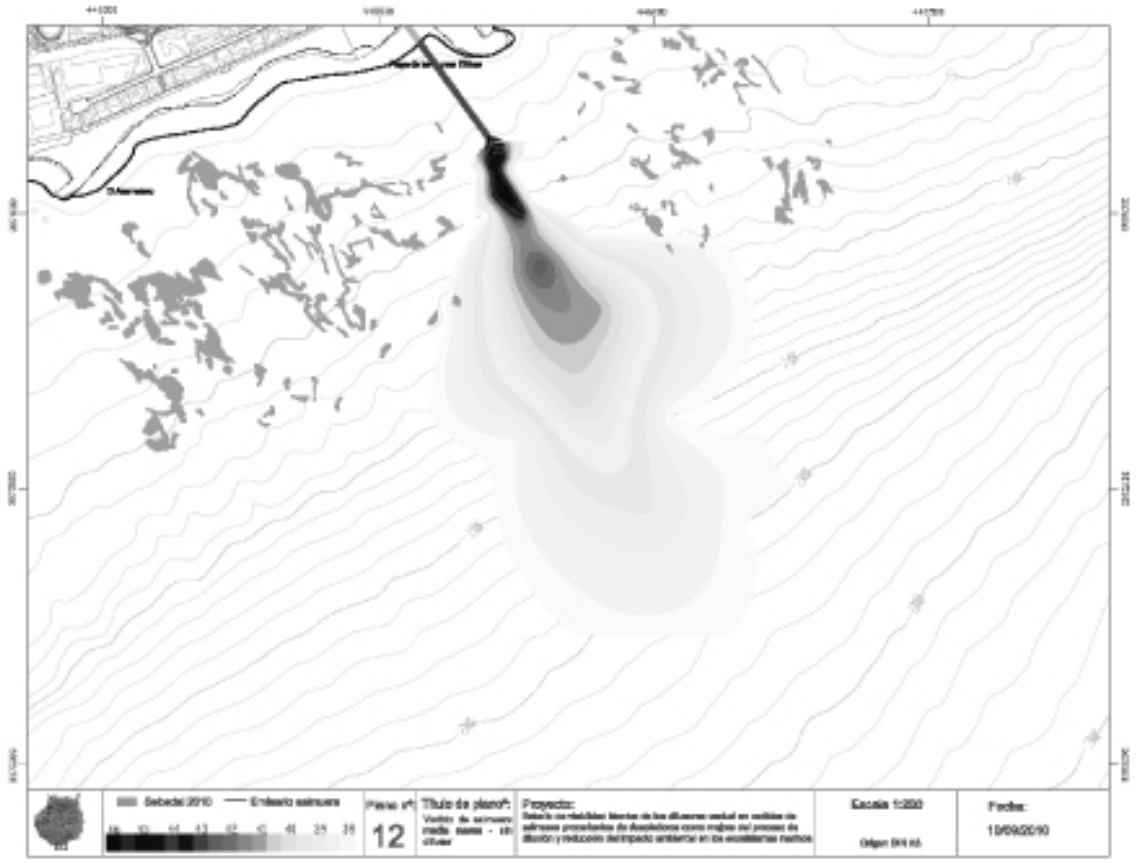
d)


10
Escala 1:200
Fecha:
30/03/2010

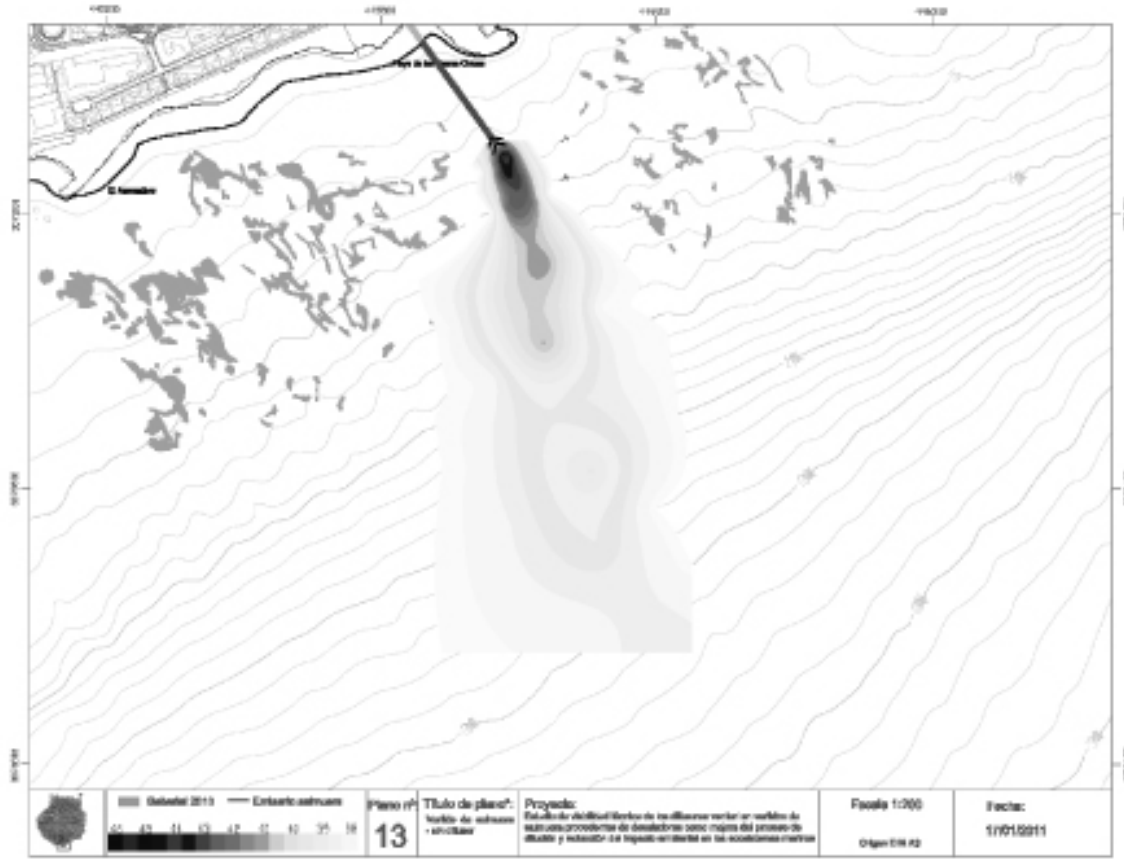
e)


11
Escala 1:200
Fecha:
10/09/2013

f)



g)



h)

Figura 1. Cartografía del sebadal y distribución horizontal de las salinidades máximas registradas en el fondo durante las campaña del día: 22 julio 2009 (a), 23 julio 2009 (b), 29 septiembre 2009 (c), 30 septiembre 2009 (d), 30 marzo 2010 (e), 10 septiembre 2010-a mañana (f), 10 septiembre 2010-b tarde (g) y 17 enero 2011 (h). Escala 1:200.

En la distribución horizontal del campo de salinidades registradas en el fondo (Fig. 1) se observó que en los primeros 125 m, el campo de salinidades de la pluma se redujo a un estrecho efluente de apenas 60 m de ancho, donde se concentraban salinidades superiores a 42 psu y donde aparecen extensiones de más de 3.000 m^2 con salinidades superiores a 44 psu. A partir de esta distancia y conforme nos distanciábamos del punto de descarga, los campos de salinidades altas (> 44 psu) comienzan a desaparecer, pero no así los correspondientes a salinidades mayores a 38 psu. Estos campos salinos se fueron agrandando y ensanchando paulatinamente, pero con notables diferencias en su alcance espacial entre las distintas campañas. Las condiciones hidrodinámicas afectaron en el alcance de las áreas de influencia (Tabla 1), pero no así en la dirección del vertido que siguió siempre la dirección de máxima pendiente. Los vertidos de salmuera caracterizados durante las campañas donde las velocidades de corriente de fondo fueron bajas, 30 septiembre 2009 y 30 de marzo 2010, presentaron campos salinos muchos más extensos que las plumas de las campañas donde se registraron velocidades de corriente mayores, 22 y 23 julio 2009.

Tabla 1. Velocidad media de la corriente de fondo (cm s^{-1}) registrada por el perfilador de corrientes SONTEK ADCP durante el tiempo de realización de cada campaña y el área total de la zona afectada o de impacto (ha) correspondiente al campo salino superior a 38 psu.

campaña /	22/07/2009	23/07/2009	29/09/2009	30/09/2009	30/03/2010	10/09/2010a	10/09/2010b	17/01/2010
vel. media (cm/s)	7,4	11	4,2	2,2	2,7	6,2	3,9	4,8
38 psu	12,35	8,94	22,49	22,46	31,88	17,3	21,62	14,8

Esta variación del tamaño de las zonas de afección se relacionó con la media de las velocidades de la corriente de fondo registradas durante la caracterización del vertido, ya que las zonas de afección se redujeron conforme aumentó la intensidad de la corriente en esta zona. En la Figura 2 se representó el tipo de tendencia y ecuación que mejor se ajustó a la relación entre el promedio de la velocidad de la corriente de fondo para cada campaña con el tamaño de sus zonas de afección correspondientes y relativas a la distribución espacial del los campo de salinidades superiores a 38 psu.

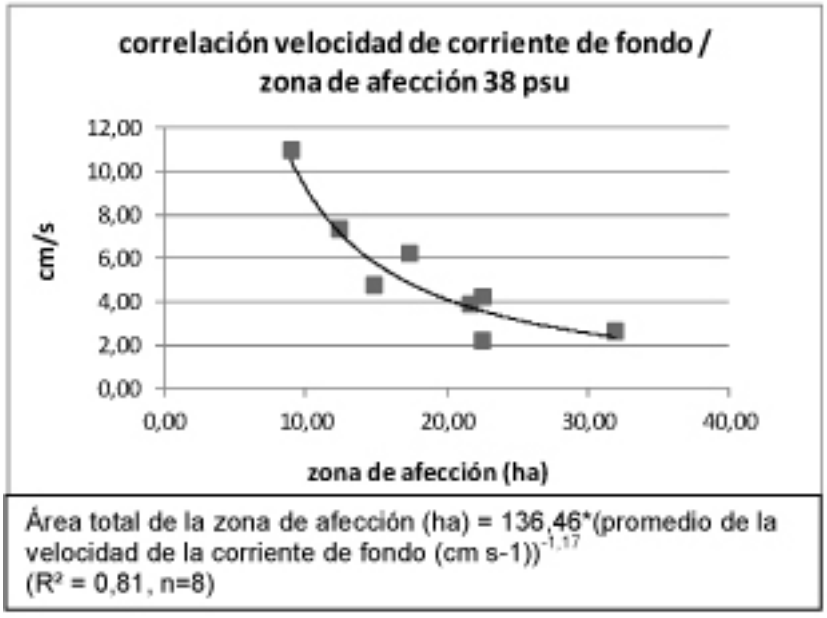


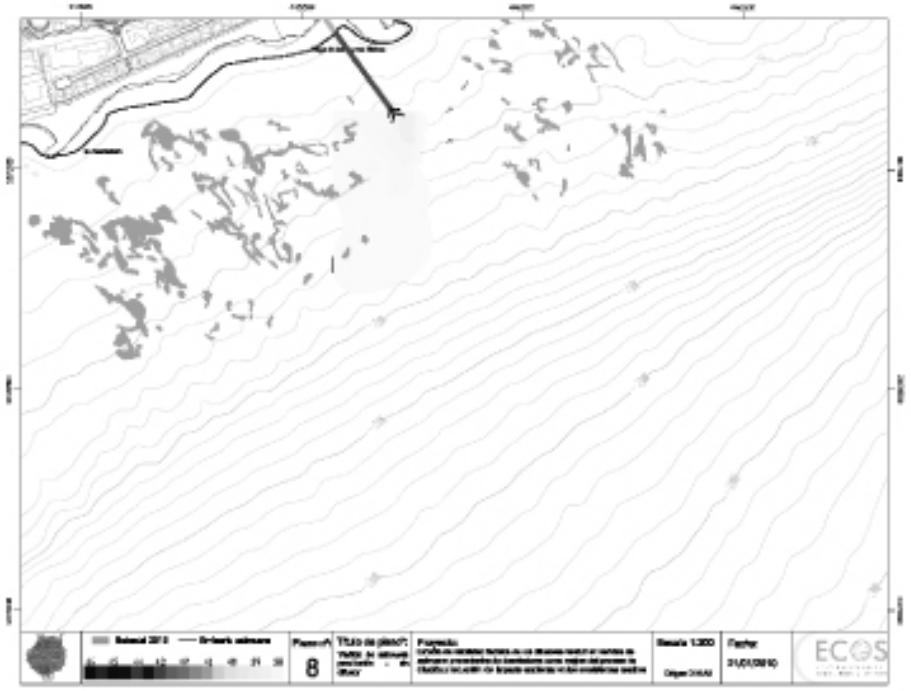
Figura 2. Relación entre el promedio de la velocidad de la corriente de fondo (cm s-1) en cada campaña y el área total (ha) que abarca la zona de afección correspondiente al campo de salinidades mayor a 38 psu.

El alcance de los campos de salinidades superiores a 38 psu estuvo en consonancia con el devenir de las velocidades de la corriente de fondo manteniendo una razonable regresión potencial (coeficientes de determinación > 0,81) que podría explicar su relación causa-efecto (Fig. 2), aunque un mayor número de campañas daría un análisis estadístico más exhaustivo y con mayor representatividad. Este tipo de tendencia potencial, nos indica que un ligero aumento en las velocidades bajas de corriente de fondo produce una mayor disminución porcentual de las áreas de las zonas de afección, que se explica a través del propio proceso de dispersión de la pluma por el fondo. La pluma hipersalina a medida que avanza se va ensanchando, por lo que disminuye su espesor y el campo de salinidades (Ruiz Mateo, 2007), por lo que los bordes laterales de la pluma hipersalina presentan, por un lado, espesores más pequeños, y por otro, un menor grado de estratificación al presentar salinidades menores. En las situaciones de bajo hidrodinamismo, que corresponden con velocidades de corriente de fondo pequeñas, no se favorece la dilución de los márgenes laterales de la pluma por lo que los campos salinos superiores a salinidades más bajas, entre 37,5 y 38,5 psu, alcanzan extensiones muy superiores. Sin embargo un ligero grado de exposición hidrodinámico mayor, que corresponde con velocidades de corriente de fondo más altas, puede ayudar a mejorar el proceso de mezcla y dilución en los bordes del penacho donde existe un menor grado de estratificación, por lo que un mayor grado de exposición hidrodinámica favorece la dilución de los márgenes laterales de la pluma y por consiguiente la reducción de la zona de afección.

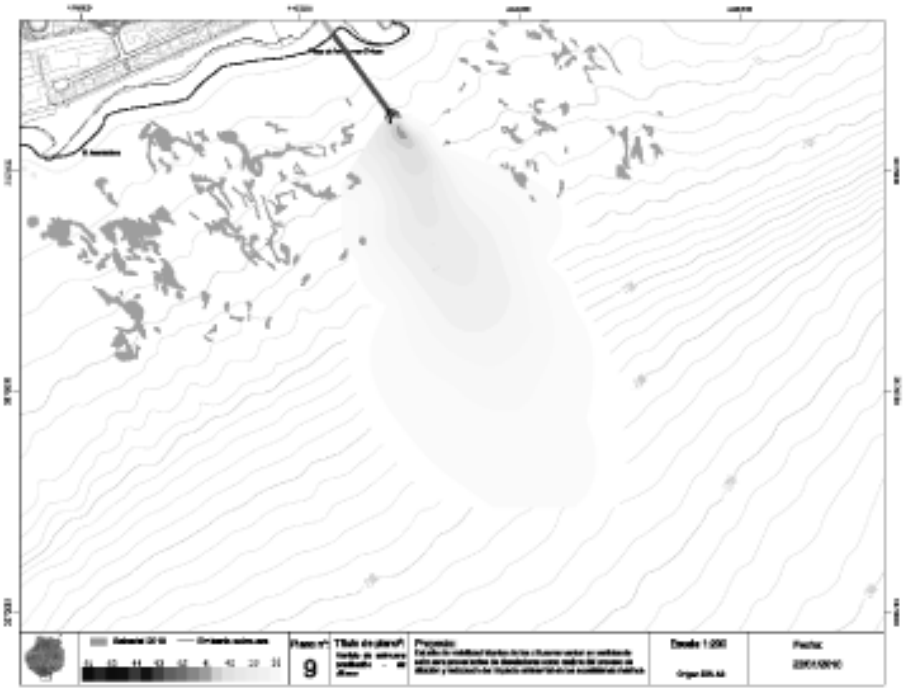
Respecto al grado de asentamiento de las praderas marinas en el área de influencia de la pluma hipersalina no se encontró ningún parche o planta en las diferentes campañas dentro de la zona de impacto correspondiente a las salinidades superiores a 38 psu, a excepción del 30 septiembre 2009. El recorrido de todas estas plumas de salmuera coincidió con un auténtico pasillo de ausencia de cobertura vegetal. Los sebadales, que presentaron una distribución espacial en parches, quedaron delimitados por la zona de influencia correspondiente a la distribución espacial de los campos de salinidades superiores a 38 psu bajo las distintas condiciones hidrodinámicas que se dieron. En cambio, el 30 septiembre 2009, cuando se dieron las condiciones de menor exposición hidrodinámica, la zona de afección correspondiente a los campos de salinidades superiores a 38 psu alcanzó a algunos pequeños parches de sebadal, pero éstos a su vez no fueron abarcados por el campo de salinidades superiores a 38,5 psu. Aunque no existen ecocartografías de la zona anteriores a la construcción del emisario (≈ año 1988), si tenemos el vestigio de la información oral de los buzos profesionales que lo construyeron y los pescadores de la zona que atestiguaron la presencia del sebadal en dicha zona de afección, así como los raíces y rizomas muertos de dicho sebadal extinto que aún se conservan enterrados a unos 20 cm por todo el área de de influencia del vertido de salmuera. En referencia a la longevidad de las praderas marinas de Cymodocea nodosa, que se estima en aproximadamente 10 años (Duarte y Sand-Jensen, 1990), la total ausencia de cobertura vegetal en esta zona de afección puede ser debida a las condiciones hipersalinas de la salmuera y además al efecto aislado o sinérgico de determinados compuestos procedentes de los tratamientos químicos tanto continuos como periódicos de la planta desaladora, así como de las variaciones físico-químicas que se producen en el discurrir del vertido por el fondo. Además, habría que considerar que cualquier compuesto o variación leve físico-química de la salmuera que no produce efectos negativos en periodos de días o semanas en la planta de C. nodosa podría causar efectos tóxicos acumulativos a largo plazo. En la actualidad se está llevando a cabo a través de este proyecto el estudio experimental de la respuesta de C. nodosa al vertido de salmuera procedente de plantas desaladoras (ecotoxicidad aguda y crónica) tanto en laboratorio, en mesocosmos, como en campo que colaborará a corroborar y verificar dicha afección de estas plumas hipersalinas sobre estos ecosistemas.

En las campañas donde se realizaron los ensayos de predilución se obtuvieron distribuciones de los campos de salinidades altas (> 40 psu) con mucho menor alcance espacial (Fig. 3) que las campañas donde no se aplicó dicha medida correctora (Fig. 1). A partir de la tasa de predilución de 1:1,4, la pluma de salmuera resultante fue

prácticamente inexistente respecto a un vertido caracterizado en las mismas condiciones hidrodinámicas pero sin predilución como el del 23 julio 2009 (Tabla 1 y 2). La conjunción de la reducción de la salinidad de partida junto con el aumento de la velocidad del chorro consiguió maximizar la mezcla en la zona cercana al punto de vertido. Esta tasa de predilución equivale a una mezcla del vertido de salmuera con 400 m3/d de agua depurada de una estación anexa. La posibilidad de incorporar esta medida correctora sería bastante económica y de fácil aplicabilidad en muchos de las plantas desaladoras de Canarias, ya que muchas se encuentran anexas a plantas de depuración de aguas residuales, como en este caso concreto, e incluso en algunos casos, gestionados por la misma empresa.



a)



b)

Figura 3. Cartografía del sebadal y distribución horizontal de las salinidades máximas registradas en el fondo durante las campañas con dilución previa de: 1:1,4 durante el 21 enero 2010 (a) y 1:0,4 durante el 22 enero de 2010 (b). Escala 1:200.

Tabla 2. Velocidad media de la corriente de fondo (cm s-1) registrada por el perfilador de corrientes SONTEK ADCP durante el tiempo de realización de las campañas con predilución y el área total de la zona afectada o de impacto (ha) correspondiente al campo salino superior a 38 psu.

campaña /	21/01/2010	22/01/2010
vel. media (cm/s)	13,65	4,65
38 psu	0,67	16,91

Los estudios sobre el efecto y la eficacia en la mejora del proceso de dilución de un sistema difusor con dispositivos venturi versus convencionales se está realizando en estos momentos, por lo que se prevé obtener los resultados sobre su viabilidad técnica a finales del año 2011.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio se ha desarrollado dentro del marco de un proyecto del Programa Nacional de Proyectos de Desarrollo Experimental del Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino, Sector de Medio Ambiente y Ecoinnovación, Subsector Gestión y Usos Sostenibles de los Recursos Naturales.

REFERENCIAS

Duarte, C.M., Sand-Jensen, K. (1990). Seagrass colonization: patch formation and patch growth in *Cymodocea nodosa*. Marine Ecology Progress Series, 65: 193-200.

Einav, R., Harussi, K., Perry, D., 2002. The footprint of the desalination processes on the environmental. Desalination 152, 141-154.

Palomar, P., Losada, I.J., 2008. Desalinisation of seawater in Spain: Aspects to be considered in the design of the drainage system to protect the marine environment. Revista de Obras Públicas, Vol. 3486, pp. 37-52.

Ruiz, J.M., 2005. Impacto ambiental de las desaladoras sobre las comunidades bentónica marinas. Ingeniería y Territorio, ISSN 1695-9647, Nº. 72, 40-47.

Payo, A., Cortés, J.M., Molina, R., 2010. Effect of wind and waves on a nearshore brine discharge dilution in the east coast of Spain. Desalination and water treatment 18, 71-79.

3.3. REALIDAD Y EXPECTATIVAS CIUDADANAS EN EL USO DE LA COSTA

3.3.2. EVOLUCIÓN DE LA OCUPACIÓN HUMANA DE LA FRANJA LITORAL EN CANARIAS: EL CASO DEL MUNICIPIO DE GRANADILLA DE ABONA EN LA ISLA DE TENERIFE

J.C. Lendínez[1], A. R. Gimeno[2], T. Cruz[3], S. Memé[4]

1. *Raya Ingenieros, S.L. Av santa Cruz, 117, San Isidro, 38611- Granadilla de Abona - Santa Cruz de Tenerife, e-mail: rayaingenieros@gmail.com*
2. *Jefe de Área de Planificación. Viceconsejería de Infraestructuras y Planificación. Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias. Avenida de Anaga, 35 –Planta 10, 38070-Santa Cruz de Tenerife, e-mail: agimher@gobiernodecanarias.org*
3. *Consultor Ingeniería y GIS- El Médano, Santa Cruz de Tenerife, e-mail: simone.meme@libero.it*
4. *Biólogo Marino y Asesor Ambiental. c/Alemania, 16-1ºizq (Edificio Gaviota), 38612- El Médano, Santa Cruz de Tenerife, e-mail: tomascruzsimo@hotmail.com*

RESUMEN

La correcta gestión integrada del litoral, o gestión integrada de zonas costera (GIZC), implica el conocimiento de todos los factores y agentes que utilizan u ocupan dicho litoral. Sin duda alguna el ser humano es uno de los que más influencia puede llegar a tener en esta zona -la franja litoral-, caracterizada por la fragilidad, la singularidad y la concentración de actividades. Conocer la evolución a lo largo de la historia, más concretamente en el los últimos cincuenta años, de la ocupación humana (sus motivaciones, localizaciones, dispersión, etc.) resulta relevante para poder acometer una GIZC de la franja litoral eficaz a la par que eficiente.

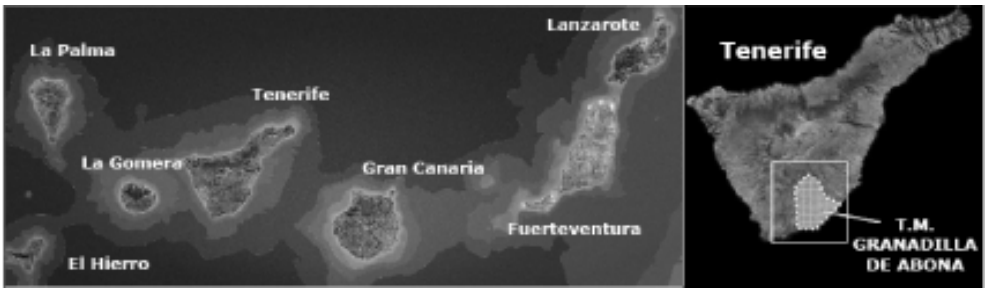


Figura 1. Archipiélago Canario (i) y Resaltado el T.M. de Granadilla de Abona en Tenerife (d).

En España, bajo el paraguas de la vigente Ley 22/1986, de 28 de octubre, de Costas, para realizar una correcta planificación territorial de la franja litoral resulta imprescindible saber cómo hemos llegado a la situación actual: bien para continuar, bien para reorientar las formas de ocupación de la costa.

La ocupación de la franja litoral en la Comunidad Autónoma de Canarias por sus pobladores pudiera tener algunos rasgos singulares debido a su idiosincrasia, condicionada por la geomorfología de su costa volcánica.

El Archipiélago Canario tiene una longitud de costa de unos 1.470 kilómetros, de los que un 70% corresponde a costa rocosa alta (acantilada) y el 30% restante es costa baja, repartiéndose casi por igual la costa rocosa y la de granular (arenas, gravas y bolos). Estos porcentajes varían notablemente en cada una de las siete islas, dándose la circunstancia de que la isla de Tenerife, de unos 330 kilómetros de longitud, conserva los mismos porcentajes que el conjunto del archipiélago.

En esta ponencia se desarrolla la evolución de la ocupación humana en el litoral del municipio de Granadilla de Abona localizado al sur de la isla de Tenerife

como paradigma de lo que ha podido ser, en mayor o menor medida, dicha evolución en todo el archipiélago.

Este artículo de ponencia se estructura como sigue:

INTRODUCCIÓN
- Gestión Integral de Zonas Costeras (GIZC) y España
- Población y Terminología (ocupación humana y franja litoral)

FINALIDAD DEL TRABAJO - PLANIFICACIÓN

RESULTADOS OBTENIDOS EN EL T.M. DE GRANADILLA DE ABONA
- Zonificación del ámbito de estudio
- Resultados obtenidos en cada zona considerada

CONCLUSIONES - Propuesta para la Fachada Sur

INTRODUCCIÓN

Gestión Integral de Zonas Costeras (GIZC) y España

Recordando que cualquier tramo de costa es un espacio que evoluciona tanto de forma natural como por la acción humana (acción antrópica), que dicho tramo es único (SINGULARIDAD) y delicado (FRAGILIDAD), que posee una capacidad de respuesta muy variada que abarca desde la autoregeneración hasta la transformación irreversible y que en suele ser una zona -especialmente en España-, donde confluyen gran cantidad de actividades (CONCENTRACIÓN), resulta pertinente recordar igualmente que en nuestro país disponemos de una herramienta legal que no poseen nuestro socios de la Unión Europea, esto, contamos con la Ley 22/1988 de Costas.

Tras la lectura del artículo segunda de esta ley, podemos concluir que entre sus fines está el compaginar la integridad y conservación de la costa (el dominio público marítimo-terrestre y especialmente la ribera del mar) con el uso público universal de la misma.

Lo anterior, a nivel de la Unión Europea se materializa en el concepto de Gestión Integral de Zonas Costeras (GIZC), que de forma muy sencilla podríamos identificar con gestionar de forma eficiente la costa orientada hacia un desarrollo sostenible. Para ello resulta imprescindible tener en cuenta todo aquello que confluye en la franja litoral; es decir, de una parte, la Biosfera (litosfera+hidrosfera+atmósfera) y, de otra parte, la Biota (flora y fauna, y en esta última podemos incluir a los seres humanos).

Población y Terminología (ocupación humana y franja litoral)

La consulta a un libro de texto de los estudiantes españoles de 5º ó 6º de primaria nos permite leer la siguiente afirmación: *La población en España se concentra en las ciudades y en la costa.*

A este respecto, en la exposición de motivos de la vigente Ley 22/1988 de Costas, se puede leer lo siguiente:

> *"…*
> *Nuestra costa está afectada, como ocurre en otros países del mundo, por un fuerte incremento de la población y la consiguiente intensificación de usos turístico, agrícola, industrial, de transporte y otros.*
>
> *En efecto, en la orla litoral, de una anchura de unos cinco kilómetros, que significa un 7% de nuestro territorio, la población española, que era a principios del presente siglo del orden del 12 por 100 de la población total, es actualmente alrededor del 35 por 100 de ésta, con una densidad cuatro veces superior a la media nacional. Esta proporción llega a su vez a triplicarse estacionalmente en ciertas zonas por la población turística, ya que el 82 por 100 de ésta se concentra en la costa. …"*

En la situación antes descrita para el conjunto de España (recordemos que este texto se escribe a finales de la década de 1980-90), el caso del archipiélago canario no es una excepción, bien al contrario la insularidad, por un lado, y nuestro fuerte tirón turístico, por otro, acentúan las estadísticas para estas islas.

Para una mejor comprensión de lo expuesto a continuación vamos a definir la terminología empleada, incluso en el título de la presente ponencia:

- Ocupación Humana: entendemos por tal la ocupación del territorio emergido por el hombre en cada intervalo de tiempo considerado (se han empleado para el estudio ortofotos de tres años concretos: 1964, 1994 y 2009; entre los dos primeros hay una diferencia de 30 años y entre el segundo y el tercero, la mitad, esto es 15 años).

  Se han considerado tres tipologías de uso del suelo: residencial (RS), agrícola (AG), industrial (ID), infraestructuras-carreteras (IF) y libre o resto (LB).

- Franja Litoral: entendemos por tal la superficie de territorio emergido de unos 500 metros de anchura desde la orilla. Teniendo en cuenta las zonas que contempla la vigente Ley 22/1988 de Costas la zona considerada se podría asimilar a la denominada Zona de Influencia (de 500 m de anchura tierra adentro desde la línea límite interior de la Ribera del Mar).

FINALIDAD DEL TRABAJO - PLANIFICACIÓN

Esta ponencia se basa en el análisis de la evolución de la ocupación humana en el ámbito de estudio. Teniendo en cuenta que estamos ante un trabajo en interviene el factor tiempo y estamos queriendo proyectar hacia el futuro a partir del conocimiento de lo que sucedió antes nos encontramos ante un trabajo de planificación.

Podemos resumir metodológicamente la planificación como un proceso en el que vista la evolución (a lo largo del tiempo) de un fenómeno cualquiera, a partir de un momento dado (t) dicho fenómeno proseguirá siguiendo una "tendencia" hasta llegar, sin mediar ACCIONES EXTERNAS, a una SITUACIÓN ESPERABLE. Entendiendo que la situación anterior no es la SITUACIÓN DESEABLE, la planificación consistirá en determinar las ACCIONES que se han de introducir para que la situación esperable cambie hacia la situación deseable, tal como se representa en la Figura 2:



Figura 2. Representación esquemática del proceso de PLANIFICACIÓN.

Resulta pertinente recordar que no se debe confundir "planificación" con "planeamiento". El planeamiento siempre es un resultado de la planificación territorial, pero el concepto de planificación, incluso si lo circunscribimos a la planificación territorial, es mucho más amplio que el de planeamiento, que podríamos, éste último, definir como el conjunto de figuras, o instrumentos, regulados por la legislación de ordenación territorial o urbanística.

Así, la finalidad del trabajo acometido, se concretó determinar qué ACCIONES acometer -traslado de actividades, acondicionamientos territoriales, etc.-, para ayudar en la toma de decisión acerca de favorecer o limitar la ocupación humana en la franja litoral del municipio de Granadilla de Abona en la isla de Teneri-

fe. El ámbito es la totalidad de la costa del T.M. citado en una anchura de unos 500 metros tierra adentro, determinando el porcentaje de suelo ocupado por las cinco tipologías de ocupación del suelo antes consideradas sobre las ortofotos de los años 1964, 1994 y 2009.

RESULTADOS OBTENIDOS EN EL T.M. DE GARANDILLA DE ABONA

Zonificación del Ámbito de Estudio

El ámbito de estudio, como se indicó antes, abarca la totalidad de la costa del municipio sureño de Granadilla de Abona en la isla de Tenerife, como se detalla en las dos figuras siguientes:

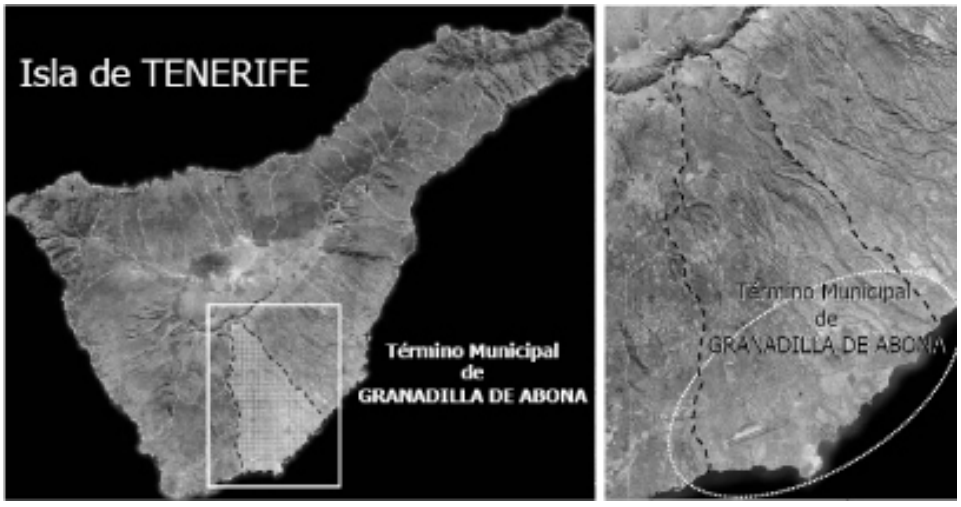


Figura 3. Localización del municipio de Grandilla de Abona en la isla de Tenerife (i), destacándose la zona de la costa del municipio (d)

El municipio de Granadilla de Abona se localiza al sur de la isla de Tenerife limitando hacia el norte con el T.M. de Arico y hacia el sur con el de San Miguel. La costa tiene una forma parecida a una "v", de forma que la alineación que viene del norte tiene una orientación hacia el SE y la segunda alineación tiene una orientación hacia el S, localizándose el cambio de alineaciones, el vértice de la "v", en la Punta de Roja.

En este litoral destacan dos montañas: la Montaña Pelada en la primera alienación y la Montaña Roja en la segunda. Ambos accidentes geográficos están declarados Espacios Naturales Protegidos. Dos son también los núcleos urbanos consolidados en este litoral: El Médano, entre ambas montañas, y Los Abrigos, junto a la linde con San Miguel, como se aprecia en la Figura 4.

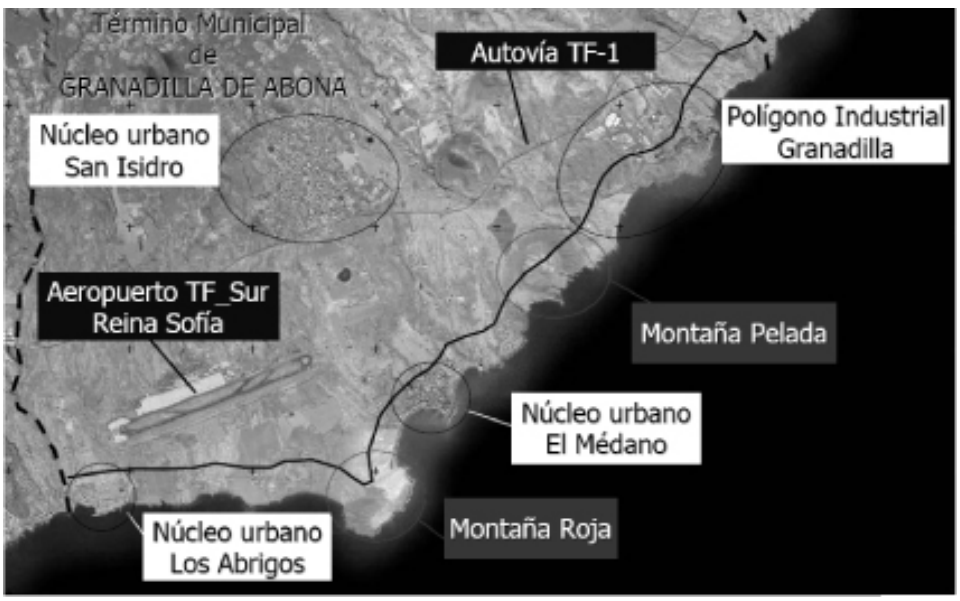


Figura 4. Detalle de la totalidad del litoral del municipio en el que se señalan los lugares relevantes.

Los 21 kilómetros que aproximadamente tiene de longitud la costa del municipio de Granadilla de Abona los dividimos en tres zonas, excluyendo las delimitaciones de los dos espacios naturales protegidos (ENP) antes citados, que de norte a sur, denominamos como sigue:

Zona 1 – Polígono Industrial (abarca desde la linde con el T.M. de Arico hasta el límite norte del ENP de Montaña Pelada). Supone un 27% de la superficie del ámbito.

ENP de Montaña Pelada. Supone un 12% de la superficie del ámbito.

Zona 2 – Fachada Sureste (abarca desde el límite sur del ENP de Montaña Pelada hasta el límite norte del ENP de Montaña Roja, e incluye el núcleo urbano de El Médano). Supone un 17% de la superficie del ámbito.

ENP de Montaña Roja. Supone un 22% de la superficie del ámbito.

Zona 3 – Fachada Sur (abarca desde el límite oeste del ENP de Montaña Roja, hasta la linde con el T.M. de San Miguel, e incluye el núcleo urbano de Los Abrigos). Supone un 22% de la superficie del ámbito.

En la Figura 5 se aprecia la zonificación antes descrita del ámbito de estudio.



Figura 5. Zonificación del ámbito de estudio. La línea negra continua indica el límite, hacia tierra, del ámbito de estudio. Se incluye el porcentaje respecto del total del ámbito de la superficie de cada zona considerada incluyendo los dos ENPs.

Resultados obtenidos en cada zona considerada

La ocupación humana en las delimitaciones de los dos ENP es prácticamente inexistente, mostrándose dichas delimitaciones en la Figura 6 correspondientes al año 2009.

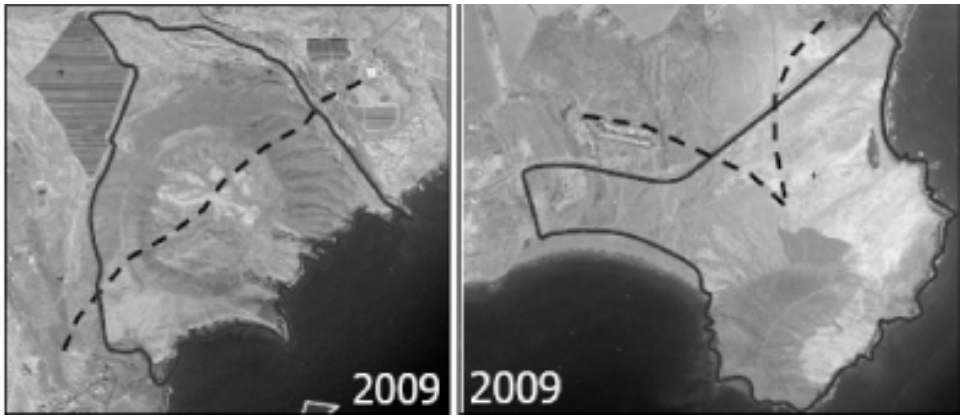


Figura 6. Delimitación de los dos ENP: Montaña Pelada (i) y Montaña Roja (d). La línea de trazos representa el límite del ámbito de estudio (500 metros desde la orilla aproximadamente).

Nos centraremos, por tanto, en las tres zonas antes citadas, incluyendo imágenes para los tres años considerados 1964, 1994 y 2009. Las ocupaciones se han coloreados para que se aprecien mejor las superficies ocupadas por cada uno de los cinco usos considerados:

Zona 1. Polígono Industrial
Esta zona tiene una longitud de costa de unos 5,6 kilómetros, lo que supone el 27% del total de la costa del municipio. El ámbito de estudio en esta zona 3 (de anchura 500 metros) supone una superficie de unas 280 hectáreas.

Previamente, en la Figura 7 se incluye la zona para los tres años considerados sin colorear las ocupaciones.

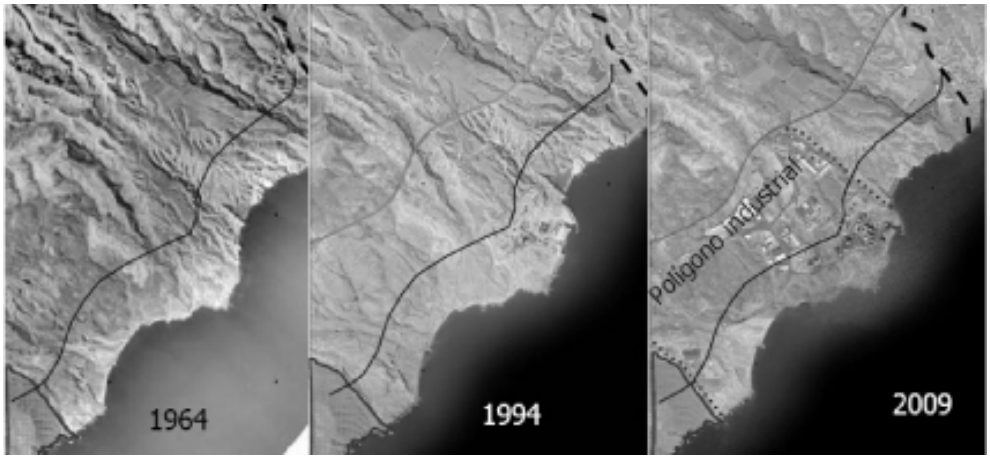


Figura 7. Zona 1 Polígono Industrial: imágenes con las ocupaciones sin colorear.

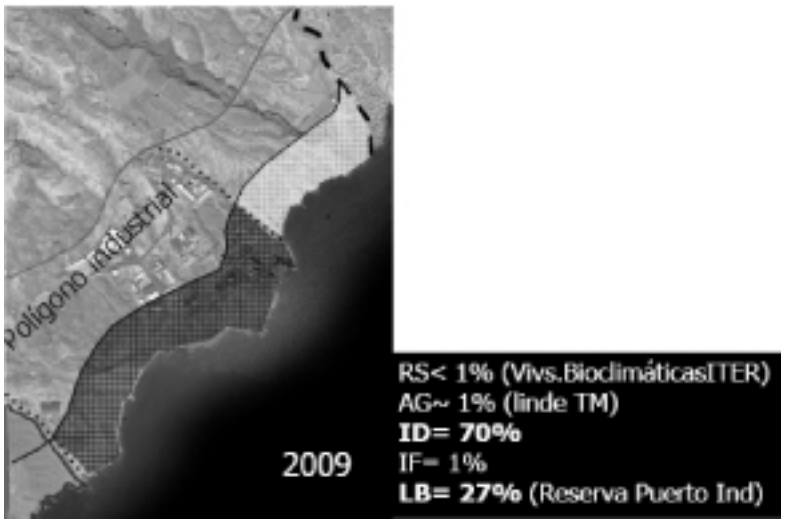


Figura 8. Zona 1 Polígono Industrial: Ocupaciones en 2009, con porcentajes respecto del total de la superficie de la zona.

Como se aprecia en las cifras de la Figura 8, en esta zona la ocupación fue prácticamente inexistente en 1964, existiendo en 1994 un cierto porcentaje de uso industrial por la central eléctrica y pasando, para 2009.

Zona 2. Fachada SURESTE (incluye el núcleo urbano de El Médano)
Esta zona tiene una longitud de costa de unos 3,6 kilómetros, lo que supone el 17% del total de la costa del municipio. El ámbito de estudio en esta zona 3 (de anchura 500 metros) supone una superficie de unas 180 hectáreas.

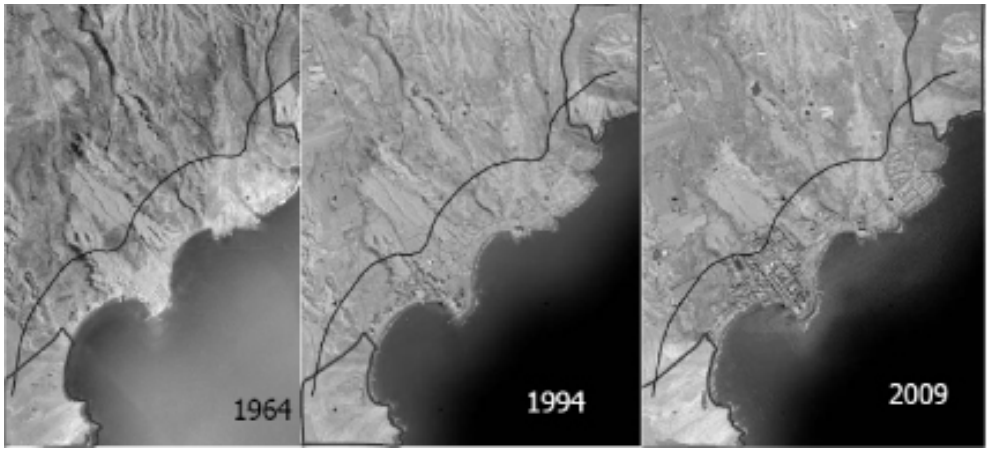


Figura 9. Zona 2 Fachada SURESTE: imágenes con las ocupaciones sin colorear.

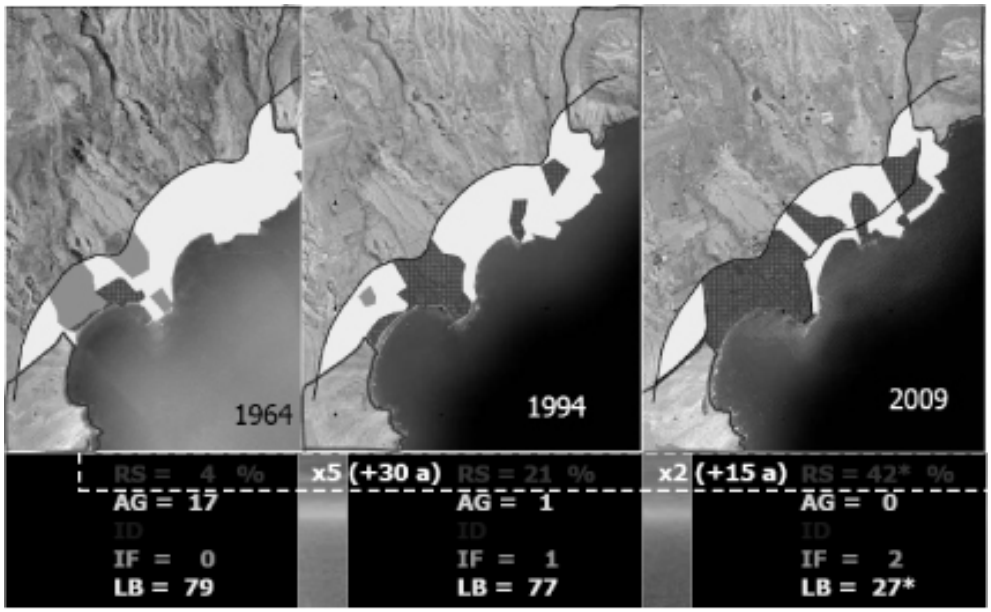


Figura 10. Zona 2 Fachada SURESTE: Destaca el mismo incremento en ocupación residencial en los últimos 15 años que el que se produjo en los 30 años anteriores 1964 (4%), 1994 (21%) y 2009 (42%).

Como se aprecia en la Figura 10, la ocupación agrícola ha ido en disminución hasta ser cuasi nula, aumentando claramente la ocupación residencial. La zona libre está próxima a la cuarta parte del total de la superficie de esta zona. Previamente, en la Figura 9, sin colorear, se incluye la zona para los tres años considerados.

Zona 3. Fachada SUR (incluye el núcleo urbano de Los Abrigos)
Esta zona tiene una longitud de costa de unos 4,7 kilómetros, lo que supone el 22% del total de la costa del municipio. El ámbito de estudio en esta zona 3 (de anchura 500 metros) supone una superficie de unas 235 hectáreas.

La ocupación agrícola ha ido en disminuyendo sin resultar significativa dicha disminución, por otra parte la residencial aumentó significativamente en el primer intervalo 1964-1994 y en la mitad en siguiente período 1994-2009. La superficie libre (LB) en 2009 era de aproximadamente la mitad de toda la superficie de la zona, como se aprecia en la Figura 11.

Previamente, en la Figura 12, sin colorear, se incluye la zona para los tres años considerados.

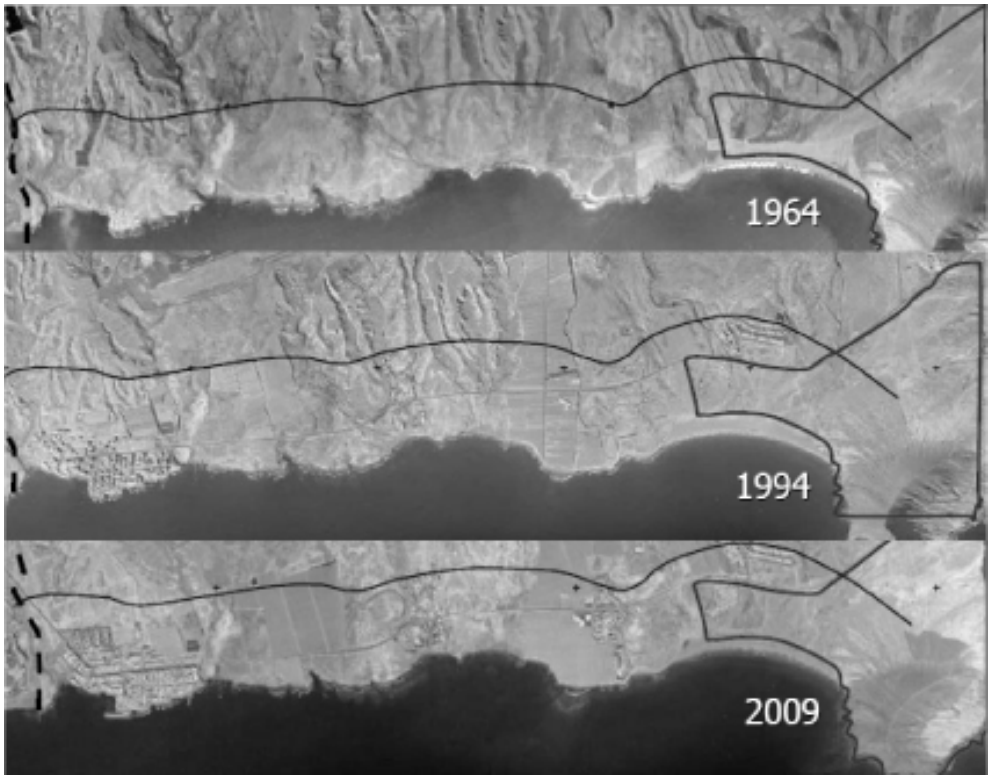


Figura 11. Zona 3 Fachada SUR: imágenes con las ocupaciones sin colorear.

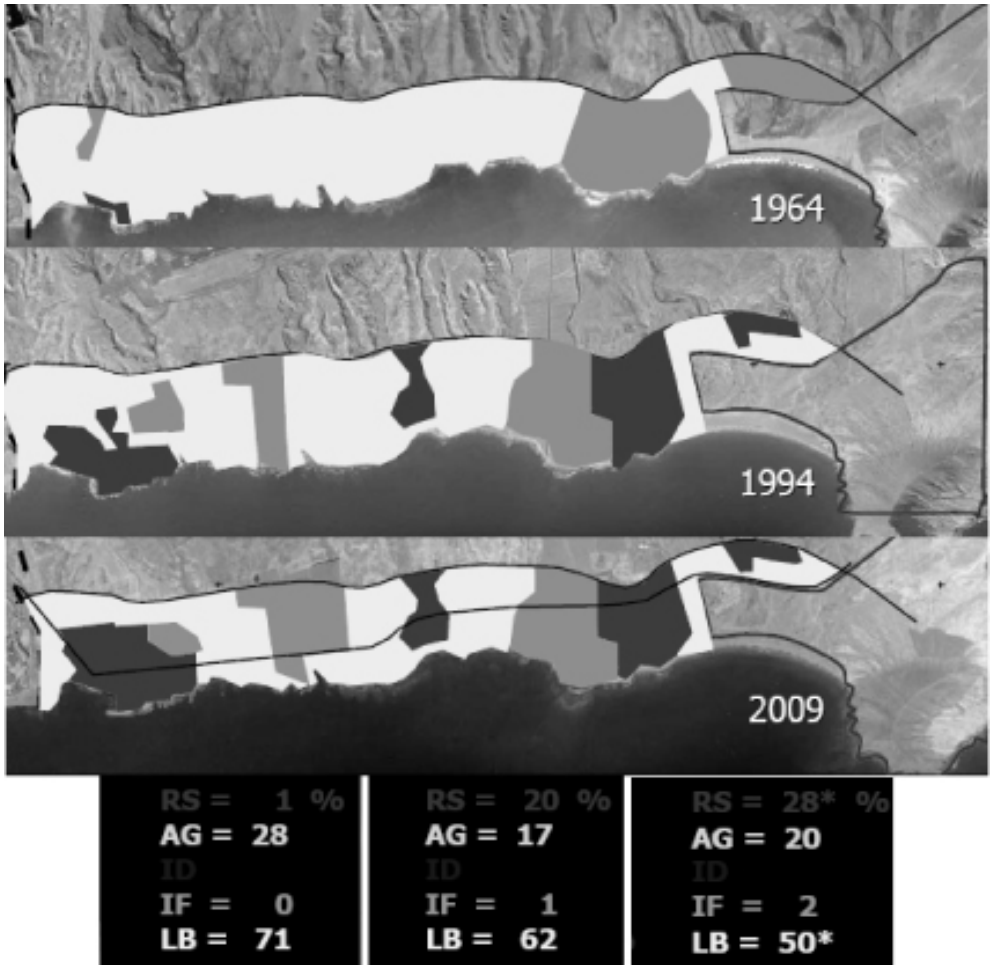


Figura 12. Zona 3 Fachada SUR: Destaca el fuerte incremento en ocupación residencial en los 30 años del primer intervalo 1964-1994 (19%) y la disminución a la mitad en los últimos 15 años 1994-2009 (8%).

CONCLUSIONES - Propuesta para la Fachada SUR

Teniendo presente lo expuesto en el epígrafe de planificación, partimos de una SITUACIÓN ESPERABLE como consecuencia de la evolución descrita en los apartados anteriores desde 1964, en la década en la que se produce el desarrollismo promovido por el turismo –local, nacional y extranjero-, llegando treinta años más tarde, en 1994, ya integrados en la hoy Unión Europea (UE), hasta los albores, en 2009, del cambio de estatus en cuanto a la disminución en los montantes de financiación europea que corresponden a España por la ampliación de la UE hacia el este de Europa, amén de la situación mundial de crisis.

Además de la evolución producida en la Fachada SUR, la tendencia vendrá guiada por el planeamiento urbanístico vigente, que consolidaría como residencial la zona más oscura encerrada por el círculo de puntos de la Figura 13 (superior).

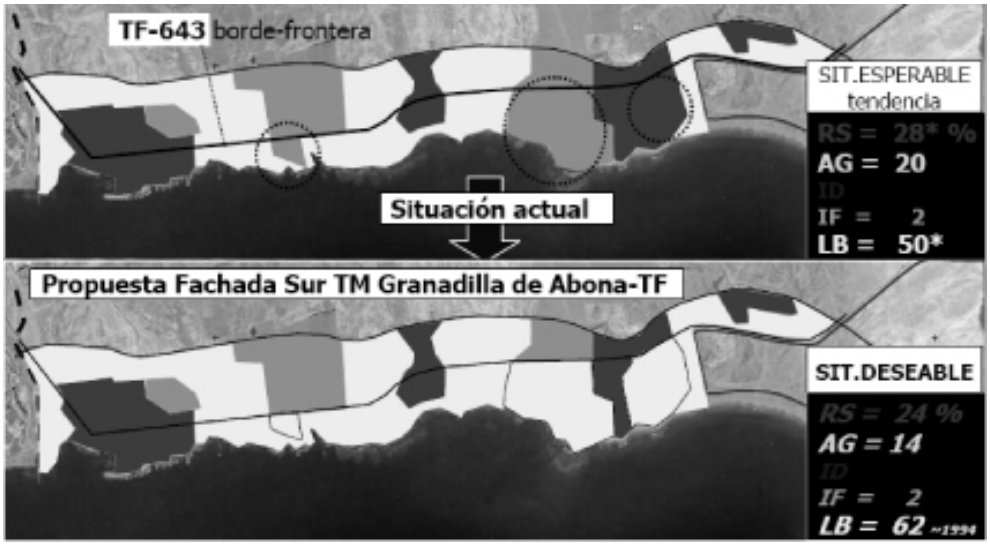


Figura 13. Zona 3 Fachada SUR: Situación actual (superior) y propuesta de los autores de esta ponencia (inferior). Obsérvese que recuperando sólo las dos ocupaciones agrícolas y parte de una zona residencial ubicadas entre el borde-frontera (carretera insular TF-643) que suponen solamente una reducción del uso residencial en un 4% y del agrícola en un 6% se aumenta el uso libre en un 12%, llevando esta última ocupación a valores de 17 años atrás, es decir como en 1994.

La SITUACIÓN DESEABLE la entendemos como aquella que permite disminuir la presión de la ocupación humana sobre el ámbito considerado, en este caso sobre la fachada SUR, y así aumentar las zonas "libres" (no ocupadas actualmente).

Las ACCIONES, nunca exentas de problemática se plasmarían en permutas, indemnizaciones, etc., sujetas siempre al principio de oportunidad. No resulta imprescindible "liberar" la totalidad del ámbito considerado (500 metros tierra adentro), pudiendo definir "fronteras", de forma que no se desvirtúe el ámbito de interevención costero-litoral, que en nuestro caso sería la carretera insular TF-643. Las intervenciones en este subámbito (desde la orilla al borde-frontera) se concretarían en trasladar actividades por encima del borde-frontera (en nuestro caso, los usos agrícolas y residencial) y recuperar-restaurar-rehabilitar y acondicionar para el uso público el conjunto del subámbito de la Fachada SUR, entendiendo que estamos ante un territorio, no una zona a urbanizar. Obviamente estas intervenciones requerirían modificar el planeamiento vigente.

3.3.4. LA ORDENACIÓN DE LOS USOS Y ACTIVIDADES ESTACIONALES EN LA COSTA. EL CASO DEL PLAN INSULAR DE LA COSTA DE MENORCA

Joan Marquès Coll[1], Alberto Correa[2], Raquel Rodríguez Alonso[3]

1. Consell Insular de Menorca Pl. Biosfera, 5 - 07703 Maó, joan.marques@cime.es
2. AC Ingeniería Menorca S.L. Plaza Conquista,2, 1º, 2ª.- 07701 Maó, fcf@ciccp.es
3. PROES Consultores S.A. C/ General Yagüe, 39 28020 Madrid.rrodriguez@proes.es

ANTECEDENTES

La política territorial que se ha desarrollado en las últimas décadas en la Isla de Menorca pone de manifiesto la preocupación de los poderes públicos y de los ciudadanos por el respeto y la comprensión del territorio en el que se asientan, así como la búsqueda de un equilibrio que permita un desarrollo económico acorde con la protección de los espacios de mayor valor ambiental. Como resultado de este proceso, en 1993 Menorca es declarada Reserva de la Biosfera por la UNESCO, en 1999 se protege la zona de influencia de todas las Islas Baleares, impidiendo nuevos desarrollos urbanísticos en la costa (DOT) y en 2003 se aprueba el Plan Territorial Insular de Menorca, que amplía dicha protección excluyendo del desarrollo algunos lugares sensibles, como Punta Grossa, Son Saura, Cala Galdana, etc…

En este contexto, la actividad con mayor incidencia en la fragilidad del litoral de la isla de Menorca es el turismo vinculado al producto de sol y playa y a las actividades náutico-deportivas, caracterizado por su alta estacionalidad. Al esfuerzo de ordenación y gestión realizado en todo el territorio insular se suma ahora la redacción del Plan de Insular de la Costa cuyo principal objetivo es garantizar el mejor uso de los recursos y la integridad del litoral de la isla. La ordenación de las actividades, usos y prácticas vinculados al litoral permitirá controlar los efectos negativos de actividades en creciente expansión, como el fondeo, que, por falta de regulación, pueden llegar a ser perjudiciales para la estabilidad del medio, así como un menoscabo de la garantía en el uso y disfrute público de la costa. Además de los efectos negativos sobre las praderas de fanerógamas por el sistema de anclaje y depósito de muertos, el fondeo masivo puede crear conflictos con el resto de usuarios, especialmente los bañistas. El traslado del combustible desde los puntos de suministro hasta las zonas de fondeo y el acto de rellenar el depósito en el mar provoca vertidos incontrolados desde los barcos al mar, tanto voluntarios como accidentales, y riesgo de accidentes marítimos y en tierra.

Hasta ahora, se han puesto en marcha distintos mecanismos que trataban de regular los fondeos masivos, entre los que destacan la delimitación de zonas en las que se prohíbe o se regula el fondeo (Zona A de la Reserva Marina del Nord de Menorca -1999-, o Planes de Gestión de los LICs d'Addaia a s'Albufera, s'Albufera des Grau, Àrea Marina del Nord de Menorca y Àrea Marina del Sud de Menorca -Decret 28/2007, de 30 de març-); y los Proyectos piloto de ordenación de fondeos: Fornells, Es Canutells o Es Grau. En continuidad con estas actuaciones y ante la necesidad de coordinación administrativa y de una visión global de la situación, el Plan se plantea desde la concepción de la gestión integral de la costa, integrado en la Estrategia para la Sostenibilidad de la Costa y el Mar.

METODOLOGÍA, OBJETIVOS Y FUENTES UTILIZADAS

El Plan Insular de la Costa de Menorca, como instrumento de ordenación, define criterios y actuaciones a partir del análisis de los factores sociales, ambientales y económicos vinculados a las actividades que ha de ordenar, partiendo de una visión de conjunto que aúne las particularidades territoriales y la capacidad de acogida del territorio, la protección y preservación de las características ambientales del litoral, y las necesidades y demandas de todos los usuarios de la costa, recogidas a través

de la integración de la participación ciudadana dentro del proceso de toma de decisiones de la redacción del plan (Colaboración con los distintos agentes implicados a través de la Comisión de Seguimiento, encuestas y entrevistas personales realizadas en otoño de 2010 y talleres de participación celebrados en febrero de 2011).

En este contexto, lejos de la propuesta de nuevas infraestructuras, el plan se centra en ordenar los usos estacionales que conviven en la costa, con especial atención a las zonas de baño, en las que se plantearán ordenaciones acordes con su grado de antropización y su capacidad de acogida.

El análisis de la información y las propuestas se han realizado a dos escalas conceptuales diferentes. La escala insular tiene como objeto analizar el problema de los fondeos en el conjunto del territorio, lo que permitirá señalar las áreas más presionadas, evaluar las posibles zonas de exclusión de usos o actividades, cuantificar la demanda global existente en la isla y verificar si la distribución de la oferta de servicios es adecuada a la demanda existente. La escala de detalle permite evaluar los problemas y oportunidades de cada punto del litoral, para lo cual se han inventariado los usos y actividades existentes, y los accesos, aparcamientos y servicios (sombrillas, hamacas, chiringuitos, alquiler de kayacs, velomares, golondrinas, estaciones de combustible, rampas de varada, marinas secas, etc.). El análisis a ambas escalas se ha completado con el estudio de otros aspectos de relevancia, como los sistemas constructivos para el anclaje de las embarcaciones, evaluando su afección al fondo marino, las condiciones de oleaje y viento, o los condicionantes legales existentes.

Se han realizado tres vuelos que han permitido localizar y contar los barcos fondeados a lo largo del litoral: (2/08/09 -8.00 AM, 9/08/10 -8.00 AM y 16.00 PM). A pesar de que como datos referidos a tres momentos concretos, deben ser considerados más como un acercamiento al problema que como un muestreo, son la única fuente fiable con la que se cuenta para evaluar la situación.



Figura 1. Fondeos localizados en Cala Trebalùger. Agosto de 2010 por la tarde.

Entendiendo el fondeo como una de las posibles actividades a desarrollar en la costa, ésta se ha clasificado en Puertos, Otras instalaciones Náutico-Deportivas, Zonas de Baño y Otras Zonas. La interferencia entre fondeos y zonas de baño estará, a priori, localizada en aquellos puntos en los que la presión de los barcos sea importante y no esté balizada ni la zona de baño ni la de atraque, considerando los puertos y el resto de instalaciones como los lugares reservados para el atraque de los barcos.

- Los **puertos** son aquellas infraestructuras, instalaciones, espacios terrestres y aguas marítimas adscritas que permiten la realización de las actividades de tráfico portuario y la prestación de los servicios correspondientes y que forman parte del dominio público portuario. Existen 5 puertos, uno de interés general (Maó), dos gestionados directamente por Ports de les Illes Balears (Fornells y Ciutadella) y dos de gestión privada (Cala en Bosc y Addaia).

- Se han considerado como **otras instalaciones** aquellas pequeñas infraestructuras que sin formar parte del dominio público portuario cuentan con instalaciones para el amarre y varada de barcos. Pendientes de la confirmación de su situación jurídica y teniendo en cuenta el uso "tradicional" que se ha hecho de ellos, se mantienen globalmente como instalaciones náuticas. Se han localizado 12: Cala Sant Esteve, Aucaufar, Biniancolla, Cala Torret, Cala de Binibèquer, Binibéquer. Caló d´en Fust, Binissafúller - Es Caló Fondo, Cala de Binissafúller, Santa Galdana Torrent, Ses Fontanelles, Sanitja y Cala Molins
- **Zonas de baño** se han agrupado todas las playas existentes dentro del litoral menorquín que son susceptibles de ser utilizadas para el baño (96). Se ha distinguido entre Urbanas (25), rodeadas de núcleos de población consolidados, y Vírgenes, aquellas que están ubicadas en suelo rústico, manteniendo la caracterización incluida en el artículo 2.3.6.2 del Plan Territorial Insular de Menorca, es decir, con fuerte presencia antrópica (19) y con baja presencia antrópica (52).
- **Otras zonas** (40). Entendiendo que son zonas acantiladas, sin acceso ni peatonal ni rodado en las que la posibilidad de interferencia entre bañistas y barcos es muy poco probable. Son las zonas naturales para el fondeo.

DIAGNÓSTICO. PRINCIPALES CONCLUSIONES

Se han localizado entre 4.500 y 5.000 barcos a lo largo de toda la costa en los tres vuelos analizados. De entre ellos, el número de fondeos fuera de los puertos y otras instalaciones rondaría los 1.300 en los vuelos de la mañana y los 2600 por la tarde, existiendo entre 500 y 1000 barcos más que atraques permanentes en la isla. Por la mañana se ha detectado entre un 80% y un 90% de ocupación en puertos y otras instalaciones, mientras que por la tarde la ocupación rondaba el 60%. A la hora de plantear la ordenación será necesario tener en cuenta la diferencia entre aquellos barcos que pernoctan en las calas y los que vuelven a puerto.

A falta de cifras oficiales, se ha estimado que el número máximo de usuarios estaría entre los 6.500 y los 5.000, es decir, existirían entre 1.000 y 1.500 barcos más que atraques permanentes. Como lugares alternativos para el almacenamiento de dicha flota destacan las cocheras y casetas varadero.



Figura 2. Nº de barcos fondeados en zonas de baño y LICs Marinos. 2010 por la tarde.

Aunque la presión se mantiene constante en algunos puntos, existen grandes diferencias entre la distribución de los barcos en 2009 y 2010, destacando la dispersión en los dos vuelos realizados en 2010. Frente a las 32 zonas de baño y acantiladas en las que se localizan barcos en 2009, destacan los 62 puntos en

2010 por la mañana y los 112 puntos por la tarde. En todos los vuelos destacan las zonas de baño frente a las zonas acantiladas. Esto implica la necesidad de plantear una estrategia común para toda la isla incorporando los datos del estudio de clima marítimo, lo que permitirá evaluar las zonas en las que las condiciones meteorológicas hacen más probable el fondeo diurno y, sobre todo, nocturno. El temporal del Norte es más frecuente y presenta mayores alturas de ola, por lo que la costa Norte y los puntos del Levante y Poniente expuestos al Norte son los que presentan peores condiciones climáticas marinas.

Es especialmente relevante el número de fondeos en calas vírgenes y la disminución de los fondeos en puertos durante el vuelo de la tarde, lo que puede señalar que gran parte de los fondeos durante el día pertenecen a barcos locales, parte de los cuales duermen en puertos y otras instalaciones, sin ignorar la presencia de fondeos provenientes de Mallorca o Ibiza. El incremento de barcos en calas vírgenes durante la tarde supone también un incremento de fondeos con ancla con el consiguiente daño a los fondos marinos.

Teniendo en cuenta sólo las zonas de baño y las zonas acantiladas, el número de barcos localizados está repartido en 2009 entre la Costa Este (43%) y la Costa Sur (41%). Sin embargo, en los dos vuelos de 2010, los barcos se reparten entre la costa norte, sur y este. Otro dato significativo es que en las costas norte y sur los barcos están repartidos a lo largo de distintos puntos, mientras que en el caso de la costa este, los barcos se concentran alrededor de Illa d´en Colom y Playa des Grau, llegando por la tarde a extenderse hasta Cala Rambla por el norte y Cala Avellana por el sur.

La presencia de los fondeos en las zonas de baño es muy significativa por la tarde, (39% del total de los barcos existentes en la costa). Es importante señalar que la gran mayoría de los barcos existentes en las zonas de baño están en playas urbanas o vírgenes con alta presencia antrópica, que son las que generalmente cuentan con la zona de baño balizada, donde se prohíbe la navegación deportiva y de recreo, y la utilización de cualquier tipo de embarcación o medio flotante movido a vela o motor. En el momento de mayor uso de la costa existen casi 1000 barcos ubicados en playas en las que no está balizada la zona de baño, con el consecuente peligro para los usuarios. En este sentido, será importante evaluar la necesidad de balizar aquellas playas en las que se haya detectado una densidad de fondeo alta o muy alta y una saturación de la zona de baño alta o media: Ses Salines, Pregonda, Arenal d'en Moro (Illa d'en Colom), Sa Mesquida- Arenal Petit, o Trebalùger.

Otras zonas especialmente sensibles cuya gestión y ordenación deberá tratarse conjuntamente son el continuo urbano de Sant Lluís, localizado al sudeste y que aglutina 6 de las 12 instalaciones náuticas; las Bahías de Fornells y Addaia que destacan por su valor ambiental, su alto grado de presión y el gran número de actividades y usos que conviven o Es Grau- Illa d´En Collom, zona con mayor presión de toda la isla.

Una vez dimensionados y localizados los conflictos derivados de la interacción entre los distintos usos, es necesario evaluar la influencia de los fondeos sobre aspectos más territoriales. Con carácter general, se puede concluir que los fondeos son especialmente problemáticos en las zonas arqueológicas submarinas y en los Lugares de Interés comunitario. De las tres zonas arqueológicas existentes, se han localizado fondeos con ancla en dos: Cavallería e Illa de l´Aire.

Uno de los factores de vulnerabilidad más importante y que afecta a la mayoría de los Lugares de Interés Comunitario Marinos en Menorca es el fondeo de embarcaciones sobre las praderas de posidonia. En 2009, el 30% de los barcos localizados dentro de los LICs Marinos en zonas que no son puertos ni instalaciones portuarias estaban fondeados con ancla. En el vuelo de 2010 por la mañana este porcentaje llega hasta el 40%, y por la tarde hasta el 77%, destacando el Área Marina del Sud de Ciutadella). Además de la regulación de los fondeos en Son Saura, de la búsqueda de soluciones que impidan los fondeos en zonas

prohibidas como Sanitja, y de la evaluación de la capacidad de las zonas donde el fondeo está regulado pero en los que se siguen localizando fondeos con ancla como Tamarells o Illa d´en Collom, es necesario ampliar la regulación iniciada por los planes de gestión a otros puntos que cuentan con una presión importante de los fondeos con ancla como Cala Galdana, Cala Escorxada, Cala Trebalùger o Cala Macarella, Cala Pregonda, Cala Turqueta, entre otros.

La proliferación de fondeos en zonas de baño y la falta de servicios asociados (en especial la recogida de sentinas y las estaciones de servicio) pueden llegar a suponer un impacto importante sobre la calidad de las aguas y sobre el entorno ambiental. En este sentido, entre las principales carencias en los servicios que ofertan los puertos cabe destacar que sólo existen tres con estaciones de suministro de combustible: el Port de Maó, Cala en Bosc y el Port de Ciutadella. No existe ningún punto en la costa norte de la isla que permita el abastecimiento de combustible para los barcos, lo que provoca en multitud de ocasiones su transporte por carretera y el abastecimiento en el mar, con el consecuente riesgo de vertidos en el agua. Por otro lado es importante citar que existen controles estrictos de la calidad de las zonas de baño en muchas playas, todas ellas urbanas. Sin embargo, debido al gran número de fondeos localizados y a su inclusión como zonas sensibles por vertidos se recomienda ampliar el análisis a Trebalùger, Turqueta y Macarella.

PRINCIPALES PAUTAS PARA EL DESARROLLO DEL PLAN

El documento de Avance del Plan seguirá las siguientes líneas de trabajo: Zonificación de la lámina de agua; Distribución y mejora de los servicios a lo largo de la costa, Caracterización de las zonas de convivencia y Ordenación.

Entendiendo que no queda restringido ningún uso, pero que las características físicas y/o sociales de cada lugar lo hacen más propicio para el desarrollo de unas actividades que de otras, la **Zonificación de la lámina de agu**a determinará el uso prioritario en los 500 primeros metros medidos desde la línea de costa:

- **Uso prioritario Náutico-Deportivo**, distinguiendo entre **Puertos, Otras instalaciones y Zonas de tránsito y fondeo libre** o lámina de agua correspondiente a aquellas zonas de costa acantiladas o sin acceso ni peatonal ni rodado en las que la posibilidad de interferencia entre barcos y otros usos es muy poco probable. Para el conjunto de las zonas afectadas por regulaciones supramunicipales, los usos se ajustarán a dichas normativas.
- **Uso prioritario de baño**, playas y calas en las que se determine que el uso prioritario va a ser el baño y, en particular, zonas vírgenes en las que no se haya detectado la presencia de otros usos.
- **Zonas de convivencia**, incluyendo todas aquellas zonas en las que exista más de un uso y todos ellos con la suficiente importancia como para ser necesaria alguna propuesta de intervención. Dentro de las zonas de convivencia quedarán incluidas todas las playas urbanas, así como aquellas playas vírgenes en las que se haya detectado o gran presión por parte de los barcos, por parte de barcos y bañistas, o varios usos diferentes. También se incorporarán aquellas instalaciones náutico deportivas que, sin ser puertos, se caractericen por la complejidad de los usos ubicados en su entorno.



Figura 1. Zonificación de la lámina de agua. Cala Galdana

Esta distinción permitirá determinar aquellas zonas en las que es necesario intervenir, ordenar o afinar criterios así como señalar los objetivos para cada una de ellas en función del papel que van a jugar en el uso y disfrute de la costa. Dentro de la normativa de la zona de uso prioritario Náutico-Deportivo se incorporarán los criterios a seguir en los puertos: Gestión de amarres, incluidos los de tránsito; Optimización de la lámina de agua; Servicios a la náutica deportiva; y Señalización de peligros a la navegación.

A partir de las necesidades detectadas en la fase de análisis y diagnóstico y en los talleres de participación pública se considera necesario plantear la **Distribución y mejora de los siguientes servicios**: Rampas de varada y marinas secas; Puntos de abastecimiento de combustible; Estaciones Náuticas; Zonas de mantenimiento de embarcaciones; Puntos de abastecimiento de agua dulce y gestión de residuos, y Zonas de aparcamiento y accesos. Servicios como canales de acceso, chiringuitos, casetas, o zonas de carga y descarga de pasajeros para las embarcaciones deben ir ligados a la escala de detalle, por lo que no se incluyen en este apartado.

Los criterios generales para la ordenación de los servicios deberán tener en cuenta el grado de antropización y accesibilidad de la costa, ubicándose prioritariamente en zonas urbanas y, en cualquier caso, en zonas en las que exista acceso rodado; la distribución de la demanda y de los usuarios reales y potenciales a lo largo de la costa; y la posibilidad y viabilidad de su inclusión dentro de los puertos y zonas de uso prioritario náutico deportivo.

La agrupación de servicios como rampas de varada, marinas secas, aparcamiento, abastecimiento de aguas y recogida de sentinas en determinados puntos estratégicos de la costa será prioritaria, potenciándose las Estaciones Náuticas como “polideportivos del mar”, entendiendo que es una forma idónea de centralizar servicios a utilizar por los usuarios de todo tipo de actividades náuticas y de optimizar el uso del territorio. Se estudiará la superficie mínima necesaria para su implantación, así como la posibilidad de establecer varios niveles de agrupación de servicios, desde el más completo hasta el mínimo, entendiendo siempre que el lugar natural de servicio y abastecimiento de los barcos es el puerto. Los servicios localizados en zonas de costa que no son dominio portuario se entenderán como temporales, de modo que en periodos de baja demanda dichos terrenos puedan llegar a albergar otros usos.

En función de la presión existente y del número y variedad de usos localizados se procederá a la **Caracterización de las zonas de convivencia** de acuerdo a los siguientes niveles de intervención:

- **Grado de intervención 0. Regulación**. Se aplicará a zonas con bajo grado de presión en las que no se estima conveniente intervenir, pero sí establecer una regulación que garantice la convivencia entre los distintos usos.
- **Grado de Intervención 1. Mínima Intervención**. Se aplicará a aquellas zonas en las que sea necesaria una mínima actuación, como el balizamiento de la zona de baño o fondeo, el desplazamiento o reserva de un canal de acceso, la señalización preventiva o informativa, etc. Las actuaciones propuestas serán aisladas, no influirán en el desarrollo del resto de usos, y no afectarán negativamente al entorno. Se podrán agrupar dentro de este nivel las playas vírgenes en las que la propuesta sea mínima, incluidas aquellas en las que se delimite el área de fondeo en función del principio de no afección a las praderas de posidonia.
- **Grado de intervención 2. Reserva de suelos**. Dentro de este nivel quedarán agrupados todos aquellos puntos en los que sea necesaria la reserva de suelos para la mejora de servicios o para la ubicación de nuevos usos.
- **Grado de intervención 3. Propuesta de Ordenación de los usos existente**s. Se agruparán en este nivel aquellas áreas en las que se estime necesaria una ordenación de los usos, o de un uso en concreto cuya materialización conlleve cierta complejidad, como la colocación de boyas para el fondeo, la ubicación de pantalanes temporales, etc.

El nivel de intervención a aplicar dependerá de la Prioridad temporal y/o urgencia de la intervención, de los condicionantes existentes en la zona de convivencia (praderas de posidonia y fondeos con ancla, zonas arqueológicas submarinas, calidad paisajística del entorno, riesgos para los usuarios, etc); de la capacidad de acogida tanto en agua como en tierra; del grado de antropización (cuanto mayor sea mayor podrá ser el nivel de intervención); y de la diversidad de usos.

Se establecerán baremos que definan cada uno de los niveles de intervención, de modo que, en el desarrollo del plan, pueda modificarse el nivel sobre cualquier zona de convivencia en función de los cambios que se produzcan en la utilización y la capacidad de acogida de la costa, así como en los condicionantes legales que le sean de aplicación.

Por último, se procederá a la **Ordenación de las Zonas de Convivencia** (Grado 3) incluyendo la reserva de suelos para la implantación de nuevos servicios, así como su forma de gestión.

3.3.5. LA CONCIENCIA AMBIENTAL DE LOS USUARIOS DE LAS PLAYAS DEL SUR DE GRAN CANARIA

E. Fernández[1], E. Roca[2], L. Hernández[1], R. Medina[3]

1. Departamento de Geografía. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. C/ Pérez del Toro, Nº 1 (35003) Las Palmas de Gran Canaria. efernandez@becarios.ulpgc.es, ncruz@becarios.ulpgc.es, lhernandez@dgeo.ulpgc.es, eperez@dgeo.ulpgc.es

2. Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio. Universitat Politècnica de Catalunya. C/ Jordi Girona, Nº 1-3 (08034) Barcelona. elisabet.roca@upc.edu

3. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Avda. de los Castros, S/N (39005) Santander medinar@unican.es

INTRODUCCIÓN

Este trabajo presenta un estudio realizado en las playas del sur de la Isla de Gran Canaria donde se analiza la conciencia ambiental de los usuarios que las frecuentan. La zona de estudio se localiza en el sur de la isla de Gran Canaria (Islas Canarias), concretamente se centra en 4 playas del municipio de San Bartolomé de Tirajana: San Agustín, Las Burras, El Inglés y Maspalomas. Debido a las dimensiones de estas dos últimas playas, y para facilitar el trabajo de los encuestadores, se han dividido en dos sectores cada una: Playa del Inglés Norte y Sur; Maspalomas Este y Oeste. (Figura 1)

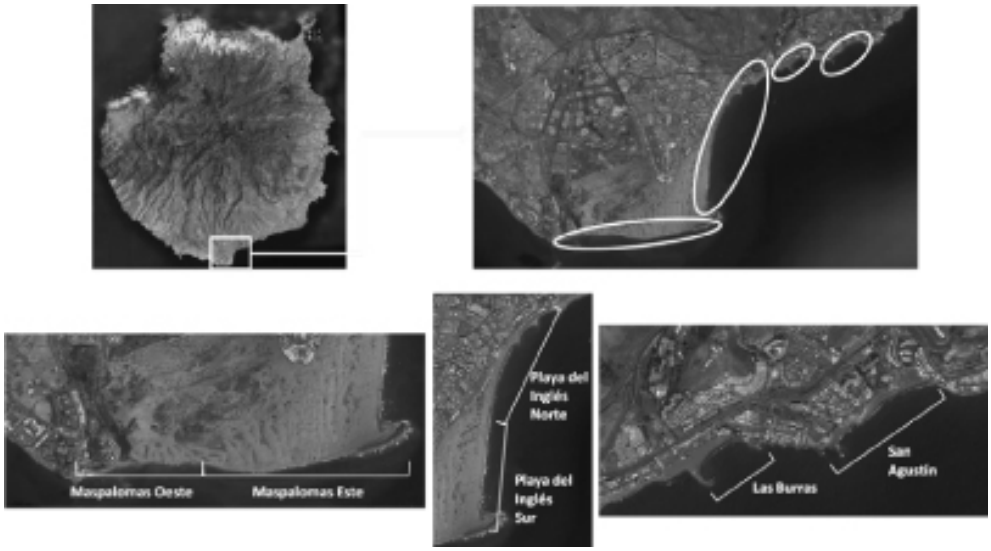


Figura 1. Localización del área de estudio.

Este sector supone una de las principales claves para el desarrollo económico de la isla, debido a las cualidades naturales y paisajísticas del entorno. Por lo que respecta al ámbito de mayor extensión, el sistema de playas y dunas de Maspalomas y El Inglés, y a pesar de su protección legal (desde el año 1987 es un Espacio Natural Protegido por Ley de la Comunidad Autónoma, además de ZEPA y LIC), desde la década de los 90 del pasado siglo existen estudios que detectan diversos problemas ambientales que hacen peligrar el equilibrio del sistema, habiéndose identificado distintos procesos: déficit sedimentario, alteración de la vegetación, destrucción de la duna costera, entre otros (Hernández Calvento, 2006; Pérez-Chacón et al., 2007; Ministerio de Medio Ambiente, 2007). Contrariamente a la recomendación de diversos manuales y directrices sobre la Gestión Integrada de Áreas Litorales, de incorporar la percepción social para mejorar la gestión de éstas áreas (Comisión Europea, 1997-1999; UNESCO, 1991), entre las estrategias de gestión de estos espacios no se han considerado ni la percepción de dichos problemas, ni de posibles soluciones que la comunidad pudieran aportar.

Dado que la intensa frecuentación es una fuente importante de conflictos en estas playas, se considera oportuno profundizar en las relaciones que los usuarios establecen con su entorno. Los comportamientos y las actitudes de estos usuarios están condicionados por su conocimiento y valoración de la calidad ambiental. La percepción y preocupación de la sociedad por el medio ambiente, siendo temas poco desarrollados en el ámbito litoral, se pueden estructuran alrededor el concepto conciencia ambiental como sugieren algunos trabajos (Chulià, 1995; García, 2006). En el estudio de la conciencia ambiental; normalmente se exploran diferentes componentes. . En primer lugar, se valora la dimensión cognitiva, es decir, el grado de conocimiento de la sociedad sobre las problemáticas ambientales que afectan al litoral, cómo se comprenden y representan mentalmente las causas, los efectos, las posibles soluciones y sus responsables. En segundo lugar, se analiza la componente emocional que evalúa el grado de preocupación por el medio ambiente, y la intensidad afectiva con la que la sociedad se relaciona con el medio ambiente, , lo que genera unas preferencias y unas actitudes. Finalmente, se valora la disposición a actuar, a tener un comportamiento activo proambientalista (individual o colectivo), según valores ecológicos, o la disposición a aceptar determinadas políticas ambientales.

Esta investigación aplica el marco de análisis de la conciencia ambiental a los usuarios de playas del sur de Gran Canarias con la finalidad de evaluar el nivel de información, su percepción sobre la calidad del entorno y la gravedad de los problemas ambientales, para contrastarlo con los comportamientos observados en estas playas y determinar su grado de conciencia ambiental.

METODOLOGÍA

La metodología utilizada combina encuestas de valoración sobre calidad de playas con técnicas de observación directa del comportamiento de los usuarios.

Por lo que se refiere a las encuestas, su diseño se ha basado en cuestionarios previos sobre percepción de playas (Villares et al., 2006; Roca et al., 2008) a la realidad de la costa meridional de Gran Canaria. Se han considerado preguntas relativas al estado del medio natural, al uso social de las playas y las problemáticas ambientales que les afectan, para obtener la información relativa a las dimensiones cognitivas y emocional de la conciencia ambiental. Asimismo, la encuesta recoge información sobre el perfil del usuario, la gestión de las playas y el espacio protegido. Con ellas se pretende obtener la información relativa a las dimensiones cognitivas y emocional de la conciencia ambiental.

La encuesta fue aplicada entre el 30 de agosto y el 6 de septiembre de 2010, realizándose un barrido de todas las playas objeto de estudio, de forma que variase en día y hora la toma de respuestas. Debido a la diversidad turística, en lo que a procedencia del usuario se refiere, la encuesta se presentó en 3 idiomas: castellano, inglés y alemán. Se recogieron un número total de 533 encuestas, variando el número en cada playa. (Tabla 1).

Sectores	Nº encuestas
Maspalomas oeste	119
Maspalomas este	78
Ingles norte	110
Inglés sur	124
Las Burras	48
San Agustín	54

Tabla 1. Número de encuestados por sector.

La observación del comportamiento se ha basado en estudios realizados en los últimos años, a través de diversas investigaciones, sobre el sistema de playas y dunas de Maspalomas entre los que cabe destacar los proyectos "Modelización de los procesos naturales y análisis de las consecuencias ambientales inducidas por el turismo en la Reserva Natural Especial de las Dunas de Maspalomas (Gran Canaria, Islas Canarias), (REN2003-05947)", "Consecuencias ambientales inducidas por el desarrollo turístico en espacios insulares; alteraciones de los procesos naturales en sistemas de dunas litorales de Canarias y Cabo Verde (SEJ2007-64959)" y "Diagnóstico ambiental de los sistemas de dunas de Canarias para la elaboración de modelos sostenibles de gestión territorial (SCO2010-18150)", todos ellos financiados por el Plan Nacional de I+D+i del Ministerio de Ciencia e Innovación. De igual forma cabe destacar el "Estudio Integral de la playa y dunas de Maspalomas (Gran Canaria)", desarrollados por las Universidades de Cantabria y Las Palmas de Gran canaria por encargo de la Dirección General de Costas (Ministerio de Medio Ambiente) en 2007. Los resultados de estos trabajos aparecen parcialmente referidos en la bibliografía de este trabajo (Hernández, 2006; Pérez-Chacón et al., 2007 y MMA, 2007). En el último año, coincidiendo con el seguimiento de un proyecto experimental que se lleva a cabo en la zona, conducente a la regeneración de la duna costera, se realizaron observaciones periódicas cada 15 días durante 1 año, plasmando en un registro fotográfico las acciones y comportamientos de los usuarios como la construcción de goros (estructuras realizadas con callaos para protegerse del viento, que modifican la dinámica de las arenas), el pisoteo de áreas sensibles, el abandono de deshechos, la rotura de plantas,… Acciones en cualquier caso prohibidas por la normativa vigente.

RESULTADOS

En relación al perfil de los usuarios, en las playas estudiadas se encuentran individuos de procedencias diversas: locales, insulares, autonómicos, estatales y europeos, siendo el grupo mayoritario el de origen insular, especialmente de los municipios de Las Palmas de Gran Canaria, Telde y Santa Lucía de Tirajana; entre los europeos predominan los alemanes e italianos, mientras que entre los nacionales destacan los usuarios de las comunidades de Madrid, Andalucía, Galicia y País Vasco. (Figura 2).

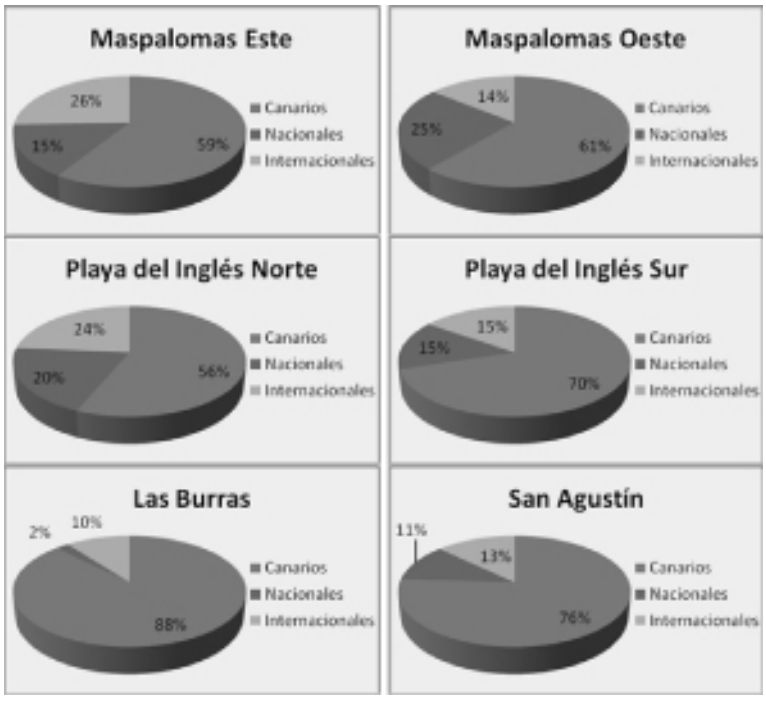


Figura 2. Procedencia de los usuarios.

En general las playas son frecuentadas por un público joven, sobre todo la del Inglés, donde se observa una mayor proporción de visitantes con edades compren-

didas entre los 16 y 34 años. En cuanto a las actividades, aunque existen ciertas diferencias en función del tramo de playa estudiado, las más habituales son pasear, bañarse y tomar el sol, prácticas íntimamente asociadas al turismo de sol y playa.

La percepción global del sistema por parte de los usuarios permite conocer si estos introducen las carencias y problemáticas que han manifestado en dicha valoración. El porcentaje mayoritario (68%) de usuarios valora positivamente el conjunto de playas de San Bartolomé de Tirajana. Según los encuestados, el buen estado (47%) o el muy buen estado (21%) se hace patente en la zona. A la hora de analizar el grado de información del entorno natural, alrededor del 70% de los encuestados desconocían la problemática relacionada con la pérdida de arena de Maspalomas (Figura 3). Por lo tanto, se constata un desconocimiento significativo de ciertas problemáticas, como la erosión y las afecciones antropogénicas en la dinámica natural del sistema playa-duna (urbanización, equipamiento y limpieza de las playas, frecuentación de las dunas,…)



Figura 3. Conocimiento de la realidad ambiental del entorno.

En cuanto a las acciones que afectan al sistema, predomina un gran desconocimiento, pero sobre todo destaca el escaso conocimiento que existe sobre el efecto que produce la construcción de goros (casi el 80 %). Le siguen de cerca la alteración del movimiento dunar por los equipamientos, la pérdida de arena del sistema, alteración de la zona por el tránsito de vehículos, la alteración en la dinámica dunar por la urbanización del Inglés. En último lugar (con más de un 50% de respuestas negativas) las consecuencias en la formación de dunas por la alteración de la vegetación. El 80% de los encuestados colocan en primer lugar la acción de tirar basura como la más negativa para el sistema. En segundo y tercer lugar señalan el acceso a la charca y dar de comer a los animales. Sólo un 23% opina que caminar por las dunas es una acción perjudicial (Figura 4).

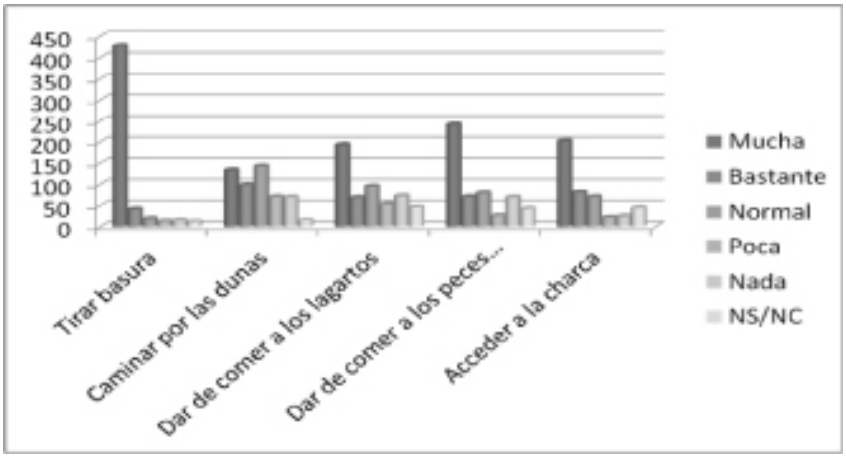


Figura 4. Percepción sobre las acciones que afectan al sistema.

A pesar de que un porcentaje relevante de encuestados aseguran conocer la presencia de un Espacio Natural Protegido (la Reserva Natural Especial de las Dunas de Maspalomas), e incluso que determinadas actividades perjudican el entorno, el comportamiento generalizado del usuario no es responsable, si atendemos a los registros de actividades que se desarrollan continuamente y que resultan perjudiciales para el entorno (como el acceso libre a zonas especialmente sensibles, el deterioro de la vegetación, la alteración de elementos del patrimonio geológico o el hecho de alimentar a la fauna silvestre, entre otras) (Figura 5).



Figura 5. Comportamientos de los usuarios: construcción de goros (arriba-izquierda), abandono de deshechos (arriba-derecha), ubicación en el interior de una zona protegida (abajo-izquierda) y dar de comer a los peces (abajo-derecha).

Las principales medidas de mejora, enfatizadas por el 65% de los encuestados, son la corrección de la pérdida de arena y la vigilancia y educación ambiental. También la urbanización y equipamientos reclaman más atención.

La distancia entre el bajo conocimiento de las problemáticas ambientales en contraste con la elevada valoración de la calidad del entorno y un comportamiento generalizado poco responsable apuntan hacia un usuario-tipo de baja consciencia ambiental. Sin embargo, un tratamiento más detallado de la encuestas por tipología de usuario puede desvelar diferencias significativas entre ellos, aflorando varios grados de conciencia ambiental.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos contribuyen a mejorar el conocimiento sobre los conflictos de los usuarios en relación con las playas del sur de la isla de Gran Canaria, y más concretamente sobre su percepción del medio y sus actividades. Queda demostrada la escasa información que poseen los encuestados del entorno y de los procesos que alteran las playas y el espacio protegido. Por otro lado se observa como los comportamientos que desarrollan responden a una baja conciencia de la fragilidad del medio natural.

Con base en estos conocimientos se puede concluir que trabajos de este tipo pueden ofrece información de utilidad de cara a enfocar o redirigir campañas de educación y sensibilización ambiental, no solamente en estos espacios, sino

en general en los sistemas playa-dunas de Canarias, necesitados de estas campañas, dadas su fragilidad y dinamismo.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación forma parte del desarrollo de los proyectos de I+D "SEJ2007-64959" y "CSO2010-18150", financiados por el Ministerio de Ciencia e Innovación y por fondos FEDER. E. Fernández es beneficiaria de una beca FPI del Gobierno de Canarias, cofinanciada con fondos FEDER. Parte de los datos trabajados han sido obtenidos mediante una encuesta realizada conjuntamente por investigadores de las Universidades de Las Palmas de Gran Canaria y de Cantabria, en el contexto de asesoramiento al Consorcio para la rehabilitación turística del sur de Gran Canaria en materia de Medio Ambiente.

REFERENCIAS

Chulià, E. 1995: *La conciencia ambiental de los españoles en los noventa*. ASP Research paper 12 (a)/1995.

Comisión Europea 1997-1999: *Hacia una estrategia europea para la gestión integrada de las zonas costeras*. Programa de demostración de la UE sobre la gestión integrada de las zonas costeras. Oficina de Publicaciones Oficiales de las Comunidades Europeas, Luxemburgo.

García, E. 2006: Por qué nos preocupamos por el medio ambiente y por qué esa preocupación es tan frágil? En Castro R. (Coor.), *Persona, Sociedad y Medio Ambiente. Perspectiva de la investigación social de la sostenibilidad*. Junta de Andalucía, pp. 42-54.

Hernández, L. 2006: *Diagnóstico sobre la evolución del sistema de dunas de Maspalomas (1960-2000)*. Cabildo insular de Gran Canaria, Las Palmas de Gran Canaria.

Ministerio de Medio Ambiente 2007: *Estudio Integral de la Playa y dunas de Maspalomas (Gran Canaria)*. Dirección General de Costas, Madrid.

Morgan, R. 1999: Preferences and Priorities of Recreational Beach Users in Wales, UK. *Journal of Coastal Research* 15 (3), 653-667.

Pérez-Chacón Espino, E., Hernández Calvento, L., Hernández Cordero, A., Máyer Suárez, P., Romero Martín, L., Alonso Bilbao, I., Mangas Viñuela, J., Menéndez González, I., Sánchez Pérez, I., Ojeda Zújar, J., Ruiz Flaño, P. y Alcántara Carrió, J. 2007: *Maspalomas: claves científicas para el análisis de su problemática ambiental*. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria. Las Palmas de Gran Canaria.

Roca, E. y Villares, M. 2008: Public perception for evaluating beach quality in urban and semi-natural environments. *Ocean & Coastal Managemen*t, 51, 314-399.

Villares, M., Roca, E., Serra, J. y Montori, C. 2006: Social perception as a tool for beach planning: a case study on the catalan coast. *Journal of Coastal Researc*h, SI 48, 118-123.

UNESCO 1991: Instrumentos y personas para una gestión integrada de zonas costeras. UNESCO-Comisión Oceanográfica Intergubernamental, Manuales y Guías, nº 42.

3.3.6. ¿QUÉ COSTA QUEREMOS? UNA VISIÓN COMPARADA

Mª.D. Ortiz Sánchez[1], F. Pérez Burgos[2], J.M. de la Peña Olivas

1. *Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos del Estado, Jefa de Área de Proyectos y Obras, Dirección General de Sosteniblidad de la Costa y el Mar. Ministerio de Medio Ambiente, Plaza San Juan de la Cruz s/n. DOrtiz@mma.es*
2. *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Estado, Jefe de la Demarcación de Costas en Bilbao, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. C/ Gran Vía, 50, 7ª. fpburgos@mma.es*
3. *Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Coordinador del Programa Técnico Científico de Dinámica Litoral del Área de Costas del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Jose.M.Pena@cedex.es*

INTRODUCCIÓN

Aunque la autoría de este artículo se ha plasmado en tres personas, la realidad es que es más amplia, debiéndose extender a todos los miembros del grupo de trabajo de "Tratamiento y gestión de la costa" de la Asociación Técnica de Puertos y Costas del PIANC, que está formada por: Fernando Pérez Burgos, Dolores Ortiz Sánchez, José Ramón Martínez Cordero, Lidia Pérez Pérez, José Antonio Osorio, Paula de Miguel Leria, Paloma Lorente Velásquez-Gaztelu de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar; Jurgi Areizaga Casares, de Kv Consultores, José Manuel de la Peña Olivas del CEDEX; Jon Arocena López y Marta de Regoyos de Iberinsa.

COMUNICACIÓN

El objetivo principal de esta comisión de estudio es la comparación y análisis de los diferentes instrumentos de ordenación de la costa que existen a día de hoy a lo largo del litoral español, y ver su influencia en la ejecución de las actuaciones más habituales en la franja costera. Se quiere analizar hacia que costa queremos ir en nuestro litoral a través de sus planes de Ordenación. Nos podemos encaminar hacia una costa que se mantenga de una forma naturalizada o bien exprimir sus posibilidades turísticas al máximo, tal y como se ve en las siguientes figuras:



Figura 1: Playa conservada de forma natural



Figura 2:
Playa congestionada y con elevada presión urbanística

La comunicación tiene dos partes diferenciadas: La primera es introductoria, a modo de preámbulo y filosofía; La segunda, es más pragmática y muestra el método de trabajo elegido para llevar a cabo la comparación de los diferentes planes de ordenación del litoral.

Cuando comenzamos a estudiar y analizar cómo debemos tratar la costa, inevitablemente debemos recordar las palabras con las que empieza la Ley de Costas española de 1988, que textualmente en su "Exposición de motivos" dice:

> "España tiene una gran longitud de costa... pero escaso ante las crecientes demandas que soporta, y muy sensible y de difícil recuperación en su equilibrio físico.
>
> Nuestra costa está muy afectada, como ocurre con otros países del mundo, por un fuerte incremento de la población y consiguiente intensificación de usos turísticos, agrícolas, industrial, de transporte, pesquero y otros...
>
> ... A esta situación se ha llegado, en general, en actuaciones inconexas, sin la necesaria coordinación entre la legislación del dominio público marítimo y la del suelo, sin tener en cuenta la interacción tierra mar; ni la necesidad de establecer medidas que garanticen la conservación de estos espacios singularmente sensibles al deterioro, ni los costes externos a la propia acción ni la rentabilidad o valor social del medio... "

Estas palabras con las que se exponía la necesidad de ordenar y articular una Ley para mejorar en medio litoral, siguen tan actuales como 21 años después. Y al principio expuesto con claridad por Cicerón de que "para ser libre hay que ser esclavo de las leyes", se le contrapone alguna asociación de "afectados por la ley de costas", cuyos intereses profundos sabrán los que promueven este tipo de iniciativas.

METODOLOGÍA DE TRABAJO Y COMPARACIÓN DOCUMENTAL

En la primera andadura de este grupo de trabajo, ha parecido pertinente hacer una revisión, comparación y análisis de los diferentes instrumentos que se tiene para la ordenación del litoral que existe en el territorio español y la influencia que ejercen en el devenir diario de sus administradores. Desde este punto de vista a continuación vamos a tratar los instrumentos de ordenación del litoral español y su influencia en la ejecución de actuaciones costeras, haciendo hincapié en los siguientes puntos:

1. Instrumento legal por el que se rigen las CC.AA para la ordenación del litoral, y en su caso las corporaciones locales, como planes de ordenación
2. Dentro de los instrumentos legales, ¿cómo se contemplan los diferentes tipos de costa y, dentro de ello, el tratamiento de las diversas zonas del litoral: costa o playa, borde costero, servidumbre de protección, y zona de influencia.
3. Objetivos de los planes y sus prioridades; las propuestas de actuación, estrategias y modelos de financiación de esas políticas de actuaciones.
4. Limitaciones impuestas a las actuaciones costeras más habituales:
   a. Sobre la playa: Regeneraciones, obras de defensa, regeneraciones ambientales, equipamientos, accesibilidades...
   b. Sobre el borde litoral: Paseos marítimos, senderos, equipamiento y edificaciones vinculadas al usuario de la playa; edificaciones vinculadas con el litoral...
   c. Sobre actividades náuticas

· Para ello se ha preparado una ficha-resumen de cada instrumento, a realizar para cada Comunidad Autónoma con costa.

El objetivo final es tener un conjunto de fichas homogéneas que permitan una primera comparación general del tratamiento que se le da al litoral en el ámbito de las Comunidades Autónomas, Corporaciones locales y Estado Central. Desde luego, la diversidad morfológica del litoral español hace que sea muy difícil esa homogeneidad.

Este proceso de toma de datos y elaboración de fichas resumen se encuentra en proceso de adquisición de datos y elaboración de fichas resumen dividiéndose en equipo de trabajo para abordar los siguientes ítems:

Preámbulo
Cataluña
Comunitat Valenciana
Región de Murcia
Andalucía (Ceuta y Melilla)
Galicia
Asturias
Cantabria
País Vasco- Español
Canarias
Baleares
Ley de Costas

Como ejemplo final se muestra la ficha resumen preliminar relativa al País Vasco, debiendo recordar que el ámbito y tratamiento de medio ambiente puede incrementar los puntos de la ficha o hasta una aneja; si bien ningún elemento o variable representativa debe tratarse con mayor profundidad que las restantes.

ATPYC
Asociación Técnica de Puertos y Costas

COMITE DE GESTIÓN DE LA COSTA
Grupo de Trabajo: Tratamiento y Gestión de la Costa

FICHA DE APOYO AL TRABAJO DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS

Datos generales del documento:						
Denominación:	PLAN TERRITORIAL SECTORIAL DE PROTECCIÓN Y ORDENACIÓN DEL LITORAL DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DEL PAÍS VASCO (en adelante, PTSPOL)					
Marco Legal:	Aprobado por DECRETO 43/2007, de 13 de marzo, por el que se aprueba definitivamente el citado.					
	Observaciones:					
Antecedentes:	La normativa de la Comunidad Autónoma, denominada "Directrices de Ordenación Territorial", capítulo 8, apartado 7C, prevé, en su apartado, Directriz de Medio Físico, la redacción del citado PTSPOL.					
	Observaciones:					
Plazos:	Entrada en vigor (año):	2007	Vigencia:	Indefinida	Revisiones programadas:	Cada 8 años
	Observaciones:	Según artículo 7 de las Normas de Ordenación, transcurridos 8 años de su vigencia el Gobierno Vasco "resolverá sobre la oportunidad de proceder a su revisión", e incluso antes si se dan algunas circunstancias (alteraciones significativas de conservación o normativas).				
Características del órgano promotor y del equipo redactor	Se redactó por un equipo técnico formado por un Arquitecto, 5 geólogos, 2 biólogos, dos técnicos informáticos y un ingeniero agrónomo y se tramitó por la Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio.					
Distribución y tamaño:	Documento formado por Memoria informativa (Análisis, Información, y Valoración del Medio Biofísico, Medio Socioeconómico y Territorial), Diagnóstico, Memoria Justificativa, Normas de Ordenación, Estudio económico-financiero y programa de actuación, Afecciones al planeamiento urbanístico municipal y Planos de Información y Ordenación. Se presenta en 2 tomos: el primero con la literatura, de 426 páginas a doble columna (recuérdese que va en bilingüe, por lo que su volumen sería de 208 páginas) y otro segundo de 15 planos DIN A-1.					

Datos particulares del documento:	
Ámbito geográfico de aplicación:	Según su artículo 3 del Decreto 43/2007, el ámbito de ordenación es la Zona de Influencia definida por la Ley de Costas ("franja de anchura mínima de 500 metros medidos a partir del límite interior de la ribera del mar"). Según el citado documento, incluye 62 municipios, con población cercana a 1.250.000 habitantes (el 60% del total) en una superficie de unos 1.100 km2 con más de 500.000 viviendas. No es cierto lo que dice el mencionado Decreto respecto al ámbito de aplicación. El propio PTS delimita un ámbito mayor, al incluir el medio marino (definido como medio submareal delimitado por una franja de anchura variable comprendida entre la línea de bajamar escorada o máxima viva equinoccial y la isobata de 50 m), según artículo 2 de las Normas de Ordenación. Sin embargo, más tarde, en su artículo 32 y siguientes de las Normas de Ordenación, parece que dejan en valor esta regulación, al señalar que en el medio marino, las directrices generales se proponen para "orientar la consecución de objetivos genéricos del Plan, cuyo desarrollo y aplicación, competen a otro tipo de instrumentos jurídico administrativos." (Ver observaciones generales al final del documento)
Objetivos del documento y prioridades:	El PTSPOL tiene por objeto genérico establecer un marco básico de referencia para integración de políticas territoriales y actuaciones urbanísticas suspiciadas tanto por la Administración Local como por administraciones y organismos supramunicipales. Dicho marco especificará tanto las líneas fundamentales de acción estratégica como las concreciones necesarias para conseguir la máxima eficiencia y sinergia del conjunto de actuaciones a realizar en el litoral. Siempre bajo la perspectiva de su necesaria protección, conservación, mejora y racionalización de los usos que soporta. Como objetivos generales (no cito los particulares, por su extensión), el Plan señala los siguientes: 1. Definir la ordenación de la franja litoral desarrollando la planificación de ámbito superior. 2. Concretar un programa de coordinación administrativa que permita compatibilizar los Planes Sectoriales y Programas de la Administración del Estado, Comunidad Autónoma y Corporaciones Locales. 3. Consensuar un Programa de Actuación integrado que recoja las distintas iniciativas administrativas, urbanísticas y de recuperación del espacio litoral, tanto desde el punto de vista de la responsabilidad competencial entre los distintos organismos e instituciones implicados como desde la responsabilidad económico-financiera de las inversiones que se plantean.

Página 1 de 2

Figura 3: Ejemplo de ficha resumen preliminar para el estudio comparado del tratamiento de la ordenación de la costa a lo largo del litoral español (cara 1) correspondiente al País Vasco

Análisis del documento:

Definición de algunos conceptos, técnicos o no, relevantes:

La memoria justificativa del PTSPOL señala que si se adoptasen criterios de configuración más amplios, geomorfológicos, de influencia de procesos, económicos, de delimitación de unidades ambientales homogéneas, etc., quedaría determinada una franja costera que podría superar en ocasiones los 3 km de anchura. Criterios que ignora para elegir el citado, por entender contraproducente respecto a otra ordenación territorial. Esta zona sería el "litoral": zona de influencia de los procesos litorales.

Línea de costa: según memoria de ordenación, se ha tomando la obtenida a escala 1:10.000 como nivel cero del mar, referido al NMMA.

Margen costero: espacio que comprende el medio terrestre propiamente dicho y el espacio marítimo-terrestre y el espacio marítimo-terrestre.

Margen de ría: ídem, pero referido a la zona próxima a las rías que se extiende desde la desembocadura hasta donde se haga sensible la influencia de las mareas.

Medio marino: medio submarino delimitado por una franja de anchura variable comprendida entre la línea de bajamar escorada o máxima viva equinoccial y la isobata de 50 m. (no se señala cero de referencia, vamos lo habitual incluso entre ingenieros, por lo que habrá que suponer que es desde el NMMA).

Playa urbana: aquella zona con valor ambiental importante, uso de recreo intensivo claramente consolidado, situada en entorno de núcleos urbanos y/o turístico-recreativos, que está, por tanto, muy transformada.

Playa natural: la situada en enclave de elevado valor paisajístico en un entorno poco transformado que mantiene carácter predominantemente natural o rural, alguna dificultad de acceso y soporta un uso moderado.

Limitaciones a las actuaciones costeras y portuarias:

	Tipo de actuación	(1)	(2)	(3)	Leyenda
1	Construcción de nuevos puertos		X		(1) no se menciona o libre
2	Ampliación o modificación de puerto y otras instalaciones marinas.		X		
3	Obras de defensa costera: escolleras, diques,...		X		(2) actuación limitada
4	Construcción de paseos marítimos		X		
5	Construcción de sendas litorales	X			(3) actuación prohibida
6	Regeneración de playas		X		
7	Dragados		X		Poner una X donde corresponda
8	Ejecución de equipamientos playeros (aparcamientos, accesos...)		X		
9	Recuperaciones ambientales	X			

Observaciones:

La primera propuesta que hace el Plan es la de prohibir o limitar determinadas actuaciones en determinados ámbitos. No parece necesario copiar las sábanas-matrices que incluye, pero se intuye que en áreas de especial protección (playas naturales) no se puede tocar una piedra, incluso aunque se disponga de Evaluación Ambiental completa, con su Declaración, y en las menos protegidas (playas urbanas, por ejemplo), puede hacerse lo que se quiera (hasta donde deje la vigente Ley de Costas). Por ello habrá que comprobar el ámbito en el que se pretende la actuación.

Para el caso de obras portuarias, si se aprobara Plan de Puertos (todavía no lo hay), se estaría a lo que dijera el citado nuevo Plan. Para el resto de actuaciones, éstas son posibles en todos los ámbitos si se entienden como de "interés general" (concepto con igual redacción e igual listado que en el artículo 111 de la vigente Ley de Costas). Curiosamente, todo a criterio del que aprueba el PTSPOL. En caso de duda, la interpretación corre a cargo de la Comisión de Ordenación del Territorio del País Vasco.

Para que se entienda el Plan se ha planteado de esta manera:

1. Para cada gran zona: márgenes costeros, rías y medio marino, se presenta relación de usos y actividades, agrupándolas en relativos a la protección ambiental: al ocio y esparcimiento; a la explotación de recursos primarios; a las infraestructuras; y los crecimientos urbanísticos y actuaciones edificatorias aisladas.
2. De otro lado, se divide el territorio en categorías y subcategorías, tales como Especial Protección, Estricta o Compatible; Mejora Ambiental; Forestal; Agroganadera y campiña; y Playas urbanas.
3. Finalmente, se cruzan dichas listas en una matriz, para clasificar los usos y sus limitaciones, en usos propiciados; admisibles; prohibidos o improcedentes (su nombre aclara bastante).

Observaciones generales:

Aunque la citada normativa "limita" en gran parte cualquier actuación costera, por otro lado, el ámbito de ordenación se reduce ampliamente, al hacer una remisión a otros instrumentos y determinados "subámbitos" como: los puertos de interés general y de la Comunidad Autónoma, los espacios especialmente protegidos ambientalmente (como Reserva de la Biosfera de Urdaibai, áreas Declaradas Parque Natural y Biotopo, áreas de la Red Natura2000 con plan de ordenación aprobado, área húmeda de Txingudi, muchas zonas húmedas, suelos coincidentes con las rías – cuya ordenación se remite al PTS de márgenes de ríos y arroyos) y, finalmente, y no por ello menos importante, suelos urbanos y urbanizables vigentes, en los cuales su ordenación se remite al planeamiento urbanístico y a la legislación de costas.

Además de las prohibiciones o limitaciones para determinadas actuaciones, el Plan propone Programa de Actuación que recoge las principales intervenciones a ejecutar en el ámbito de ordenación del Plan, con 5 subprogramas básicos que recogen las siguientes tipologías de actuaciones (Actuaciones orientadas a la administración y coordinación de los bienes del dominio público marítimo terrestre y sus zonas de servidumbre; Actuaciones orientadas a suplir el déficit en materia de infraestructuras; Actuaciones orientadas a la protección, mejora y conservación de los recursos naturales; Actuaciones para el fomento y regulación del uso público del espacio litoral; y, Estudios de investigación científica), valoradas económicamente, hasta 2022.

Página 2 de 2

Figura 4: Ejemplo de ficha resumen preliminar para el estudio comparado del tratamiento de la ordenación de la costa a lo largo del litoral español (cara 2) correspondiente al País Vasco

CONCLUSIONES

Es difícil en el comienzo de esta andadura y planteamiento metodológico dar conclusiones, y desde luego nunca concluyentes; pero dentro de los trabajos preliminares que se han ido realizando, podrían destacarse estos puntos de interés:

1. La gran diversidad en el tratamiento y ordenación del borde costero, no solamente en los criterios, sino también en su profundidad normativa.
2. Falta, en general, de soporte técnico-científico en el tratamiento del borde costero.
3. Gran opacidad entre las diversas administraciones y descoordinación a la hora de realizar y aplicar las normativas.
4. Marcos legales diferentes para tratamientos similares.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se enmarca dentro de la línea de actuación de la Asociación Técnica de Puertos y Costas del PIANC en España, a la cual los participantes de esta comisión agradecen la oportunidad que se les brinda. También se agradece el patrocinio de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, y la colaboración desinteresada del CEDEX, Iberinsa, Kv Consultores, Intecsa-Inarsa, en este proyecto tan atractivo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1985). Política de Costas. Plan de Actuaciones 1983-1990; Servicio de Publicaciones, Secretaría General Técnica del MOPU.
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (1989). Ley de Costas. The Shore Act; Servicio de Publicaciones, Secretaría General Técnica del MOPU.
Peña, J.M.y Sánchez, V. (2008). Asistencia técnica para la redacción de dos instrucciones para la Dirección General de Costas; Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX (informe nº 22-408-5-001 para la D.G. de Costas)

3.4. DINÁMICA Y GESTIÓN DE LOS SISTEMAS DUNARES

3.4.2. PROTOCOLO DE ACTUACIÓN PARA EL CONTROL DE ESPECIES EXÓTICAS INVASORAS DEL LITORAL DE LA COMUNIDAD VALENCIANA

L. Pérez[1], L. Alcácer[2], P. Andreu[2]

1. Demarcación de Costas en Valencia. buzon-dcvalencia@marm.es
2. Universidad Politécnica de Valencia.

INTRODUCCIÓN

La introducción de Especies Exóticas Invasoras (EEI) supone, tras la destrucción de los hábitats, el segundo problema ambiental por orden de magnitud que afecta a la Biosfera a escala global. Y constituye la segunda causa de pérdida de biodiversidad.

Los principales efectos negativos de las EEI sobre el medio natural son debidos a la gran capacidad de estas especies para transformar y modificar la estructura de los ecosistemas, provocando la extinción de especies nativas, debido a que las especies invasoras reducen la cantidad de luz, agua, nutrientes y espacio disponible para las especies nativas, por lo tanto se produce una pérdida de biodiversidad.

En el caso de la Comunidad Valenciana, la creciente intrusión de EEI vegetales en el sistema dunar costero, ha puesto en marcha la necesidad de realizar actuaciones con el fin de erradicar estas especies que perjudican el medio natural.

Por ello, la presente propuesta de protocolo se centra en la identificación, control, erradicación y gestión de las especies exóticas invasoras vegetales más abundantes que afectan al litoral español (Carpobrotus spp, Cortaderia selloana, Opuntia spp, Agave americana, Aloe spp, Yucca spp), así como otras especies que afectan especialmente a las costas valencianas (Arundo donax, Oxalis pescarpe, Ricinnus communis).

OBJETIVOS

Desarrollar un Protocolo de actuación para el Control de Especies Exóticas Invasoras en el Litoral de la Comunidad Valenciana, basado en:
- La elaboración de una Metodología de Inventario.
- La creación de índices para establecer la Prioridad de Actuación.
- Un diagrama de toma de decisión para la Elección del Método de Eliminación.
- El establecimiento de Medidas de control y gestión.

DESARROLLO DEL PROTOCOLO DE ACTUACIÓN PARA LA ERRADICACIÓN DE EEI

El inventario

Resulta necesaria la realización de un inventario previo a la eliminación de las especies invasoras. El inventario proporciona una información sobre el estado y extensión de las especies EEI en el ecosistema dunar, de manera que se pueda priorizar las zonas de mayor riesgo de invasión. Con las superficies y unidades inventariadas se consigue una estimación más exacta del coste de eliminación de cada una de las distintas EEI.

Por otro lado, entendiendo la eliminación de EEI como una estrategia global a medio o largo plazo, la realización de inventarios ayuda a definir la eficacia de

dicha estrategia, pudiendo comparar los datos obtenidos a lo largo de la franja costera y en el tiempo. Para ello, es imprescindible que exista una metodología de inventario, que consiga homogenizar los datos de todos los estudios, convirtiéndolos así en comparables. Pasos en la metodología:

1. Delimitación zona de estudio: Definir los límites de los inventarios es una de las principales tareas, ya que de ellos dependerá, en gran parte, el análisis posterior del estado de las EEI en un tramo de costa concreto.

   Estos límites, en ocasiones, deben ir más allá del Dominio Público Marítimo-Terrestre (DPM-T) ya que en las costas de la Comunidad Valenciana existe una estrecha relación entre el litoral y los usos particulares de la propiedad privada, en su mayoría; uso agrícola y urbano. Este último, es de vital importancia, ya que, en muchos casos, el ajardinamiento de casas particulares es una de las principales causas de la introducción de EEI en los ambientes costeros.

2. Especies a inventariar: Como se ha comentado en la introducción, el presente protocolo se centra en las especies invasoras más abundantes que afectan al litoral (Carpobrotus spp, Cortaderia selloana, Opuntia spp, Agave americana, Aloe spp, Yucca spp), y otras que también amenazan especialmente la costa valenciana (Arundo donax, Oxalis pes-carpe, Ricinnus communis).

3. Toma de datos: El cálculo del área ocupada se obtiene aplicando al área afectada un porcentaje de cobertura

   $$A_{ocupada} = (A_{afectada} * \% \text{ cobertura})/100$$

   Para tener un mayor control de cómo se distribuyen las EEI, es conveniente la utilización de sistemas de información geográfica (GPS), de manera que se puedan localizar las áreas afectadas quedando estos datos registrados para posteriores análisis.

   Otros datos que deben acompañar al inventario son: Grado de protección del ecosistema, sustrato, hábitat (tipo de formación dunar), presencia/abundancia de las plantas autóctonas, presencia de infraestructuras, estado de degradación del ecosistemas, otras observaciones.

4. Consideraciones para cada especie: Es importante considerar algunas variables de interés a la hora de establecer la eliminación con la elección del método, como sucede en el caso de la especie Agave americana que es aconsejable considerar como variable de decisión el estado de desarrollo de la planta ya que según su tamaño variará notablemente el coste de eliminación.

5. Determinación de prioridades de actuación: Es recomendable establecer una serie de prioridades desde el punto de vista del valor del ecosistema y las especies a efectos de minimizar el trabajo total a largo plazo y, por lo tanto, reducir el coste de la eliminación.

   En el presente protocolo se establecen cinco factores para la determinación de prioridades de actuación y cada uno de ellos se divide en diferentes categorías valoradas del 1 al 5; siendo 5 el máximo nivel de prioridad y 1 el mínimo, como se describe a continuación:

   · Abundancia de la especie (Ae); hace referencia al área ocupada (en Ha) por las EEI consideradas en el plan de eliminación. Para este factor se establece un rango de áreas ocupadas. A menor área afectada mayor rango de prioridad (es preciso actuar cuanto antes para evitar la proliferación excesiva).

   · Valor de los hábitats (Vh); representa el valor ecológico de los hábitats, su nivel de conservación o singularidad. Por ello, se considera el grado de pro-

tección asignado por las Administraciones competentes como indicador, constituyendo dos categorías. Las zonas protegidas serán las prioritarias.

· Accesibilidad a la zona (Az); incluye tanto la accesibilidad favorable para la realización de trabajos de eliminación (buenos accesos por carreteras principales, ancho de vía, lugares diáfanos y próximos para la ubicación de los contenedores durante el periodo de trabajo, etc.), lo que repercute directamente en una disminución de los costes de actuación, como el grado de accesibilidad por parte de personas usuarias de las zonas litorales que suponen un aumento del riesgo de propagación de EEI. Este factor se mide de forma cualitativa estableciéndose 4 categorías. A más accesibilidad mayor prioridad.

· Cercanía a edificaciones (Ce); describe de manera cualitativa la distancia entre las edificaciones (residencias, hoteles, complejos deportivos, etc.) y el tramo litoral que va a ser objeto del plan de erradicación de EEI, ya que éstas son una de las principales causas de la aparición y propagación de plantas invasoras. Por tanto, a mayor número de edificaciones y mayor cercanía a ellas, mayor prioridad de actuación, ya que existe mayor riesgo de propagación. De este modo, se establecen tres categorías.

Por último, cada factor se verá afectado por un coeficiente de ponderación (p), de esta manera se establece un peso distinto para cada componente del cuadro de prioridad y como resultado de la suma de cada categoría por su coeficiente se obtendrá un nivel de prioridad global (Pg). Los grados de prioridad se muestran en la Tabla 1.

$$Pg = SUMA\ (C_{Ae} * p_{Ae} + C_{Vh} * p_{Vh} + C_{Az} * p_{Az} + C_{Ce} * p_{Ce})$$

Pg > 4 (Prioridad máxima. Se debe actuar de forma muy urgente.
Pg > 3 (Prioridad alta. La zona también requiere de una actuación urgente.
Pg > 2 (Prioridad media. Requiere de una actuación a corto plazo.
Pg > 1 (Prioridad baja. Se actuará a medio plazo.
Pg = 1 (Prioridad mínima. Se establece una planificación de actuación a largo plazo.

Tabla 1. Grados de prioridad de actuación. Fuente; elaboración propia.

El valor de estos coeficientes se basa en las estrategias de control de EEI propuestas en la mayoría de países europeos, en los que el principal objetivo es la eliminación de EEI de los espacios protegidos, y en segundo lugar intervenir en las zonas donde aun no se han establecido las comunidades de especies exóticas invasoras. Por último, los dos últimos coeficientes se ponderan en relación al coste o viabilidad económica de una actuación de eliminación y el riesgo de introducción y proliferación por la cercanía de las edificaciones (Tabla 2).

FACTOR	CATEGORÍA (C)	COEFICIENTE DE PONDERACIÓN (p)
Área ocupada por la especie (Ha)		0.2
0 – 0.05	5	
0.05 – 0.10	4	
0.10 – 0.30	3	
0.30 – 1	2	
> 1	1	
Valor de los hábitats		0.5
Protegido (LIC o Microreserva…)	5	
Sin protección	1	
Accesibilidad a la zona		0.15
Muy accesible	5	
Bastante accesible	4	
Poco accesible	2	
Nada accesible	1	
Cercanía a edificaciones		0.15
Edificaciones cercanas y continuas	5	
Edificaciones cercanas y dispersas	3	
Sin edificaciones cercanas	1	

Tabla 2. Tabla para la determinación del grado de prioridad de actuación global (Pg). Fuente: elaboración propia.

En resumen, el máximo de prioridad se daría en terrenos que dispongan de algún tipo de protección por parte de la Administración (zonas LICs, microreservas, etc.), que se encuentren en una fase inicial de propagación de especies EEI, que presenten una accesibilidad elevada, y que estén cercanos o colindantes a edificaciones; con unos pesos respectivos del 50%, 20%, y 15% para los dos últimos factores.

Elección método de eliminación

Las medidas de prevención para el control de EEI son más efectivas que cualquier medida de erradicación. Sin embargo, cuando por ausencia o mala gestión falla esta prevención, la medida más directa es la eliminación. Ésta puede realizarse mediante métodos físicos, químicos, o biológicos.

El presente protocolo estima necesario acercar las posiciones sobre el uso de herbicidas en el control de EEI. Por ello, se ha creado un diagrama que ayude a la toma de decisión del método de eliminación de las especies exóticas invasoras teniendo en cuenta la naturaleza de las mismas (porte herbáceo o porte arbóreo/arbustivo) y las características del área de actuación.

Dando prioridad al método físico manual, por entenderse que es el menos agresivo para el medio, a excepción de los casos en los que se considera que la aplicación de un herbicida (método químico) o la utilización de maquinaria tiene claras ventajas económicas.

La elección del método de arranque, dependerá de la especie a eliminar (Ver Figura 1). Si se trata de especies de porte arbóreo o arbustivo (agave, aloe, yuca, cañas…) se utilizará maquinaria, siempre y cuando se trate de una actuación en una zona accesible para la misma, y en caso contrario (cuando la accesibi-

lidad sea muy baja) se utilizará maquinaria ligera con posterior aplicación de herbicida sistémico en los cortes.

En caso de especies de porte herbáceo (Carpobrotus, Oxalis…) se optará por el método físico y/o químico o una combinación de los mismos. De esta manera, en las áreas de elevado valor ecológico (áreas protegidas) en las que se aplique un tratamiento químico se propone que éste vaya acompañado de un arranque manual posterior, de este modo se evitará el aumento de residuos químicos en el suelo.

Como se ha comentado en el método químico, se recomienda de forma orientativa su empleo en zonas que carecen de cualquier tipo de protección ambiental; en lugares que van a ser afectados por una obra de carácter mayor, en zonas degradadas poco accesibles para el uso de maquinaria, o muy accesibles pero poco afectadas o en zonas que pese a estar bien conservadas, el elevado grado de superficie afectada por EEI o su distribución muy dispersa hacen que sea económicamente inviable el uso de métodos manuales.

En cuanto al método de eliminación físico con maquinaria, éste se reserva únicamente a zonas que presentan accesibilidad para la maquinaria, un área afectada por EEI lo suficientemente amplia para justificar su coste y que en ningún caso se trate de una formación dunar natural o protegida (a excepción de que en ella se vaya a llevar a cabo un proyecto de levantamiento por obra mayor) cuando se pretenda eliminar especies de porte rastrero. Si por el contrario, se pretende eliminar especies de porte arbóreo o arbustivo, se permite su uso en áreas protegidas y formaciones dunares naturales o de alto valor ecológico, siempre y cuando se seleccione la maquinaria adecuada con el fin de minimizar los daños.

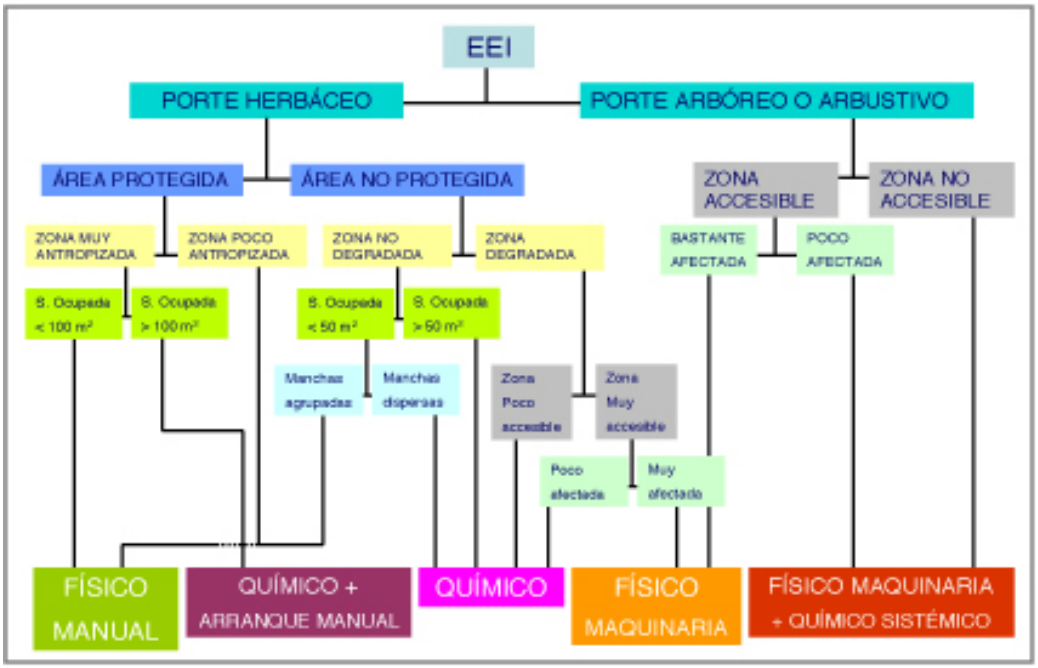


Figura 1. Diagrama toma de decisión del método de eliminación a aplicar según las características de la zona. Fuente; elaboración propia.

Por último, destacar que el presente protocolo apuesta por una metodología de control que favorezca el estado ecológico del litoral y que ésta no es incompatible con el uso controlado de herbicidas en algunos casos, ya que, al no disponer de un presupuesto ni un tiempo ilimitado, en muchas ocasiones, la falta de actuación conlleva un impacto negativo mayor al que pueda suponer la eliminación de EEI con métodos químicos.

Medidas de control y gestión

Otro de los objetivos del presente protocolo es ayudar en la toma de decisiones que ayuden a frenar la expansión de EEI en el litoral de la Comunidad Valenciana, para ello se han desarrollado una serie de medidas de control y gestión de EEI, que pretende servir de orientación, para futuros planes que desarrollen las administraciones competentes. Así, se establecen tres tipos de medidas; medidas preventivas, medidas de seguimiento y programas de restauración y conservación.

1. Medidas preventivas: La prevención para el control de especies exóticas invasoras es la opción más económica y efectiva, ya que una vez que se han asentado las EEI en un territorio, éstas son muy difíciles de erradicar. Con el fin de prevenir la invasión en primer lugar o detener la expansión de estas especies, el presente protocolo propone se pongan en marcha tres tipos de medidas de carácter; legislativo-administrativo, formativo específico y divulgativo.

Las medidas preventivas de carácter legislativo-administrativo se basan principalmente en la adquisición de responsabilidades y firma de compromisos por parte de todas las administraciones; estatales, autonómicas, provinciales y municipales. Para mejorar los planes de prevención de especies exóticas invasoras es necesario que las Autoridades Competentes creen fondos destinados; a investigar y desarrollar nuevos métodos de control de EEI, a la conservación y restauración de ecosistemas, a la adecuación de las zonas de acceso a las playas y al desarrollo de programas de divulgación.

Por otro lado, es imprescindible diseñar y poner en marcha un plan de prevención, estrechando el control en los potenciales puntos de entrada de especies invasoras, coordinando con las autoridades competentes.

Las medidas preventivas de carácter divulgativo deben centrarse en fomentar la educación ambiental y concienciación pública, para incrementar la responsabilidad ambiental ciudadana. De esta manera, se consigue una mayor participación ciudadana, y mayor implicación de la sociedad en problemas ambientales. Una ciudadanía informada y educada es el antecedente de una protección ambiental a largo plazo.

El presente protocolo aconseja la puesta en marcha de tres tipos de Campañas:

- Campañas de Comunicación Ambiental: para mantener a los ciudadanos informados sobre todas las actuaciones que se lleven a cabo en las costas valencianas para el control de EEI (a través de los medios de comunicación; televisión, radio, prensa, Internet, etc., y también de forma directa con la convocatoria de reuniones informativas, paneles…).
- Campañas de Educación Ambiental: con ellas se pretende, no sólo informar, sino formar a los ciudadanos. Por ello, es imprescindible adaptar esta formación a cada unos de los grupos que forman nuestra sociedad.

Como ejemplo de la creación de material que se debería facilitar y distribuir por los centros educativos o a través de la red, se recomienda la creación de un documento visual que incluya el reconocimiento de EEI, cómo actúan éstas frente al medio y cómo afectan al resto de especies autóctonas, las principales vías de propagación de exóticas en las costas valencianas, recomendaciones en cuanto a su sustitución en jardines privados por otras especies no perjudiciales, las buenas y malas prácticas de los ciudadanos frente a las invasoras, etc.

Por último, destacar la importancia de fomentar el contacto de las administraciones con diversas organizaciones ecologistas ya que muchas de ellas, posiblemente ya tendrán material disponible en el campo de EEI, especies amenazadas y biodiversidad que mediante acuerdos podrían prestar o incluso coordinarse para ofrecer ayuda en las campañas de sensibilización.

· Campañas de Mejora Ambiental: la participación ciudadana en las campañas de mejora ambiental es fundamental para poner en valor los ecosistemas costeros haciendo que todos los ciudadanos los sientan como propios y, por tanto, quieran respetarlos y salvaguardarlos de cualquier especie que amenace su diversidad. Por ello, es tan importante hacer partícipe a la sociedad en general de las acciones que las administraciones desarrollan para mejorar la ecología del litoral. Esta participación puede fomentarse desde el voluntariado ambiental; desarrollando acciones de sensibilización, vigilancia y colaboración en las acciones de arranque de EEI y revegetación de dunas.

Las medidas preventivas de carácter formativo específico se centran en la formación de personal relacionado directamente con la gestión de las costas (servicios de vigilancia y control, etc.) Esta formación pasa por organizar y facilitar la asistencia a cursos o conferencias en materia de identificación, control y gestión de EEI.

2. Medidas de seguimiento. Las medidas de seguimiento se deben desarrollar con posterioridad a la eliminación de EEI en una zona determinada. Consisten en hacer un seguimiento de la eficiencia del método de erradicación, observando con el paso del tiempo si se han producido rebrotes de las especies eliminadas, o si parte de las semillas que contenía el suelo han empezado a germinar.

A tal efecto, el presente protocolo recomienda la posterior revisión de las zonas donde se han llevado a cabo las tareas de erradicación de EEI, durante una serie de periodos que dependerán de la naturaleza de la especie eliminada del modo que se indica en Tabla 3.

Características de la especie	1ª revisión	2ª revisión	3ª revisión	4ª revisión
Reproducción por semillas o estolones aéreos	_	1 año	2 años	_
Reproducción por propágulos subterráneos	3 meses	1 año	2 años	3 años

Tabla 3. Periodos de repaso en las zonas donde se ha procedido al arranque de EEI, según las características de estas. Fuente; elaboración propia.

3. Programas de restauración y conservación. Los programas de restauración y conservación son claves en la gestión de EEI. Un ecosistema saludable, diverso y protegido es mucho más resistente a la amenaza de las EEI y por tanto una garantía de lucha contra su implantación en el medio. De este modo, tras la erradicación de especies exóticas invasoras se debe estimar la necesidad o no de restaurar la zona de actuación. Para ayudar en esta toma de decisiones, se propone de manera orientativa en qué casos se debería realizar una acción de restauración y en qué grado (Tabla 4).

Grado de afección resultado de la erradicación	Propuesta de restauración
Destrucción de la geomorfología dunar	Restauración dunar y revegetación
Retirada de grandes manchas de EEI que dejan el suelo desprovisto de vegetación	Revegetación
Retirada de pequeñas manchas en zonas sin vegetación autóctona cercana	Revegetación
Retirada de pequeñas manchas en zonas con vegetación autóctona cercana	No es necesaria ninguna propuesta de restauración

Tabla 4. Propuesta de restauración según el grado de afección tras la eliminación de las EEI. Fuente: elaboración propia

En cuanto a la realización de estas técnicas de restauración y revegetación se recomienda el seguimiento de la guía del "Manual de restauración de dunas costeras" publicado por el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino en 2009.

Por otro lado, la conservación de estos espacios, tanto naturales como artificiales debe basarse en medidas que mejoren el estado ecológico de las especies autóctonas como son: retirada de basuras, escombros en los espacios dunares, delimitación de los accesos a la playa, acordonar las zonas más frágiles y susceptibles al asentamiento de EEI, etc.

CONCLUSIONES

La introducción de EEI supone un grave riesgo para la biodiversidad de los hábitats más frágiles como son los ecosistemas costeros. Los cuales, por sus características, precisan de estrategias concretas de control y gestión de estas especies.

La propuesta de protocolo de actuación para el control de especies exóticas invasoras del litoral de la Comunidad Valenciana desarrollada en este trabajo, es una base metodológica que permitirá homogenizar las actuaciones de control y gestión de las EEI en los ecosistemas costeros, haciéndolas comparables entre sí y por tanto susceptibles de evaluar su eficacia.

La propuesta de protocolo de actuación para el control de especies exóticas invasoras del litoral de la Comunidad Valenciana es fácilmente aplicable a todos los ecosistemas litorales arenosos de la Comunidad Valenciana.

Además, pretende servir para sentar las bases del desarrollo de futuros protocolos de control y gestión de EEI en otras Comunidades Autónomas o en otros ecosistemas naturales.

3.4.5. AVANCE DE UNA DUNA COSTERA EN 24 HORAS

M. Navarro[1], J. Román-Sierra[2], J.J. Muñoz Pérez[2], G. Gómez Pina[2], L. Fages[2]

1. Departamento de Física Aplicada. Facultad de Ciencias del Mar y Ambientales. Universidad de Cádiz. Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real (Cádiz). marina.navarro@uca.es; jorge.roman@uca.es; juanjose.munoz@uca.es

2. Demarcación de Costas Andalucía Atlántico. C/ Marianista Cubillo, 7, 1106, Cádiz. ggomez@marm.es; lfages@marm.es

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Muchas de líneas de investigación actuales sobre sistemas dunares costeros se centran en gran medida en el estudio de la falta de movilidad eólica que presentan algunos de estos ecosistemas, lo cual puede derivar en importantes procesos erosivos en el litoral. Sin embargo, en otros sistemas dunares, el problema puede radicar en la pérdida de estabilidad y en el consiguiente incremento de movilidad.

En este sentido, las dunas costeras pueden ser tanto estabilizadas como removilizadas, en respuesta a cambios en la fuerza del viento (Levin et al., 2007). Se asume que para una tensión de viento extremadamente alta, la vegetación se destruye y las dunas se reactivan. En estos casos, como sucede en la duna de Valdevaqueros, estas superficies arenosas, que poseen grandes extensiones con pendientes de barlovento bastante constantes, suelen invadir otros ecosistemas adyacentes, como diferentes especies arbustivas, pinares, retamares, marismas, etc. (Cooper y McLaughlin, 1998) o incluso asentamientos humanos (Avis, 1989; Bate y Ferguson, 1996; Hertling y Lubke, 1999).

En las últimas décadas se han realizado numerosos estudios acerca de la movilidad de las dunas costeras, ya sean barjanes (Jiménez et al. 1999; Parteli et al. 2007), dunas longitudinales o en seif (Tsoar et al. 2004), parabólicas (Arens et al. 2004), transversales (Hesp et al. 2010), etc. A pesar de ello, casi todas estas investigaciones se basan en estudios a medio y largo plazo, durante meses, años o décadas, en función de la capacidad de transporte eólico sedimentario de cada sistema dunar. Por ello, debido a características especiales que presenta la zona de estudio (sistema dunar desestabilizado con presencia de fuertes y frecuentes vientos) y tras numerosas observaciones del comportamiento dunar in situ, así como una serie de seguimientos topográficos anuales (Muñoz-Pérez et al. 2009) y mensuales, que desvelaban una elevada actividad eólica, se planteó la necesidad de llevar a cabo un estudio que determinara el movimiento natural de las arenas a más corto plazo. Estas investigaciones han permitido determinar tasas reales de transporte de arena que la duna es capaz de experimentar durante sólo un día.

ZONA DE ESTUDIO

La presencia del Estrecho de Gibraltar conduce a un efecto de canalización de los vientos, lo que favorece, junto a otras causas, el desarrollo de importantes sistemas dunares como el de Bolonia y más al sureste, el de Valdevaqueros, ambos en el término municipal de Tarifa (Cádiz). La duna de Valdevaqueros se encuentra situada en la ensenada de su mismo nombre y se localiza a unos 10 km al oeste de Tarifa, en las coordenadas longitud 36º4'15"N y latitud 5º41'30"W (Figura 1). La ensenada es una bahía en Z formada por unos 4 km de playa con una orientación NO-SE. La zona está sujeta a condiciones micro-meso mareales, con valores medios de 1,5 m en mareas vivas y 0,5 m en muertas, debido a la disminución paulatina del rango de marea conforme nos acercamos al Estrecho de Gibraltar. Debido a las fuertes condiciones eólicas que se dan en esta zona hacen que represente un paraíso para los amantes del windsurfing y más recientemente del kitesurfing.



Figura 1. Localización de la zona de estudio

La duna activa de Valdevaqueros tiene una longitud de unos 700 metros y una anchura de aproximadamente 300 m, y se encuentra sujeta a un continuo movimiento provocado por los frecuentes vientos de levante. La zona de estudio se encuentra en un ambiente en el que interactúan varias unidades ambientales (como la playa, con una anchura media de unos 120 m, el río valle, una laguna estacional, un pinar de reciente plantación) y antrópicas (la carretera a Punta Paloma, la carretera nacional hacia Tarifa, un aparcamiento con forma de catavinos y un camping situados frente a la playa. La duna activa de Valdevaqueros ha sido objeto de numerosas actuaciones de restauración y regeneración (mediante instalación de captadores de arena y plantaciones), con la finalidad de minimizar su avance y evitar así la invasión de sus arenas hacia la carretera, actualmente situada junto a la cara de avalancha de la duna (Navarro et al. 2011). A pesar de que estas técnicas de restauración suelen tener mucho éxito en el desarrollo natural de los ecosistemas dunares (Ley et al. 2007), la duna de Valdevaqueros ha seguido avanzando muy rápidamente. La situación de la duna de Valdevaqueros en 2010 puede observarse en la Figura 2.



Figura 2. Situación de la duna de Valdevaqueros en 2010.

La sección de la duna se caracteriza principalmente por un pie de duna que conecta con la playa, una cara de barlovento con una pendiente moderada, la cresta y la cara de sotavento que comunica con la carretera y el pinar.

METODOLOGÍA

Coincidiendo con la previsión de intensos vientos de levante, se planificó un seguimiento topográfico de 24 horas de duración, concretamente entre el 14 y el 15 de Agosto de 2009. La campaña se llevó a cabo tomando levantamientos con GPSD consecutivos cada hora durante las horas de luz y cada dos horas durante la noche, con el fin de determinar los cambios morfológicos y volumétricos del perfil dunar a muy corto plazo (Figura 3a). Asimismo, se instaló una trampa de arena de fabricación propia durante 30 minutos en tres puntos característicos de una sección transversal de la duna: cresta, cara de barlovento y pie de duna con el fin de obtener las tasas reales de transporte así como un perfil granulométrico dunar a distintos niveles. La trampa, de 50 cm alto x 20 cm ancho x 40 cm de profundidad, que constaba de 5 niveles de dimensiones 10x20 cm, colocados de 0 a 10 cm, de 10 a 20, de 20 a 30, de 30 a 40 y de 40 a 50 cm por encima de la superficie dunar.



Figura 3. a) Levantamientos sucesivos del perfil dunar. b) Colocación de la trampa de arena en distintos puntos del perfil.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados derivados de los levantamientos sucesivos durante un intervalo de 24 horas mostraron cambios significativos en el borde de la cresta dunar en relación con el resto del perfil (Figura 4). El borde dunar se limita por un margen brusco que coincide en muchos casos, sobre todo en barjanes, con la cresta dunar (Herrmann et al. 2005) y separa la cara de deslizamiento o avalancha de la cara de barlovento. Como en el caso estudiado por Olivier y Garland (2003), las secciones transversales muestran que los cambios de altura mayores suelen ocurrir justo en el borde de la cresta o cerca de ella.

Teniendo en cuenta que durante este seguimiento de 24 horas la duna sólo ha experimentado cambios volumétricos producidos por la dinámica eólica, se ha calculado que el perfil ha presentado una acreción total de 22,25 $m^3\ m^{-1}$ $día^{-1}$, de los cuales unos 10 $m^3\ m^{-1}\ día^{-1}$ se detectaron en la zona del borde de la cresta dunar.

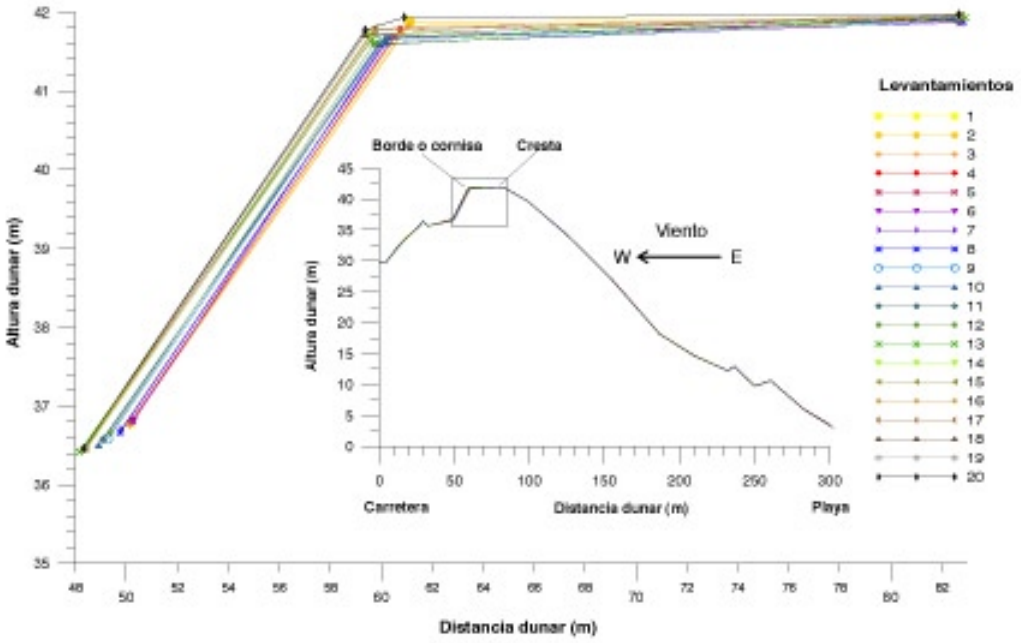


Figura 4. Evolución del borde de la cresta en relación al perfil dunar durante el seguimiento de 24. La campaña fue realizada durante 24 h bajo fuertes vientos de levante.

Con el fin de comparar el desarrollo tanto horizontal como vertical de la duna en distintos puntos del perfil, se han medido las variaciones en los puntos centrales del pie de duna, cara de barlovento, borde o cornisa de la cresta dunar y la cara de avalancha o de sotavento entre cada levantamiento. Dichas distancias han sido determinadas mediante el método euleriano, salvo los desplazamientos de la cresta dunar, que se han calculado mediante el método lagrangiano.

Según los resultados representados en la Figura 5, el borde de la cresta dunar y la cara de avalancha se han desplazado hacia el interior aproximadamente 1,75 metros tan sólo 24 horas después del inicio de la campaña. Esto significa que la tasa de avance dunar en estos puntos ha sido de 7,3 cm h^{-1} durante el temporal de levante. Como resultado del avance de la cresta, se ha obtenido una tasa de transporte de arena de 10,25 m^3 m^{-1} $día^{-1}$ que se efectuó desde el borde de la cresta dunar a la cara de avalancha o deslizamiento. Por el contrario, el pie de duna y la cara de barlovento han mantenido su posición e incluso han tendido a extenderse algunos pocos centímetros hacia la playa durante todo el seguimiento. Según Tsoar (1985), teniendo en cuenta que la cara de barlovento alcanza un régimen estacionario y que la cara de deslizamiento avanza a un ritmo más elevado, el resultado es de un mayor avance del borde o cornisa en relación al resto de la cresta. De este modo, se identifica con el hecho de que cada duna sujeta a vientos unidireccionales muestra un perfil de régimen estacionario, manteniendo la forma y el tamaño a medida que la duna avanza.

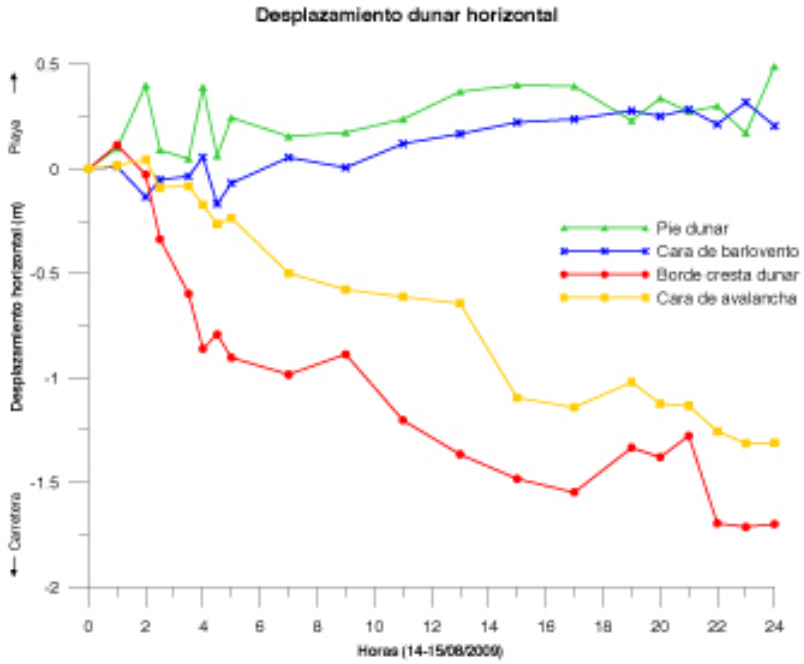


Figura 5. Desplazamiento horizontal en las principales zonas del perfil dunar durante el seguimiento de 24h.

En la Figura 6 se muestran dos fotografías tomadas durante el seguimiento a muy corto plazo tras la colocación de una estaca de madera en el borde de la cresta dunar. En la primera se aprecia un avance dunar de aproximadamente 20 cm tan sólo 2 horas después y en la segunda de 1 m unas 10 horas después de la fijación del punto de referencia.



Figura 6. Avance del borde de la cresta dunar tras la colocación de la estaca de madera: a) Transcurridas unas 2 horas; b) Transcurridas 10 horas

En cuanto al desplazamiento vertical (Figura 7), el pie de duna y la cara de barlovento vuelven a mantener prácticamente su altura, mientras que la cresta dunar se ha reducido 30 cm en altura y la cara de avalancha ha crecido 60 cm. Esto coincide con los resultados del desplazamiento horizontal, ya que la cresta dunar pierde arena en altura para avanzar hacia tierra adentro. De hecho, Watson (1987) señaló que las dunas no pueden aumentar indefinidamente en altura en zonas de vientos unidireccionales, ya que el área de la cresta dunar siempre estará en proceso de erosión. Además, tal como apuntaba Van Dijk et al. (1999) los vientos unidireccionales, (al contrario con lo que sucede si se tratara de vientos con direcciones cambiantes) son más efectivos a la hora de producir un brusco aumento del transporte en la cresta dunar, lo que provoca un descenso relativo de su altura.

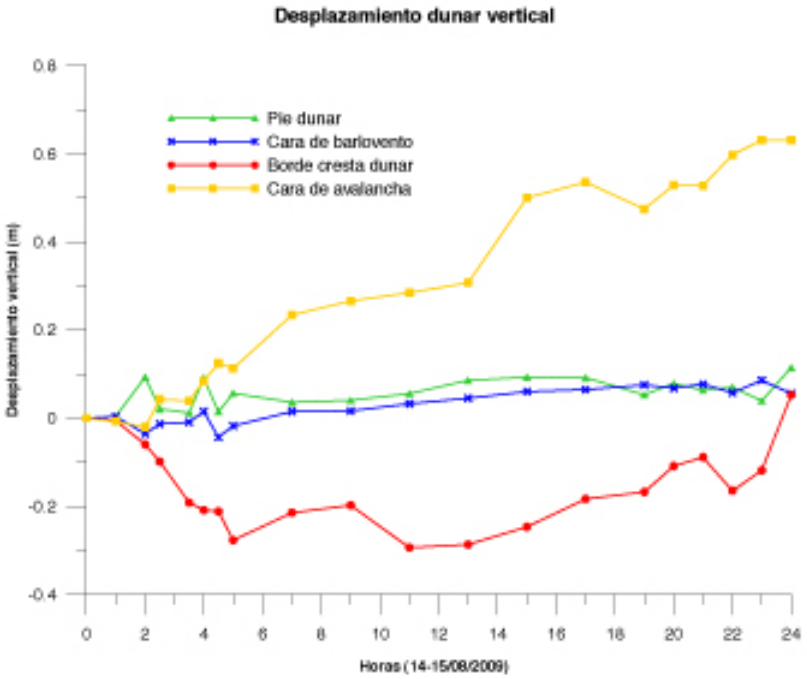


Figura 7. Desplazamiento vertical en las principales zonas del perfil dunar durante el seguimiento de 24h.

En cuanto a los resultados obtenidos tras la medición y análisis granulométrico de la arena captada por la trampa de arena, se ha comprobado que el volumen de sedimentos retenido en la cresta dunar es prácticamente el doble que el observado en la cara de barlovento y más de 6 veces mayor al retenido en el pie de duna. Además, el diámetro medio de la arena (D50) retenida en cada nivel muestra tamaños medios de grano relativamente mayores en el pie de duna que en la cara de barlovento o en la cresta dunar.

Tal como se deduce de la Figura 8a, de un total de 1,3 kg recogidos por la trampa de arena en el pie de duna durante media hora, casi la mitad han quedado retenidos en los primeros 10 cm por encima de la superficie dunar. El resto ha ido acumulándose de forma exponencialmente negativa con la altura (Figura 8b), hasta obtenerse un 6% del total en el último nivel, entre los 40 y 50 cm. La granulometría de la arena recogida en el pie de duna demuestra que el tamaño medio de grano disminuye paulatinamente al aumentar la altura, de modo que se han encontrado valores de D50 de 0,33 mm de los 0 a 10 cm y de 0,29 mm entre los 40 y 50 cm de altura.

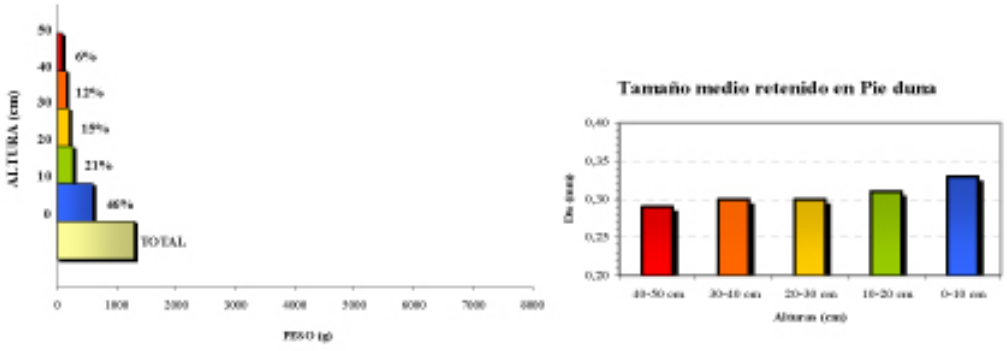


Figura 8. a) Distribución de pesos retenidos por la trampa de arena en el pie de duna durante 30 minutos. b) Tamaño medio (D50) de la arena recogida en cada nivel de la trampa de arena en el pie de duna.

En la cara de barlovento el volumen total de sedimento desplazado durante 30 minutos ha sido de 4,43 kg, de los cuales más de la mitad ha sido retenido en los primeros 10 cm y más del 75% del peso total en los primeros 20 cm (Figura 9a). En el último nivel (40-50 cm) se ha acumulado el 5%. El tamaño medio de grano (D50) ha ido descendiendo progresivamente al aumentar la altura, encontrándose valores de entre 0,28 y 0,31 mm, de modo que los granos más finos han sido transportados por suspensión a mayor altura (Figura 9b).

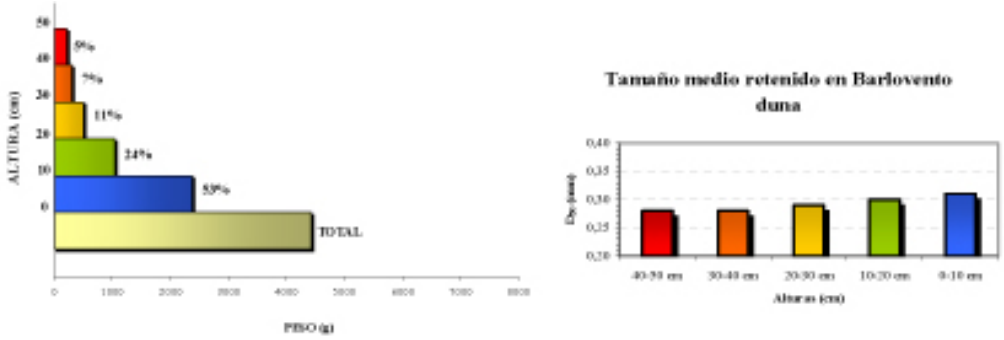


Figura 9. a) Distribución de pesos retenidos por la trampa de arena en la cara de barlovento durante 30 minutos. b) Tamaño medio (D50) de la arena recogida en cada nivel de la trampa de arena en la cara de barlovento.

En cuanto a la cresta dunar, se ha llegado a recoger casi 8 kg de arena en tan sólo media hora (Figura 10a). La distribución del sedimento en función de la

altura ha sido relativamente más homogénea que en el pie o en la cara de barlovento, acumulándose un 38% en los primeros 10 cm (Figura 10b). Los porcentajes acumulados en los niveles superiores también han sido mayores que en las otras dos zonas del perfil, lo que demuestra que el transporte en la cresta se produce de forma masiva y a lo largo de un mayor rango de alturas. Los resultados granulométricos de la arena retenida en cada nivel de la trampa situada en la cresta han sido bastante similares, lo que nos da idea de que los materiales que se transportan hasta la cresta están bastante bien clasificados, con un D50 de 0,28 mm en todos los niveles excepto en los primeros 10 cm, donde se ha encontrado arena ligeramente más gruesa (0,29 mm).

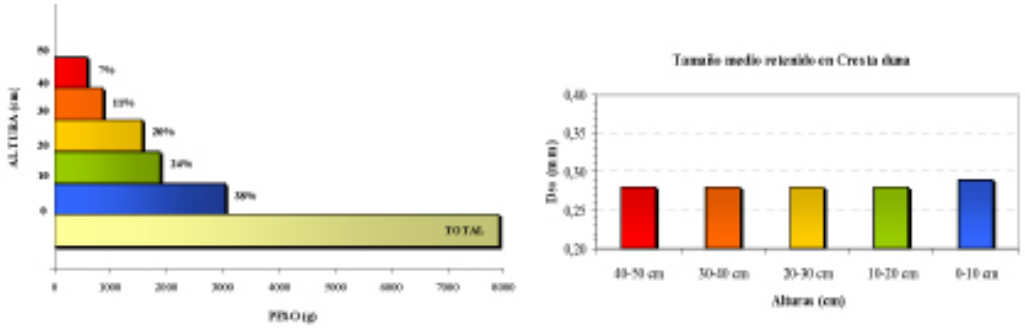


Figura 10. a) Distribución de pesos retenidos por la trampa de arena en la cresta durante 30 minutos. b) Tamaño medio (D50) de la arena recogida en cada nivel de la trampa de arena en la cresta.

CONCLUSIONES

Tras un seguimiento topográfico intensivo del perfil dunar durante un periodo de 24 horas se ha determinado que al alcanzar su máxima elevación en la cresta, ésta tiende a reducir su altura a favor de un desplazamiento horizontal tierra adentro. Estos cambios son incluso apreciables a escala horaria, donde se ha comprobado que el avance dunar es mucho más significativo (escala métrica) en la zona del borde de la cresta y en la cara de avalancha a sotavento que en el resto del perfil. De este modo, la duna experimentó una acreción total del perfil de 22,25 m3 m-1 día-1, casi la mitad de los cuales se detectaron tan sólo en el borde de la cresta dunar.

A partir del análisis de los datos obtenidos in situ mediante la instalación de la trampa de arena durante un temporal de levante, se ha obtenido que el volumen de arena retenido depende en gran medida de la zona del perfil transversal de la duna, siendo éste máximo en la cresta, seguido por la cara de barlovento y el pie dunar. Además, alrededor del 50% del transporte sedimentario ocurre en los primeros 10 cm por encima de la superficie dunar, donde el tamaño medio de grano tiende a descender con la altura (D50= 0,33 - 0,28 mm), excepto en la cresta, donde los sedimentos que alcanzan este punto se encuentran muy bien clasificados.

REFERENCIAS

Arens, S. M., Slings, Q. y de Vries, C.N., 2004. Mobility of a remobilised parabolic dune in Kennemerland, The Netherlands. *Geomorphology* 59, I. 1-4, 175–188.

Avis, A.M., 1989. A review of coastal dune stabilization in the Cape Province of South Africa. *Landscape and Urban Planning*, vol. 18, I.1, 55-68.

Bate, G. y Ferguson, M., 1996. Blowouts in coastal foredunes. Landscape and Urban Planning 34, Issues 3-4, 215-224.

Cooper, J.A.G. y McLaughlin, S., 1998. Contemporary multidisciplinary approaches to coastal classification and environmental risk analysis. *J. of Coastal Re-*

search, 14(2), 512-524.

Hertling, U.M. y Lubke, R.A., 1999. Use of Ammophila arenaria for Dune Stabilization in South Africa and Its Current Distribution—Perceptions and Problems. *Environmental Management* 24, No. 4, 467–482.

Hesp. P.A., Martínez, M., Miot da Silva, G., Rodríguez-Revelo, N., Gutiérrez, E., Humanes, A., Laínez, D., Montaño, I., Palacios, V., Quesada, A., Storero, L., González, G. y Trochine, C., 2010. Transgressive dunefield landforms and vegetation associations, Doña Juana, Veracruz, México. *Earth Surface Processes and Landforms* n/a. doi: 10.1002/esp.2035.

Jiménez, J.A., Maia, L.P.,Serrà, J., Morais, J., 1999. Aeolian dune migration along the Ceará coast, north-eastern Brazil. *Sedimentology* 46, 689-701

Ley, C., Gallego Fernández, J.B. y Vidal Pascual, C., 2007. Manual de restauración de dunas costeras, 2007. *Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Costas.*

Levin, N., Kidron, G.J. y Ben-dor, E., 2007. A field quantification of coastal dune perennial plants as indicators of surface stability, erosion or deposition. *Sedimentology*, 55(4), 751-772.

Muñoz-Pérez, J.J., Navarro, M., Román-Sierra, J., Tejedor, B., Rodríguez, I. y Gomez-Pina, G., 2009. Long-term evolution of a transgressive migrating dune using reconstruction of the EOF method. *Geomorphology* 112, 167–177.

Navarro, M., Muñoz-Pérez, J.J., Román-Sierra, J., Tsoar, H., Rodríguez, I. y Gómez- Pina, G., 2011. Assessment of highly active dune mobility in the medium, short and very short term. *Geomorphology* 129 (1-2), 14-28.

Parteli, E. J. R., Durán, O., Herrmann, H.J., 2007. Minimal size of a barchan dune. *Phys*. Rev. E 75, 011301.

Tsoar, H., 1985. Profiles analysis of sand dunes and their steady state signification. Geographiska Annaler. *Series A, Physical Geography* 67, nº ½, 47-59.

Tsoar, H., Blumberg, D.G. and Stoler, Y., 2004. Elongation and migration of sand dunes. *Geomorphology* 57, 293–302.

Van Dijk, P.M., Arens, S.M. y Van Boxel, J.H., 1999. Aeolian processes across transverse dunes. II: Modelling the sediment transport and profile development. *Earth Surface Processes and Landforms* 24, 319-333.

Watson, A. 1987. Discussion: variation in wind velocity and sand transport on the windward flanks of desert sand dunes. *Sedimentology* 34, 511-20.

3.4.6. DISEÑO EXPERIMIENTAL Y SEGUIMIENTO DE CAPTADORES PARA LA REGENERACIÓN DE LA DUNA COSTERA DE PLAYA DEL INGLÉS (GRAN CANARIA)

E. Fernández-Cabrera[1], N. Cruz[1], A.I. Hernández-Cordero[2], M. Viera[2], L. Hernández-Calvento[1], E. Pérez-Chacón[1]

1. Grupo de "Geografía Física y Medio Ambiente". Departamento de Geografía-Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, C/Pérez del Toro, 1 35003, Las Palmas de Gran Canaria. efernandez@becarios.ulpgc.es

2. Doctorando Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de dunas litorales constituyen barreras naturales que protegen la costa de la erosión marina. En el desempeño de esta función es clave la duna costera (anteduna o *foredune*), que suele estar formada por un conjunto de dunas paralelas a la costa, normalmente en forma de cordones. Esta geoforma es generada a partir de distintas especies vegetales, desde herbáceas hasta arbóreas, presentes de forma habitual en los sistemas de dunas de prácticamente todas las latitudes. Estas especies, al localizarse en contacto con la playa alta, representan el primer obstáculo permanente con el que se encuentran las arenas que acceden desde el mar.

En ambientes semiáridos, como los de las costas de las islas Canarias, con precipitaciones anuales inferiores a 100 mm, se reduce considerablemente el número de especies vegetales adaptadas a vivir en estas zonas. Cuando los aportes sedimentarios son abundantes, tan sólo unas pocas especies, como el arbusto *Traganum moquinii*, aparecen conformando la duna costera. Su morfología se caracteriza por un conjunto de montículos aislados (figura 1) que, al situarse en varias líneas, dan un aspecto de continuidad espacial. Debido a esta disposición compartimentada, la duna costera que se desarrolla en los principales sistemas de dunas de Canarias (como El Jable, en Lanzarote; Maspalomas, en Gran Canaria; o Corralejo, en Fuerteventura), así como en otros ambientes semiáridos del entorno geográfico de las Islas, es más frágil ante la erosión marina; a diferencia de lo que sucede en los sistemas de dunas de las regiones templadas (Hernández-Calvento et al., 2009). Al mismo tiempo, esta disposición posibilita el desarrollo de campos de dunas móviles a sotavento de la duna costera.



Figura 1. Duna costera de El Jable, en Famara (Lanzarote)

La duna costera de Maspalomas, localizada en la playa alta del Inglés (zona de entrada de sedimentos al campo de dunas), y área de estudio de este trabajo, está formada por montículos aislados, asociados exclusivamente a ejemplares de *Traganum moquinii* (figura 2). Tras esta geoforma se desarrollan dunas barjanas y cordones barjanoides y transversales, característicos de este campo de dunas móvil, Constituye un paisaje de calidad, con un alto interés socio-económico, pues su imagen ha sido ampliamente utilizada en la promoción turística de las islas. No obstante, coincidiendo con el desarrollo de la actividad turística

en el entorno de este sistema, se han identificado cambios significativos que podrían suponer la desaparición de esta imagen icónica en menos de un siglo (Hernández-Calvento, 2006; Pérez-Chacón et al., 2007; MMA, 2007b). Una de estas transformaciones se identifica, precisamente, en los sectores de la duna costera localizados al sur de playa del Inglés, donde esta geoforma se encuentra actualmente fragmentada en tres subunidades, no existiendo continuidad espacial entre los distintos montículos que la forman (MMA, 2007b). Esta rotura se debe, fundamentalmente, a la presión continuada de los usuarios de la playa, que utilizan los montículos vegetados como zona de estancia. La instalación de goros (estructuras cortavientos construidas con cantos de playa), tanto en el interior como en las proximidades de las plantas, ha supuesto una limitación importante para el desarrollo y la expansión de la especie, especialmente por la tala a la que se ve sometida en muchas ocasiones. También el pisoteo continuo del entorno ha imposibilitado, al menos en parte, el crecimiento de nuevos brinzales. A todo ello se suma el uso de estos ejemplares vegetales como urinarios improvisados, actividad que ha supuesto su deterioro y, en algunos casos, su muerte. De esta forma, la reducción del número de ejemplares de *Traganum moquiniii* durante el desarrollo turístico alcanza la cifra de casi el 40% (Hernández-Cordero et al., 2008). Con ello también se ha visto reducida la capacidad de la vegetación para retener sedimentos, cuestión fundamental para la formación de la duna costera., Este hecho, unido a la propia alteración morfológica que supone el continuo trasiego de usuarios en la playa alta, ha determinado una importante degradación de la duna costera, lo que representa actualmente uno de los principales problemas ambientales del campo de dunas Maspalomas (MMA, 2007b).



Figura 2. En el recuadro se localiza el área de estudio. En su interior se ha resaltado la distribución de la duna costera, donde se puede constatar la fragmentación que presenta actualmente.

Ante esta problemática, que supone la destrucción de la barrera protectora frente a la erosión costera y la sustitución de dunas móviles por geoformas erosivas, el Estudio Integral de la playa y dunas de Maspalomas (Gran Canaria), (MMA, 2007b), plantea como medida clave el mantenimiento del equilibrio en el balance entre aportes sedimentarios y tasas de transporte. Para ello, las actuaciones específicas que se recomiendan son: (i) la repoblación de la playa alta con ejemplares de Traganum moquinii, con la que se pretende la reconstrucción de la duna costera y el refuerzo de su papel como generadora de dunas barjanas; y (ii) la instalación de captadores de arena, para la protección de las plantaciones de Traganum moquinii, como apoyo en la regeneración de esta geoforma. Se plantea la necesidad de acometer simultáneamente ambas actuaciones, con el fin de asegurar su efectividad. Al mismo tiempo, con la ejecución de estas medidas, la playa del Inglés podría funcionar como un laboratorio que permitiera diseñar estrategias de regeneración en otros sistemas con problemáticas semejantes.

OBJETIVO

Considerando estos antecedentes, la estrategia de regeneración llevada a cabo en la duna costera de playa del Inglés ha consistido en la instalación de dos

modelos de captadores de arena, y en la plantación de ejemplares de Traganum moquinii a sotavento de algunos captadores. Para valorar la efectividad de ambos modelos de captador, se ha realizado un protocolo de seguimiento consistente en la toma de medidas en el campo, quincenalmente, durante el período comprendido entre diciembre de 2008 y febrero de 2010. El objetivo de este trabajo consiste en mostrar los resultados relativos al seguimiento de ambos modelos, comparando su capacidad para formar dunas costeras.

METODOLOGÍA

Modelos de captador

Los modelos experimentales establecidos difieren en cuanto a su diseño (tabla 1) y ubicación (figura 3), y fueron instalados por la empresa pública GESPLAN. El primero de ellos (captadores interiores) fue propiciado por el Cabildo de Gran Canaria, siguiendo las recomendaciones del Manual de restauración de dunas costeras (MMA, 2007a). Consistió en la ubicación de dos conjuntos de captadores, a una distancia media de 230 m de la línea de costa, en la zona de contacto entre la superficie de deflación de playa del Inglés (lugar en el que el transporte sedimentario eólico se manifiesta como depósitos móviles que adquieren la forma de dunas barjanas y láminas de arena) y los primeros cordones barjanoides. Ambos conjuntos están constituidos por tres hileras lineales paralelas de captadores de mimbre, de unos 45 m de longitud y 180 cm de altura, separadas entre ellas unos 10 m y colocadas de forma transversal a los vientos efectivos. El objetivo fundamental de este diseño era la generación de varios cordones de dunas paralelos, característicos de las dunas costeras de las zonas templadas.

Por su parte, el diseño realizado por la ULPGC (captadores costeros), considera las particularidades de los sistemas de dunas de Canarias (Hernández-Calvento et al., 2009) en general, y las características propias de Maspalomas en particular. Consistió en colocar cuatro conjuntos de captadores, ubicados a unos 50 m de la línea de costa, justamente en la zona donde la duna costera se encuentra fragmentada por la alteración de la vegetación. Cada conjunto está constituido por dos hileras semi-curvas (con convexidad hacia la línea de playa) de captadores de mimbre, con una longitud de unos 2 m y 180 cm de altura, y una separación de unos 4 m entre las hileras, colocadas de forma transversal a los vientos efectivos, NE-SO. Este diseño intenta recrear las características de las dunas en montículos, ya que éstas forman la particular y frágil duna costera de Maspalomas. El experimento se completaba, en estos últimos captadores, con la plantación a sotavento de cada conjunto de 2 ejemplares de *Traganum moquinii* a una distancia de entre 2 y 5 metros de cada captador (8 individuos en total), más otros 14 ejemplares situados a una distancia mayor, entre 14 y 53 metros y, por tanto, alejados de la influencia de los captadores. La finalidad es que el crecimiento de las plantas contribuya a mantener las dunas que se formen a partir de los captadores. En el momento de su plantación, las plantas tenían una altura media de 13 cm.



Figura 3. Localización de los conjuntos de captadores.

	Organismo	Nº Conjunto Captadores	Localización	Hileras					Nº de balancones plantados
				Número	Altura	Longitud	Distancia	Forma	
Modelo Interior	Cabildo de Gran Canaria	2	Superficies de deflación de Playa del Inglés (230 m de distancia con respecto a la línea de costa)	3	1,80 m	45 m	10 m	Lineal	0
Modelo Costa	ULPGC	4	Duna costera (50 m de distancia con respecto a la línea de costa)	2	1,80 m	2 m	4 m	Curva	4 por cada captador más 14 individuos no asociados a los captadores)

Tabla 1. Comparación de modelos de captador

Protocolo de seguimiento

Con el objetivo de valorar la efectividad de los dos modelos de captadores, se estableció un protocolo de seguimiento. Éste consistió en la toma de medidas en campo de aspectos significativos el efecto de los captadores en la retención de arena y la formación de nuevas dunas. Los datos se tomaron con una periodicidad quincenal durante un año y dos meses, entre diciembre de 2008 y febrero de 2010. En ambos modelos se midió la altura de la parte aflorante de una serie de barillas, tomadas como referencia en cada hilera de captador. Así, conocida la altura inicial de dichas barillas, las medidas tomadas permitían estimar su enterramiento y, con ello, la altura de la acumulación generada en la base de cada hilera. De forma complementaria, teniendo en cuenta las particularidades de ambos modelos en cuanto a su localización y diseño, se registraron mediciones específicas para cada uno de ellos. En cuanto a los captadores interiores, se midió la distancia entre las hileras de captadores y el pie de la cara de avalancha de la duna barjana más próxima. De este modo, se pueden extraer conclusiones sobre el efecto del captador en el avance de la duna. Por lo que respecta a los captadores costeros, su seguimiento consistió en la medición de la altura de las acumulaciones de arena formadas tanto entre la primera y la segunda hilera, como a sotavento de esta última. Finalmente, también se realizó el seguimiento de cada plántula de *Traganum moquinii*, midiendo la altura y el diámetro (mayor y menor) de cada ejemplar, de forma que se pudiera analizar la evolución del crecimiento de las mismas.

RESULTADOS

Los resultados obtenidos para los captadores del interior muestran su capacidad para frenar el avance de las dunas. El caso más significativo es el del conjunto situado al norte (figura 4). La duna barjana de referencia, que en la primera toma de datos se encontraba a una distancia de unos 14 metros de la primera hilera de captadores, alcanza en tres meses el conjunto. De haber continuado su avance a esa velocidad (habitual, por otra parte, para este tipo de dunas en este ambiente: ver Ojeda et al., 2007), la duna habría recorrido una distancia de unos 70 m durante el período de observación. Sin embargo, durante este período únicamente se desplazó 30 m. De forma simultánea se produce un cambio significativo en la morfología de las dunas a su paso por el conjunto de captadores, de forma que pierden la morfología característica de las barjanas,

para convertirse en láminas de arena. El definitiva, el efecto de este conjunto de captadores, dada su ubicación, es la ralentización de las dunas a costa de una transformación morfológica, que implica su estiramiento, al quedar las arenas atrapadas por las hileras de captadores (figura 5).

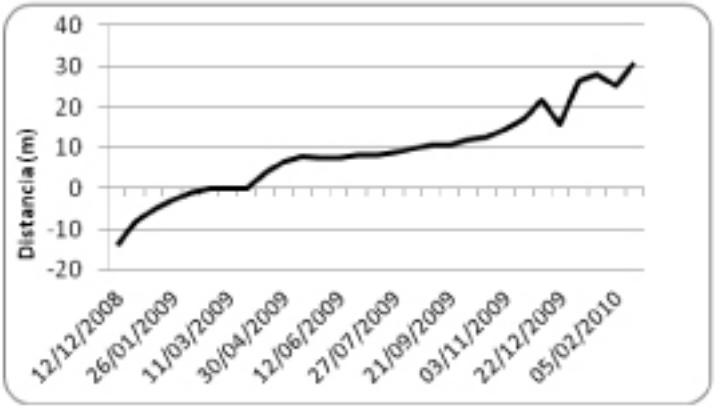


Figura 4. Medición de la aproximación de la duna barjana al captador interior norte.

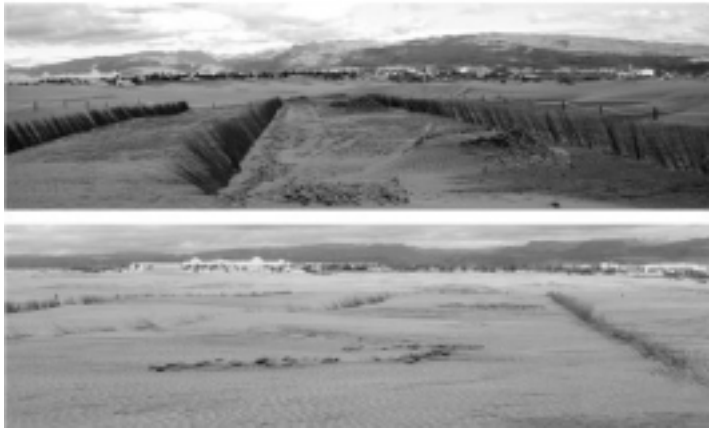


Figura 5. Vista general del conjunto de captadores interiores ubicados más al norte en 12/12/2008 (arriba) y en 20/02/2010 (abajo). Nótese en la parte de la derecha de la imgen superior el frente de la duna barjana que se aproxima.

En cuanto a los conjuntos de captadores costeros, constatamos su capacidad para formar nuevas dunas, pues van atrapando paulatinamente las arenas que llegan desde la playa. La primera acumulación se genera normalmente detrás de la primera hilera de captadores, aunque la acumulación que se forma a sotavento de la segunda alcanza, por lo general, un mayor desarrollo (se muestran resultados para algunos de los conjuntos en las figuras 6, 7 y 8). Al final del período de seguimiento, estos conjuntos también acumularon sedimentos delante de la primera hilera de captadores, como consecuencia de vientos efectivos de componente SO que se registraron ocasionalmente durante el periodo estudiado. Observamos asimismo que la orientación de los captadores, con respecto a los vientos efectivos, se manifestó como un aspecto clave. Esto se evidencia en el caso del captador costero N2, que permaneció la mayor parte del tiempo sin generar acumulación a sotavento de la primera hilera, pues se ubicó orientado de forma ligeramente diferente al resto, transversal a la dirección E-O (figura 7). Por otra parte, resultó interesante el hecho de que el conjunto N3 no sólo diera lugar a la acumulación esperable, sino también a una duna parabólica formada conjuntamente con un balancón cercano al captador.

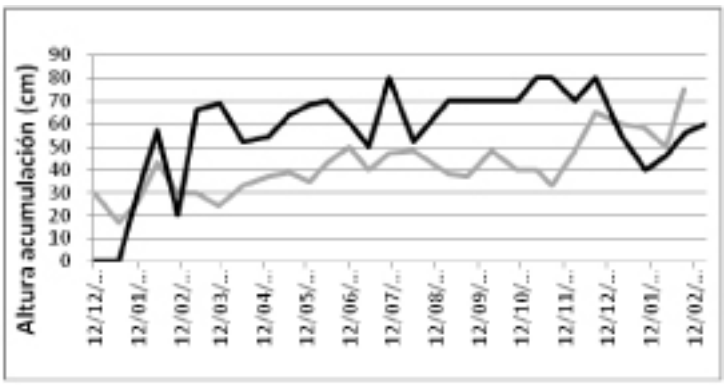


Figura 6. Evolución de la altura de las acumulaciones en el conjunto de captadores N1.

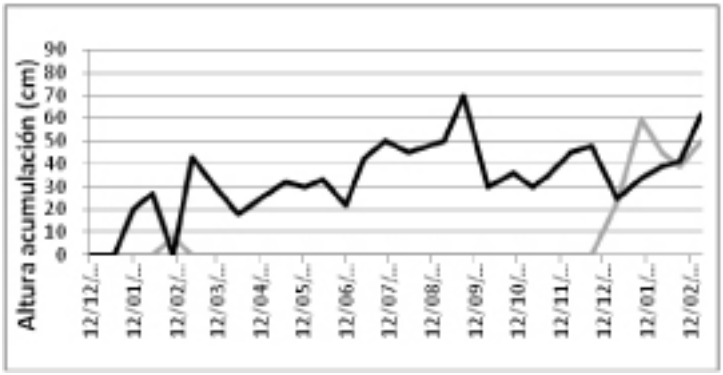


Figura 7. Evolución de la altura de las acumulaciones en el conjunto N2.

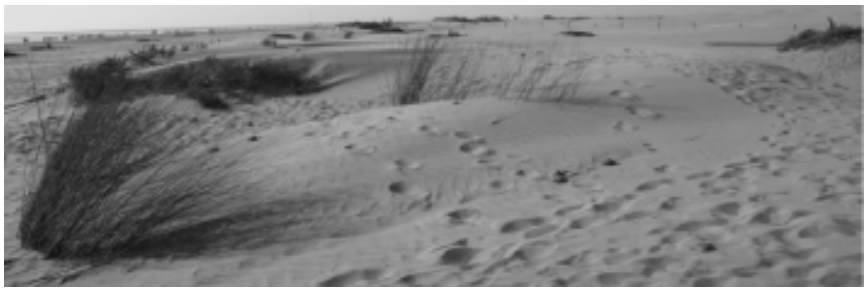


Figura 8. Vista general del conjunto N3 con fecha 23/02/2009. Nótense las acumulaciones generadas a sotavento de las líneas de captadores.

Por lo que respecta a los balancones, la pervivencia fue prácticamente nula. Esta alta mortalidad puede explicarse por el pequeño tamaño que tenían en el momento en el que fueron plantados (figura 9) y por la época del año elegida (invierno), que es cuando los procesos eólicos activos son más intensos en Maspalomas. De los 22 ejemplares que se introdujeron, sólo un ejemplar resistió hasta el final del período de observación, aunque en un estado de evidente debilidad. Resulta significativo, no obstante, que a pesar de su escaso porte, algunos fueron capaces de soportar su enterramiento temporal, aunque finalmente quedaron con muy pocas ramas verdes y murieron en semanas.



Figura 9. Vista de un ejemplar de Traganum moquinii, asociado a los captadores de la costa.

CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

A partir de los resultados obtenidos se concluye que los captadores interiores, dada su ubicación y diseño, no han resultado útiles para formar nuevas dunas. Por lo que respecta a su ubicación, es evidente que la arena retenida ya formaba parte de dunas que habían sido generadas en la duna costera, por lo que estos conjuntos de captadores destruyen, más que ayudan a construir, dunas móviles. Por lo que respecta a su diseño, no se adapta a la morfología de las dunas costeras características de los sistemas de dunas áridos. Desde esta perspectiva se hace necesario considerar que, en el caso de las islas Canarias, así como en otras regiones con sistemas de dunas semejantes, se debe tomar con precaución lo establecido en el *Manual de regeneración de dunas costeras* (MMA, 2007a), al no estar adaptado a las características particulares de estos sistemas.

Los captadores costeros sí parecen haber cumplido el objetivo previsto, en la medida en que han dado lugar a nuevas dunas costeras con morfología adecuada. No obstante, con el fin de optimizar su efectividad podrían mejorase algunos aspectos relativos a su diseño, como el empleo de materiales más resistentes, para evitar que sean tumbados fácilmente por el viento (figura 10.a); o la homogenei-

zación de la densidad de las varas de mimbre en cada hilera de captador, para que no se formen discontinuidades en las acumulaciones (figura 10.b). Por último, sería necesario restringir de una manera eficaz el acceso y la permanencia de los usuarios en las áreas donde se localizan los captadores (figura 10.c).

En cuanto a los balancones, dado el escaso éxito de la plantación, consideramos necesario que alcancen un mayor porte antes de su introducción en el sistema (figura 10.d); asimismo habría que realizar su plantación en la época más favorable para su desarrollo.

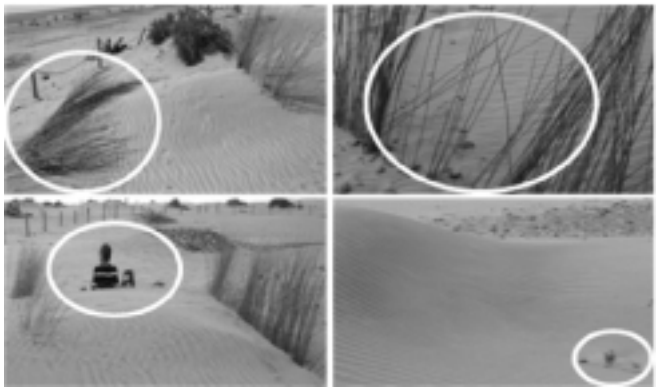


Figura 10. a (izquierda, arriba): captador tumbado por el viento; b (derecha, arriba): captador de escasa densidad; c (izquierda, abajo): usuario junto a un captador; d (derecha, abajo): ejemplar de Traganum moquinii de escaso porte.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación forma parte del desarrollo de los proyectos de I+D "SEJ2007-64959" y "CSO2010-18150", financiados por el Ministerio de Ciencia e Innovación y por fondos FEDER. N. Cruz es beneficiaria de una beca FPI del Ministerio de Ciencia e Innovación, cofinanciada con fondos FEDER. E. Fernández-Cabrera es beneficiaria de una beca FPI del Gobierno de Canarias, cofinanciada con fondos FEDER. Agradecemos a la empresa pública GESPLAN, en especial a los técnicos Ramón Gallo y Miriam Hernández, su predisposición a desarrollar la propuesta de captadores planteada por nuestro equipo. También agradecemos a Gabriele Serrini su colaboración en la toma de datos.

REFERENCIAS

Hernández-Calvento, 2006: *Diagnóstico sobre la evolución del sistema de dunas de Maspalomas* (1960-2000). Cabildo de Gran Canaria. Las Palmas de Gran Canaria. 361 p.

Hernández Calvento, L.; Alonso Bilbao, I.; Hernández Cordero, A. I.; Pérez-Chacón Espino, E.; Yanes Luque, A. y Cabrera Vega, L. (2009): Características propias de los sistemas eólicos actuales de Canarias. Notas preliminares. En, Morales, J.A; Cantano, M.; Rodríguez-Ramírez, A. y Delgado, I. (Eds): *Nuevas contribuciones sobre geomorfología litoral*, Universidad de Huelva, Huelva, pp. 39-43.

Hernández-Cordero, A.I., Pérez-Chacón, E. y Hernández-Calvento, L., (2008): Evolución de las poblaciones de *Traganum moquinii* en la playa del Inglés (Dunas de Maspalomas, Gran Canaria, Islas Canarias): una aproximación mediante sistemas de información geográfica. En, Redondo, M., Palacios, M., López, F., Santamaría, T. y Sánchez, D. (Eds.): *Avances en Biogeografía*. Ministerio de Educación y Ciencia y Universidad Complutense, Madrid, pp. 399-406.

MMA, (2007): *Manual de regeneración de dunas costeras*. Ministerio de Medio Ambiente - Dirección General de Costas, Santander, 251 p.

MMA (2007b): *Estudio Integral de la Playa y dunas de Maspalomas (Gran Canaria)*. Ministerio de Medio Ambiente-Dirección General de Costas, Madrid, 698 p.

Ojeda Zújar, J., Vallejo Villalta, I., Hernández Calvento, L. y Álvarez Francoso, J. (2007): Fotogrametría digital y LiDAR como fuentes de información en geomorfología litoral (marismas mareales y sistemas dunares): el potencial de su análisis

espacial a través de SIG. *Boletín de la AGE*, 44: 215-233.

Pérez-Chacón Espino, E., Hernández Calvento, L., Hernández Cordero, A., Máyer Suárez, P., Romero Martín, L., Alonso Bilbao, I., Mangas Viñuela, J., Menéndez González, I., Sánchez Pérez, I., Ojeda Zújar, J., Ruiz Flaño, P. y Alcántara Carrió, J. (2007): *Maspalomas: claves científicas para el análisis de su problemática ambiental*. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, Las Palmas de Gran Canaria, 38 p.

Vallejo Villalta, I., Ojeda Zújar, J. y Hernández Calvento, L. (2007): Utilidades de la Tecnología LiDAR en la Caracterización Morfométrica de Sistemas Dunares: el Caso de Maspalomas (Gran Canaria, Islas Canarias). En Fornós i Asto, J. y Gómez-Pujol, Ll. (Eds.): *Investigaciones Recientes (2005-2007) en Geomorfología Litoral*. UIB, Palma de Mallorca, pp. 113-118.

3.5. EMISARIOS Y CÁMARAS DE CAPTACIÓN

3.5.1. EL EMISARIO DE LA TABOADA (LIMA-PERÚ): UN NUEVO RÉCORD

E. Pita[1], M. Sánchez-Barriga[2], I. Sierra[3]

1. Eloy Pita, INCREA, C/ Buganvilla 6, p1, 1ºA. Madrid 28036 epita@increa.eu
2. Mario Sánchez-Barriga, INCREA, C/ Buganvilla 6, p1, 1ºA. Madrid 28036 msanchezb@increa.eu
3. Isidro Sierra, PPA&KRAH, Camino Playabarri nº 1. 48950-Luchana-Erandio (Vizcaya) isidro.sierra@ppa.es

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, INCREA ha participado en el diseño y construcción de tuberías submarinas en numerosos proyectos: emisarios de aguas residuales, plantas desaladoras, granjas marinas, circuitos de refrigeración de industrias, etc. Muchos de esos proyectos han sido ejecutados con tuberías de polietileno de alta densidad estructuradas, de gran diámetro, fabricadas por la empresa española PPA&KRAH. Esta empresa, por medio de su filial PPA MARITIME, también ejecuta trabajos marinos, como dragados, protección de tuberías, fondeo de tuberías…

En la actualidad, nos vemos inmersos en nuevo reto: la construcción del emisario de aguas residuales de La Taboada, en la ciudad de Lima, con una tubería de 3 m de diámetro interior, auténtica plusmarca mundial.

Dado que este Proyecto ha sido realidad gracias a los trabajos previos similares en los que tanto PPA como INCREA han estado involucrados, en esta ponencia también describiremos los más significativos.

EMISARIO DE LA TABOADA

Localización

El emisario de La Taboada está situado en Lima (Perú), cerca del aeropuerto internacional "Jorge Chávez". La Isla de San Lorenzo protege el enclave de las obras de los oleajes del sur, que es la dirección predominante de los temporales.

Descripción del Proyecto

El emisario tiene una longitud total de 3.900 m, incluyendo un corto tramo terrestre desde la PTAR hasta la línea de costa, y alcanza una profundidad de 13 m en el Océano Pacífico. El diámetro interior de la tubería es de 3 m, ejecutada en polietileno de alta densidad (PE-100), con estructura helicoidal y fabricada en Vitoria (España).

Para la elección del material que constituye el emisario submarino de la PTAR de La Taboada, se ha realizado un estudio de las diferentes alternativas, teniendo en cuenta, no sólo el coste del tubo, sino también el coste de la instalación, la facilidad constructiva, la dependencia del estado del mar, la corrosión, la durabilidad, etc. El Polietileno de alta densidad (PEAD), PE 100 presenta indudables ventajas en el proceso constructivo de emisarios submarinos, y sus propiedades son muy adecuadas para su utilización en entornos agresivos como el mar. La experiencia existente con este material es muy exitosa. No se corroe al ser material plástico y es muy flexible, con lo que no se ve afectado por asientos o ligeros movimientos, por lo que su comportamiento frente al sismo es inmejorable (podría soportar problemas de licuefacción del terreno).

En este caso, al ser tubería estructurada, que es la habitualmente empleada en grandes diámetros, se ejecutará mediante tubos de una longitud próxima a los 6 m, que serán unidos por electrofusión.



Figura 1. El tubo, durante su manipulación en fábrica

Debemos tener en cuenta que el coste de una tubería no es sólo función del coste del material en sí, sino que también ha de sumarse el coste de instalación. En nuestro caso, el PE es el material que más fácilmente se coloca en el fondo del mar, gracias a su gran flexibilidad. Se puede llegar a fondear tramos de gran longitud (300 m en nuestro caso) en un mismo día, lo cual es una gran ventaja en aguas abiertas del Pacífico.

El tramo difusor tiene una longitud de 1.000 m, con un diámetro interior que se va reduciendo. Es por ello que los primeros 340 m tienen un diámetro interior de 3 m, los siguientes 330 m tienen un diámetro de 2,4 m y los 330 m de 1,8 m. Se colocan lastres alrededor de la tubería, que irán variando en peso, y por tanto en tamaño, según el tramo (terrestre o marino) y el diámetro de la tubería. La tubería será colocada en zanja que deberá ser previamente dragada a lo largo de toda la traza. El material a dragar es fango, hecho que ha condicionado el diseño. La profundidad de la zanja será tal que garantice el suficiente recubrimiento sobre clave para asegurar que ante los cambios de perfil, la tubería seguirá debidamente protegida. Se protegerá con escollera de 150 Kg en el tramo difusor y en la zona de rompientes.



Figura 2. La tubería, durante su instalación en el tramo terrestre

La tubería tendrá las suficientes bocas de hombre para su inspección y ventosas para la salida de aire. El difusor estará protegido del arrastre de redes y de las anclas con antiarrastreros. El final y el arranque del tramo difusor se señalizan con una boya, cada uno.

El sismo ha sido tenido en cuenta en el diseño de la conducción: PE es el mejor material para evitar sus consecuencias, debido a su flexibilidad y la capacidad de resistir esfuerzos de tracción, incluso en juntas.

Diseño ambiental del emisario

Debido a que el concurso permitía optimizar el diseño del sistema formado por la planta de pretratamiento y la conducción de vertido, se hizo un profundo estudio del comportamiento ambiental, para cumplir con la legislación peruana, que limitaba la carga contaminante en la costa.

La extensión de la pluma en el medio marino, producida por el efluente del emisario es un aspecto esencial para el diseño y la evaluación del impacto de la infraestructura en el medio receptor, teniendo en cuenta el contenido de contaminantes. Dicho impacto es función de la capacidad de dilución de la infraestructura (campo cercano) y la energía del sistema marino, caracterizado por la intensidad de las corrientes marinas (campo lejano). El resultado de dicha dilución es una distribución espacial de la carga contaminante que no debe superar los límites establecidos por la normativa correspondiente (Ley de Aguas – Clase VI).

Las longitudes de la tubería principal y del difusor se calcularon apoyándose en un modelo numérico de gran precisión. Las condiciones meteo-oceanográficas se evaluaron a partir de los datos disponibles.

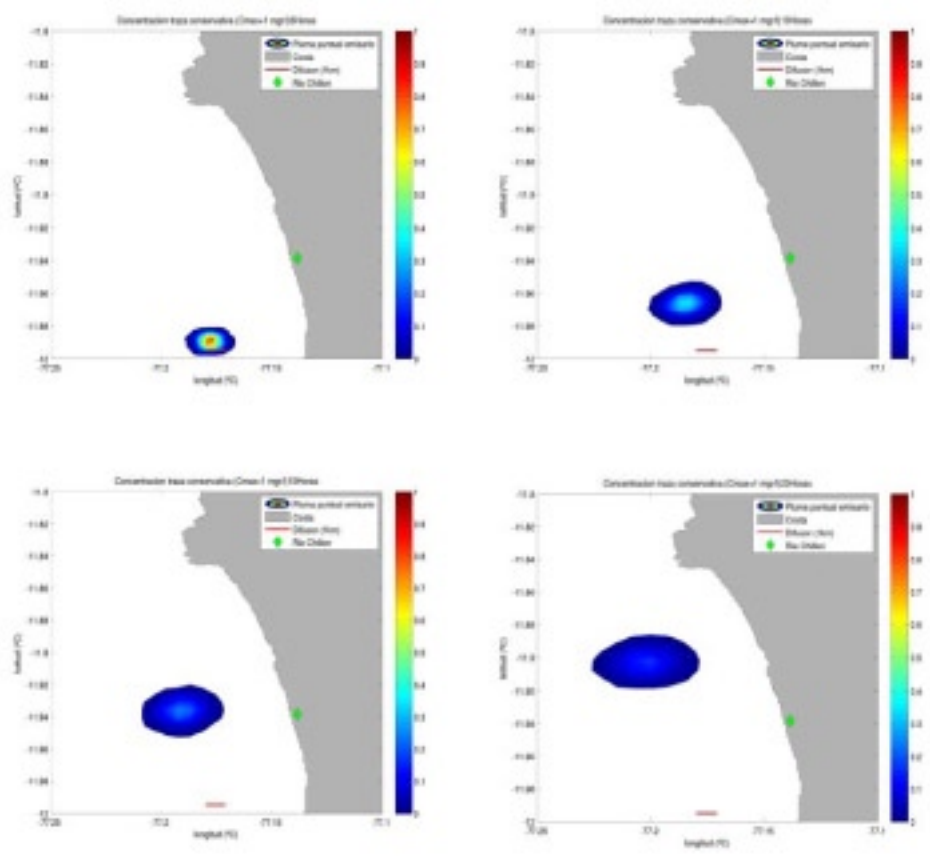


Figura 3. Evolución en el tiempo de una traza conservativa en el emisario de La Taboada.

El modelo de campo cercano CORMIX fue acoplado junto al modelo hidrodinámico ROMS (Regional Ocean Modelling System) para poder estudiar el comportamiento de la mancha en campo cercano y en campo lejano.

En primer lugar vamos a describir el modelo empleado para el cálculo de la dilución inicial, es decir, en el campo cercano. Para estudiar el proceso de dilución inicial se ha utilizado el modelo CORMIX (Tsanis, I.K. y Valeo, C., 1994).

Este código está recomendado por la EPA, Environmental Protection Agency (USA). El CORMIX (Cornell Mixing Zone Expert System) es un software destinado al análisis, la predicción y el diseño de vertidos tóxicos, salinos, térmicos o simplemente de vertidos flotantes (o no flotantes) en cuerpos de agua.

Este programa describe de forma adecuada los procesos de mezcla en las proximidades de la boca (o bocas) de salida del emisor, donde estos procesos en la dirección del tubo, debido a la velocidad de salida del caudal, y de mezcla vertical debido a la flotabilidad (positiva o negativa según lo sea la diferencia de densidades entre el medio receptor y el líquido vertido), preponderan sobre el efecto de advección provocado por las corrientes marinas que existan en la zona.

A continuación se describe brevemente el modelo hidrodinámico y de transporte de sustancias utilizado para evaluar las corrientes y la dispersión de contaminantes en la Bahía del Callao. En el Proyecto se profundiza en los detalles numéricos y de implementación en la zona de los modelos de simulación. Para la obtención del campo de corrientes se ha utilizado el modelo ROMS (Regional Ocean Modelling System). Dicho modelo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes en coordenadas sigma usando la aproximación de Boussinesq y balance de momento vertical (condición de hidrostaticidad). El código ROMS (Shchepetkin and Macwilliams, 2005) esta implementado en un malla Arakawa C, que permite optimizar el tiempo de calculo, a la vez que usa el solver de ecuaciones predictor de tercer orden (Leap-Frog) y un corrector multipaso (Adam-Molton), lo que permite una resolución estable y robusta. Para la parametrización de la turbulencia se ha utilizado el modelo Smagorinsky para la resolución horizontal y K-ε para la vertical. Para la condición de frontera se usa una ley de radiación para las componentes barotrópicas (Flather condición) y para las velocidades baroclinicas (condición de Orlansky). El ROMS es ampliamente utilizado por la comunidad científica y técnica mundial, con gran éxito.

Para modelizar la pluma del emisario se ha utilizado un modelo de dispersión de sustancias basado en la implementación de la ecuación del transporte desde el punto de vista lagrangiano. La parte advectiva del transporte se ha utilizado el algoritmo Runge-Kutta de 4º orden, mientras que la parte difusiva se ha utilizado el algoritmo del camino aleatorio (random-walk) para parametrizar adecuadamente el proceso estocástico de la difusión. Para modelar el decaimiento bacteriano de los Coliformes se ha utilizado la ecuación diferencial de desaparición bacteriana de primer orden que es función del coeficiente de desaparición bacteriana.

Los resultados obtenidos, tras calcular campo cercano y campo lejano, son:

Sustancia	Concentración en el fin del Campo Cercano	Concentración del punto más próximo a la costa (Campo lejano)	Normativa (Ley calidad de Aguas – Clase VI)	Estado
CT	826446 NMP/ml	3200 NMP/ml	10000 NMP/ml	Cumple
CF	826446 NMP/ml	3200 NMP/ml	4000 NMP/ml	Cumple
DBO_5	4.13 mgr/l	4.13 mgr/l	10 mgr/l	Cumple

Arsénico	1.24 mgr/l	0.00931 mgr/l	0.05 mgr/l	Cumple
Cadmio	0.14 mgr/l	0.00044 mgr/l	0.004 mgr/l	Cumple
Cromo	4.96 mgr/l	0.02345 mgr/l	0.05 mgr/l	Cumple
Plomo	1.93 mgr/l	0.00823 mgr/l	0.03 mgr/l	Cumple
Sulfuros	0.10 mgr/l	0.00052 mgr/l	0.002 mgr/l	Cumple
Mercurio	1.65 mgr/l	0.00015 mgr/l	0.0002 mgr/l	Cumple

Tabla 1. Concentraciones obtenidas

PROYECTOS PREVIOS

A continuación describimos, brevemente, los proyectos previos a La Taboada que han permitido llegar a unas dimensiones tan fabulosas:

· **Emisarios de Pluviales para la ciudad de Cádiz.**

Este Proyecto está formado por tres tuberías de 3 diferentes diámetros, ubicadas en diferentes lugares de la ciudad de Cádiz.

La primera de ellas, llamada "Paz Puntales", tiene un diámetro interior de 1.800 mm y una longitud de 739 m.

La segunda de ellas, "Cortadura", tiene un diámetro interior de 800 mm con una longitud de 301 m.

La tercera, "Santa María del Mar", tiene un diámetro interior de 1.400 mm con una longitud de 220 m.

· **Circuito de refrigeración (toma y vertido) para Central de Ciclo Combinado en Algeciras.**

Formado por dos tuberías de diámetro interior 2.400 mm y una longitud de 350 m cada una de ellas. Las torres de toma están localizadas a la profundidad de -15 m.

La tubería de vertido es también de 2.400 mm de diámetro interior y tiene una longitud de 800 m. El difusor está localizado a 36 m de profundidad.



Figura 4. Lanzamiento tuberías

· **Circuito de refrigeración (toma) para planta petroquímica de Fertial en Arzew (Argelia).**

La tubería de toma tiene un diámetro interior de 2.400 mm y una longitud de 466 m.

· **Circuito de refrigeración (toma) para Central de Ciclo Combinado en Koudiet (Argelia).**

La captación de agua esta diseñada con 4 tuberías de polietileno con un diámetro interior de 2.400 mm, y una longitud media de 487 m.



Figura 5. Lanzamiento tubería en Koudiet

· **Conducciones de toma y vertido para las desaladoras siguientes:**

- **Valdelentisco (Murcia):** Tubería de toma de 1.800 mm de diámetro interior, longitud de 1.105 m y profundidad máxima de 26 m. Tubería de vertido de diámetro interior 1.500 mm, longitud de 1.260 m y profundidad máxima de 22,5 m.



Figura 6. Tubería de toma de Valdelentisco, flotando antes del hundimiento

- **Skikda (Argelia):** Tubería de toma con un diámetro interior de 1.800 mm, longitud de 1.171 m, con una profundidad máxima de 18 m. El vertido tiene un diámetro interior de 1.500 m, una longitud de 676 m, y profundidad máxima de 9 m.



Figura 7. Tuberías flotando antes de ser transportadas

- **Beni-Saf (Argelia)**: Tubería de toma de diámetro interior 2.400 mm y longitud de 1.200 m. Vertido de 1.800 mm de diámetro interior y longitud total, incluida parte terrestre, de 1.574 m.



Figura 8. Tubería entrando en el mar

- **Honaine (Argelia)**: Tubería de toma de 2.400 mm de diámetro interior, con una longitud de de 900 m. Tubería de vertido de 1.500 mm de diámetro interior y una longitud de de 460 m.

- **Mostaganem (Argelia)**: Dos tuberías de toma con un diámetro interior de 1.800 mm, longitud de 2.435 m y 2.535 m, y una profundidad de 16 y 16,5 m respectivamente. Vertido con tubería de 1.800 mm de diámetro interior, longitud de 1.540 m y una profundidad de 9,5 m.



Figura 9. Tuberías flotando en zanja excavada en la Playa, antes de ser transportadas y fondeadas

- **Cap Djinet (Argelia)**: Tubería de toma de diámetro interior 1.800 mm y longitud de 1.779 m, y vertido de diámetro interior de 1.200 mm y longitud 1.170 m.

- **Toma de agua para la desaladora de Águilas (Murcia)**: Tubería de toma con un diámetro interior de 2.200 mm, una longitud de 509 m y una profundidad de 17,6 m.

LECCIONES APRENDIDAS

Las lecciones más importantes aprendidas durante el diseño y la ejecución de los Proyectos mencionados son:

- Las tuberías de PE son la mejor solución para instalaciones marinas. Cuando son necesarios grandes diámetros, las tuberías soldadas helicoidalmente (convenientemente diseñadas) son la única posibilidad de la que se dispone, en este material.

- La instalación de la tubería en el fondo del mar debe ser estudiada en profundidad por ingenieros con gran experiencia, tanto en diseño como en construcción.

- La instalación de las tuberías, es frecuentemente, la peor situación, desde el punto de vista estructural, que sufre la tubería a lo largo de toda su vida útil. Por ello, el proceso debe ser optimizado para reducir las características de la tubería (espesor de pared, inercia,…) y así su coste.

- El mejor método para la instalación de tuberías de PE de medio o pequeño diámetro (<1.500 mm) en el fondo del mar (profundidades por encima de 30 m), es el "Método de fondeo controlado mediante inundación progresiva". Sin embargo, cuando los diámetros o las profundidades son altos, se recomienda el uso de flotadores para la instalación.

- Las rampas terrestres para lanzamiento de las tuberías, deben estudiarse con mucho detenimiento, con ángulos que no generen altas tensiones que no puedan ser soportadas por la tubería.

- Los trabajos marinos dependen en gran medida de las condiciones del mar. Los pronósticos del tiempo deben ser precisos y deben estar disponibles con suficiente antelación.

- Para el hundimiento es necesario disponer de una amplia flota de embarcaciones. A pesar de que su costo diario puede ser alto, ya que estas operaciones son de corta duración, merece la pena ser generoso en su dimensionamiento, para realizar las operaciones sin correr riesgos innecesarios.

- Colocar la tubería en zanja es la mejor protección contra agentes externos. Se recomienda diseñar una zanja profunda para tener suficiente recubrimiento sobre clave de tubería. En este caso, es suficiente rellenar la zanja con el mismo material obtenido del dragado. Si el recubrimiento no es elevado, el hormigonado de la zanja o su relleno con escollera es una buena protección contra el mar y las acciones accidentales.

3.5.2. EMISARIO SUBMARINO DE ARINAGA (GRAN CANARIA)

Pablo Pita[1], Víctor Domínguez[2], Eloy Pita[3]

1. *INGENIERIA CREATIVA PITA, SL. (INCREA) C/ Buganvilla, 6 Portal 1 1º A 28036 Madrid España, pitapablo@increa.eu*
2. *Ingeniero Técnico en Topografía. FCC Construcción, S.A. Calle Juan XXIII Nº9 entreplanta; 35004 Las Palmas de Gran Canaria. Teléfono fijo 928.24.83.35; teléfono móvil 660.391.083; vdominguezg@fcc.es .*
3. *INGENIERIA CREATIVA PITA, SL. (INCREA) C/ Buganvilla, 6 Portal 1 1º A 28036 Madrid España, epita@increa.eu*

ANTECEDENTES

La Autoridad Portuaria de Las Palmas, previendo las futuras ampliaciones del Puerto de Arinaga (situado a escasos kilómetros de la sede de las Jornadas) llega a un acuerdo con la Mancomunidad de Municipios del Sureste de Gran Canaria para el traslado del actual emisario al Norte del puerto.

El proyecto consistía en la construcción de un nuevo emisario de vertido de la depuradora de aguas de la Mancomunidad del Sureste (formada por los municipios de Ingenio, Agüimes y Santa Lucía de Tirajana), para evitar el vertido directo de aguas residuales tratadas en el interior de la dársena, tras la futura ampliación del puerto de Arinaga, tal y como se puede ver en la siguiente figura:



Figura 1. Esquema de la posición del emisario inicial y la futura ampliación del puerto

Una vez redactado el proyecto por la Autoridad Portuaria, éste se saca a concurso adjudicándole el mismo a FCC Construcción y terminándose la obra en el año 2009. FCC contrató a Increa para su apoyo técnico y, por ello, fue la empresa consultora que redactó un nuevo Proyecto, que introducía interesantes mejoras en el Proyecto original. Además, asesoró en los procesos constructivos y, muy especialmente, en el fondeo de la tubería.

PROYECTO ORIGINAL Y NUEVA PROPUESTA

En el Proyecto original (que sirvió de base al Concurso de construcción) se planteaba ubicar la tubería de vertido por el exterior del dique en talud existente, directamente apoyada sobre la protección de escollera. Esta solución creaba una situación peligrosa para el tubo, debido a la gran turbulencia que genera el oleaje al batir contra el rompeolas. Además, encarecía la obra a ejecutar, al depender del estado del mar y tener que trabajar con medios marinos en la mayor parte de su recorrido. La exposición de la tubería a la zona de oleajes originaría grandes esfuerzos sobre la tubería lo que podría generar desplazamientos o roturas.

El discurrir paralelamente al dique (ver figuras 2 y 3), en la propia berma del talud, creaba varios inconvenientes:

· Colocación de la tubería en zona de rotura de oleaje y gran embite del mar.
· Necesidad de empleo de medios marinos en una mayor longitud recorrida.
· La integridad del emisario es dependiente de otra infraestructura (el propio dique en talud).

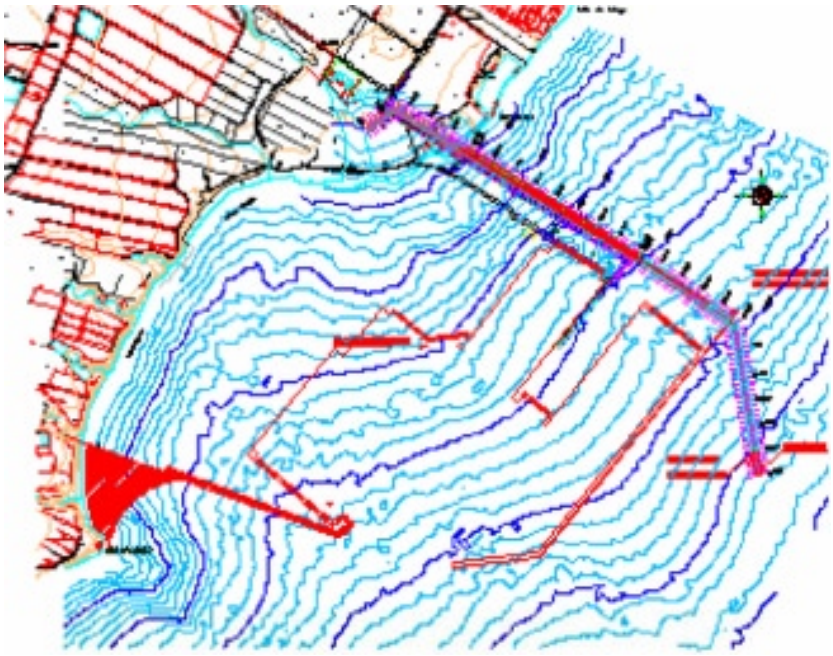


Figura 2. Posición del emisario en el proyecto original

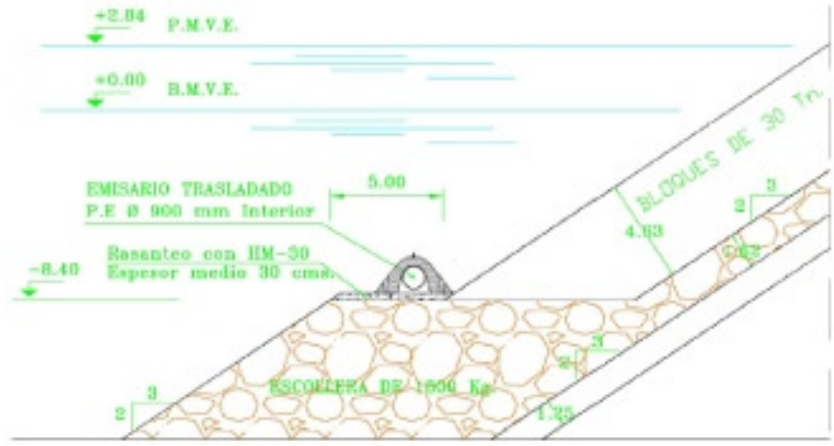


Figura 3. Sección tipo del emisario en el proyecto original

Una vez que se contemplan todos los inconvenientes que generaría este proyecto y tras un esfuerzo combinado entre FCC construcción, sus Servicios Técnicos e INCREA, finalmente ésta consultora redactó un Proyecto que introducía importantes mejoras.

La propuesta realizada por los servicios técnicos de FCC y por INCREA tenía como objetivo que la tubería discurriera por zona terrestre en la mayor parte posible de su recorrido. Para ello se situó el trazado bajo las explanadas portuarias hasta que se alcanza la zona de salida al mar a profundidades importantes. De este modo, el proceso de ejecución era más sencillo y no dependía del estado del mar.

La salida hacia mar abierto, realizada en la zona del dique de cajones, permitía además que el emisario en su parte submarina comenzara a una profundidad considerable (-15 m). En el proyecto original sin embargo la tubería era expuesta al mar a profundidades mucho más bajas.

La posición y diseño del tramo difusor no sufrieron modificación, con objeto de no alterar las condiciones de vertido del efluente al mar, que ya habían sido profundamente estudiadas.

Esta solución tenía las siguientes ventajas, entre otras:

- Menor longitud en zona marina que implicaba:
  - Facilidad constructiva
  - Mayor seguridad de tubería en fase de instalación y servicio
  - Menor número de lastres
  - Mejor mantenimiento
  - Menor coste
- Evitar zona de transición: se alcanzan profundidades importantes desde el primer momento (-15 m).
- Se eliminan lastres secundarios y solamente se emplean de primera fase, disminuyendo el número de operaciones marinas.
- Zanja a poca profundidad en zona terrestre.
- Menor longitud total.

SINGULARIDAD DEL PROYECTO, CÁMARA DE CARGA BAJO ESPALDÓN

El proyecto presenta la novedad de emplear una celda del propio cajón del dique como arqueta de salida al mar (ver figura 4).

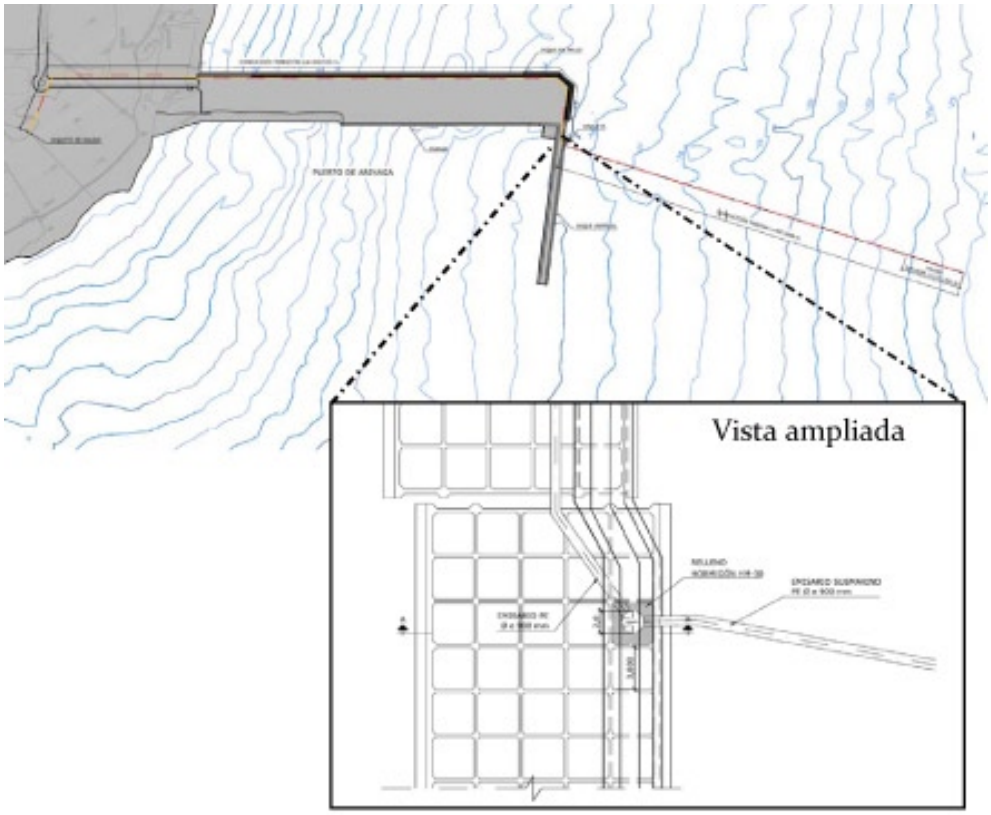


Figura 4. Sección tipo del emisario en el proyecto original

En la zona terrestre se hizo un perfil longitudinal de escasa pendiente, para lograr un ahorro de excavación en la creación de zanjas y una afección más pequeña a las explanadas y a los cajones del dique, (evitando tener que demoler un mayor número de celdas de los cajones).

La pequeña pendiente creada en zona terrestre hizo que la primera parte del emisario funcionara en lámina libre la mayor parte del tiempo, lo que aconsejaba colocar un sistema de ventosas a lo largo de toda la conducción que permitiera eliminar el aire que se quedase ocluido en el cambio de régimen.

Para la construcción de la arqueta de carga fue necesario desmantelar de forma provisional el espaldón, lo que nos permitió acceder a la celda más próxima al mar. Al reconstruir el espaldón se integró en su estructura una boca de hombre con venteo que permitía la salida de aire con facilidad (según se ve en la figura adjunta).

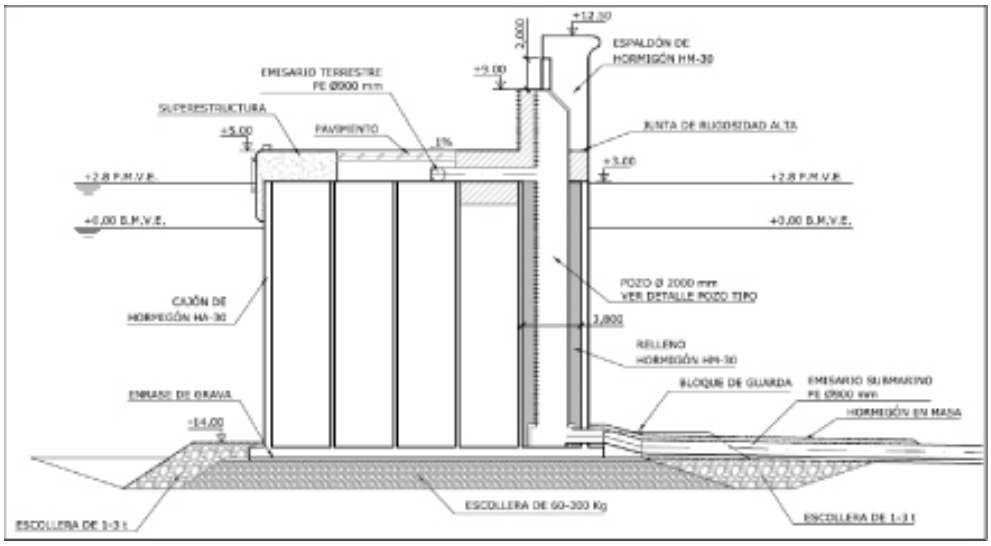


Figura 5. Sección tipo de cajón, arqueta y salida del emisario submarino

CONSTRUCCIÓN DEL EMISARIO

En las zonas terrestres con poco recubrimiento de la tubería en la zanja, el tubo iría protegido por hormigón. Este tramo se ejecutó con las debidas precauciones sin causar problemas adicionales. La zona más delicada que se realizó por medios terrestres fue la demolición del espaldón y la creación de la cámara de carga en la celda. Estas acciones se llevaron a cabo con las debidas precauciones. Inicialmente se empleó una retroexcavadora de brazo largo para el vaciado de la celda del cajón, pero los rendimientos eran muy limitados. Se pasó posteriormente a emplear una cuchara bivalva, cuyos resultados fueron mucho más positivos.



Fotografía 1: Comienzo de la demolición del espaldón del dique



Fotografía 2 Excavación de arqueta del cajón

Uno de los trabajos más complejos fue la abertura de la celda del cajón en zona sumergida, permitiendo la salida al mar a través de una conducción submarina. Previamente se habían quitado los bloques de guarda del espaldón. Esta tarea se realizó con buzos especializados. El picado de la celda tenía unas dimensiones de 2X2 m. A continuación podemos ver una fotografía de su realización.



Fotografía 3: Picado del cajón en zona sumergida

La tubería se soldó en unas instalaciones en el propio puerto y se acopió a su abrigo. A pesar de ello, durante el tiempo en que la tubería permaneció acopiada en el puerto se registraron dos temporales que dañaron las tuberías. Uno de los tramos incluso se fue al fondo del mar, teniendo que reflotar y reparar la tubería, quitando todos los lastres existentes. A pesar de estos inconvenientes el polietileno se mostró como un material muy adecuado, siendo resistente y adaptable a las necesidades de la obra.



Fotografía 4: Fondeo del emisario

El proceso para llevar a las tuberías a su posición definitiva se realizó a través del fondeo controlado por inundación progresiva de la tubería. En este proceso se deben calcular convenientemente todas las etapas por las que pasa la tubería, garantizando la resistencia estructural de la misma.



Fotografía 5: Colocación del emisario para su fondeo

El delicado proceso de fondeo de la tubería y su unión con la pieza de espera del cajón de toma se llevó a cabo con gran éxito, gracias a los minuciosos cálculos desarrollados por Increa y a la gran pericia del personal de obra. Los trabajos se terminaron con plena satisfacción del cliente y con un buen entendimiento y coordinación de las partes implicadas.

3.5.4. ESTRUCTURAS DE TOMA DE AGUA DE MAR

M. Sánchez-Barriga[1], E. Pita[2]

1. Mario Sánchez-Barriga, INCREA, C/ Buganvilla 6, P1, 1°A. Madrid 28036 msanchezb@increa.eu
2. Eloy Pita, INCREA, C/ Buganvilla 6, p1, 1°A. Madrid 28036 epita@increa.eu

INTRODUCCIÓN

Con el reciente aumento de la construcción de desaladoras de agua de mar y de centrales térmicas que necesitan circuitos de refrigeración, así como otras instalaciones que requieren tomar agua del mar, se ha visto incrementado, tanto el número de diseños como el tamaño de las estructuras de captación.

Estas estructuras tienen la función de captar agua con características adecuadas para la función requerida, minimizando el impacto ambiental en el medio que las rodea.

Por ello, se van a recapitular las tipologías de estructuras de toma más habituales, (centrándonos en las tomas abiertas en el fondo del mar), los parámetros para el diseño de las mismas y las últimas experiencias en el diseño y construcción de las estructuras de captación de INCREA.

TIPOLOGÍAS

Las principales tipologías de toma de agua de mar son:

- Pozos (se extrae agua del terreno natural, por debajo del nivel freático),
- Toma directa en la costa: realizada normalmente mediante cajones de captación colocados en zonas de poca profundidad o incluso en tierra.
- Toma abierta en el fondo del mar: estructuras de hormigón o piezas especiales de PRFV (u otros materiales plásticos), colocadas a cierta distancia de la costa.

Las tomas en pozos tienen la ventaja de que el agua tiene mayor calidad. Sin embargo, su capacidad se ve mermada con gran frecuencia por su colmatación (arrastre de finos).

Las tomas directas en la costa sólo son viables en ciertos enclaves, dado que la dinámica litoral puede "aterrarlas", además de ocupar una zona de gran impacto ambiental. Asimismo, la calidad del agua puede ser menor.

Las tomas abiertas en el fondo del mar van acompañadas de una estructura de captación, singular, que está situada en un lugar conveniente, a suficiente profundidad del mar, por donde entra el agua a las conducciones submarinas, que la transportan hasta tierra, donde una estación de bombeo las conduce a la planta. Es en esta tipología donde centraremos la ponencia, diseñándose habitualmente estructuras de hormigón o piezas especiales de PRFV.



Figura 1. Tipologías más habituales de estructuras de toma directa en el fondo del mar

PARÁMETROS DE DISEÑO

Las tomas de agua desde el mar tienen la gran ventaja del aporte inagotable de grandes volúmenes de agua pero, debido a que el océano es una entidad dinámica y que se encuentra en continuo cambio tanto en la superficie como en el fondo, la fuerza del oleaje y las corrientes cambiantes pueden dañar las estructuras y afectar a las aguas profundas, alterando su calidad. Además, se añade un problema operacional y es que el agua marina es muy corrosiva y los organismos marinos pueden potenciar esta acción, además de cubrir todo el equipamiento del sistema y, en último termino, llegar a bloquearlo.

Por otro lado, desde el punto de vista ambiental, las tomas de agua pueden producir impactos negativos sobre el hábitat marino; al extraer grandes caudales de agua de las proximidades, se reduce entonces la biomasa disponible de los primeros eslabones de la cadena trófica que están compuestos por fitoplancton, provocando una caída en la productividad global del ecosistema; además si no se optimiza el diseño de la estructura se puede provocar que peces y otros organismos marinos de mayor tamaño sufran daños físicos y se incremente su mortalidad.

Es importante, como en toda labor de ingeniería, conocer las características necesarias para la instalación. El agua suministrada debe tener unas características físicas y químicas, así como de temperatura, que condicionan el funcionamiento óptimo del sistema (p.e. turbidez y temperatura de la columna de agua), pero, además, el circuito ha de oponer la menor resistencia posible al flujo de agua para mejorar las prestaciones de éste; es decir, se busca que no se incremente la rugosidad de las paredes de las tuberías y demás elementos por donde circula el agua.

Los parámetros de diseño principales se explican a continuación.

Dirección del flujo de entrada:

Si el flujo de entrada de agua en las estructuras es horizontal, se reduce enormemente la succión de organismos, respecto de la entrada en dirección vertical descendente.

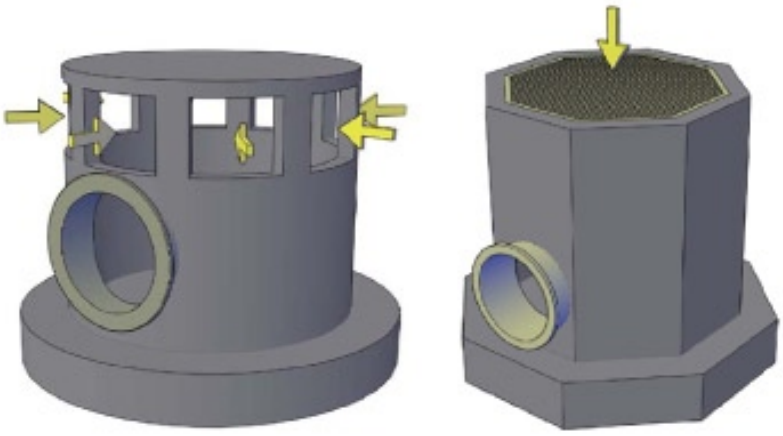


Figura 2. Flujo horizontal frente a flujo vertical

Velocidad de succión:

Es la velocidad de entrada de agua de mar en el circuito a través de las ventanas. Será función del caudal de toma de agua y de la sección de las ventanas de captación. Si ésta es baja, se minimiza el impacto de la extracción de agua, que hace que los peces, otros organismos o materiales en suspensión se introduzcan en la tubería de toma y de ahí pasen a la instalación. Además, una velocidad excesiva puede hacer que se succione gran cantidad de arena en suspensión y arena depositada en el fondo del mar, provocando problemas en las casas de bombas y en las instalaciones, aunque este factor está también muy condicionado por

la distancia al fondo de la ventana. La velocidad de succión condiciona, junto al caudal (parámetro fijo) el tamaño de las ventanas, y con esto, el tamaño de la estructura de captación.

Por otro lado, lógicamente, a mayores velocidades, mayores pérdidas de carga hidráulica en la entrada.

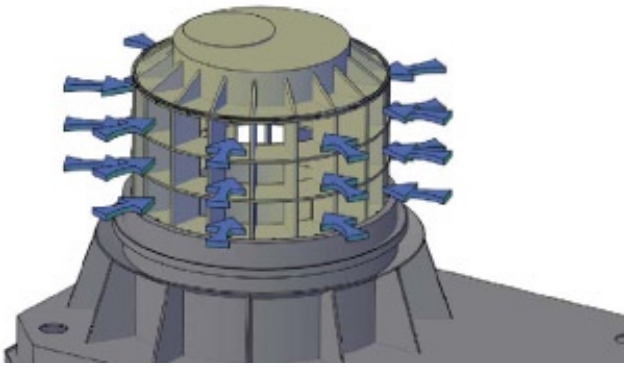


Figura 3. Velocidad de succión

Distancia de la ventana al fondo marino:

Debido al proceso de succión de agua, deben disponerse las ventanas a suficiente distancia del fondo para evitar la entrada de sedimento arrastrado. Por ello, se recomienda realizar un modelo hidrodinámico para comprobar la posible succión de material, realizando diseños con velocidades que garanticen que no se producen entrada de sedimentos. Además, una suficiente distancia del fondo garantiza que no habrá acumulaciones de material alrededor de la torre que puedan llegar hasta la ventana.

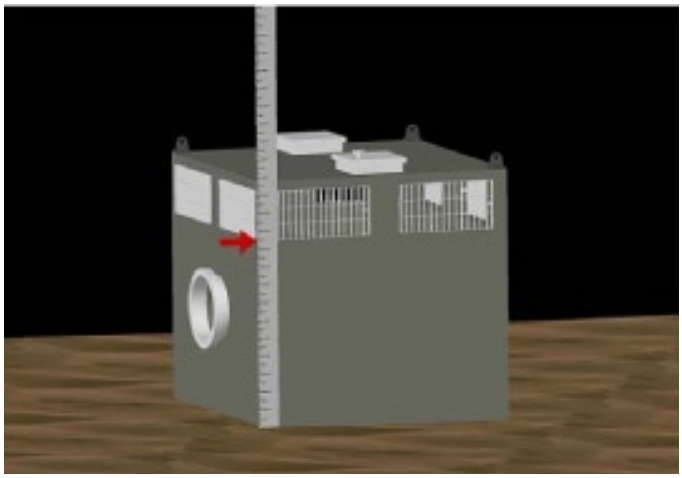


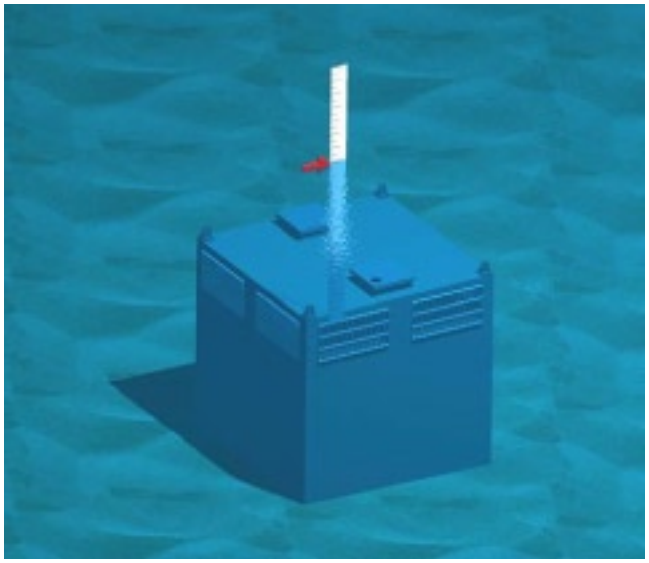
Figura 4. Distancia de la ventana al fondo marino

Profundidad de la ventana respecto al nivel del mar:

Se busca la mayor distancia posible de la toma a la superficie del mar con varios objetivos: lograr tomar agua sin partículas flotantes y evitar la entrada de especies sestónicas (por ejemplo, medusas) que se localizan en el tramo próximo a la superficie. Además, al alejar la toma de la superficie, se reduce la cantidad de luz, con lo que ciertos organismos rechazarán vivir en las superficies de la estructura. En el caso de circuitos de refrigeración, a mayor profundidad, menor temperatura, lo cual es siempre beneficioso.

Las acciones del oleaje contra la torre son, asimismo, más reducidas cuando más profunda se encuentre ésta.

El único inconveniente de localizar la torre de toma a grandes profundidades



es su coste, ya que ello implica ejecutar una conducción de toma de mucha longitud, con el consiguiente sobrecoste de construcción y explotación (bombeo).

Figura 5. Profundidad de la ventana

Para poder conocer con exactitud a qué profundidad el agua está a la temperatura necesaria, es importante realizar estudios de campo para caracterizar la tubería, como puede ser las sondas CTD.

Aditivos "antifouling"

Existen medidas complementarias para mejorar el diseño, como puede ser el uso de pinturas antifouling, adiciones de hipoclorito y aire comprimido o la instalación de rejas en las ventanas. No realizar estas medidas puede originar incrustaciones de fouling que pueden llegar a colapsar las ventanas, impidiendo la entrada de agua. Por ello, las medidas para garantizar el funcionamiento son de vital importancia.

La adicción de hipoclorito, bien en continuo, bien en impulsos, provoca la muerte de los seres vivos cercanos e impide que se adosen a las paredes, al igual que el aire comprimido.

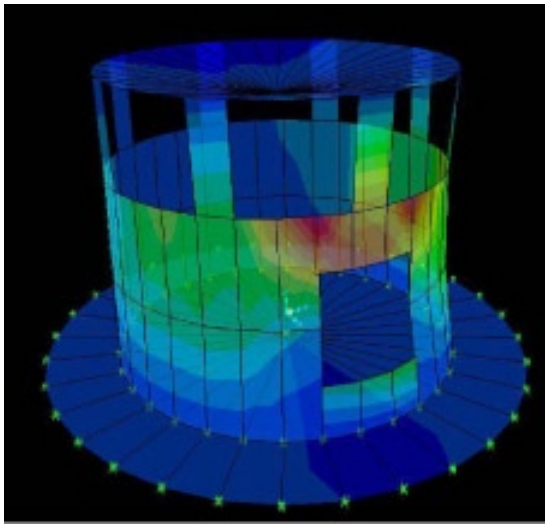


Las pinturas tienen una vida reducida, inferior a un año, por lo que su misión principal será la de evitar las incrustaciones desde el fondeo de la torre de toma hasta la puesta en marcha de la instalación y por tanto del sistema de hipoclorito y/o aditivos.

Figura 6. Obstrucción de ventanas en una torre de toma

Clima marítimo

Como en todo diseño de ingeniería marítima, el oleaje del enclave de las obras es una variable muy importante que condiciona las dimensiones de la misma. Lógicamente, unas acciones grandes exigen disponer una estructura mayor para garantizar la estabilidad. Se emplean periodos de retorno altos para el oleaje, dado que es una estructura que está expuesta al envite del mar toda la vida útil. Para el cálculo del oleaje en la posición de la torre de toma, habrá que realizar una propagación de oleaje desde profundidades indefinidas. Las corrientes, habitualmente, tienen menor importancia.



Dimensionamiento estructural

Se debe modelizar la estructura para dimensionarla, con objeto de que soporte los esfuerzos generados por las acciones calculadas. En el caso de estructuras de hormigón, se armará la pieza, recomendándose realizar un modelo de elementos finitos, aunque, muchas veces, son las cuantías mínimas las que condicionan el armado. Ello es debido a que se busca, con gran frecuencia, que la estructura tenga gran peso, por lo que las paredes y soleras de hormigón tienen grandes espesores.

Figura 7. Esfuerzas en torre ante llegada de oleaje

Estabilidad geotécnica:

Debe realizarse un estudio detallado para garantizar la estabilidad geotécnica de la estructura ante vuelco, deslizamiento y hundimiento, condicionando la geometría y el peso de la estructura. Las acciones sobre la torre son originadas, principalmente, por el paso del oleaje. Un conocimiento de las características geotécnicas del terreno donde se colocará la torre es imprescindible.

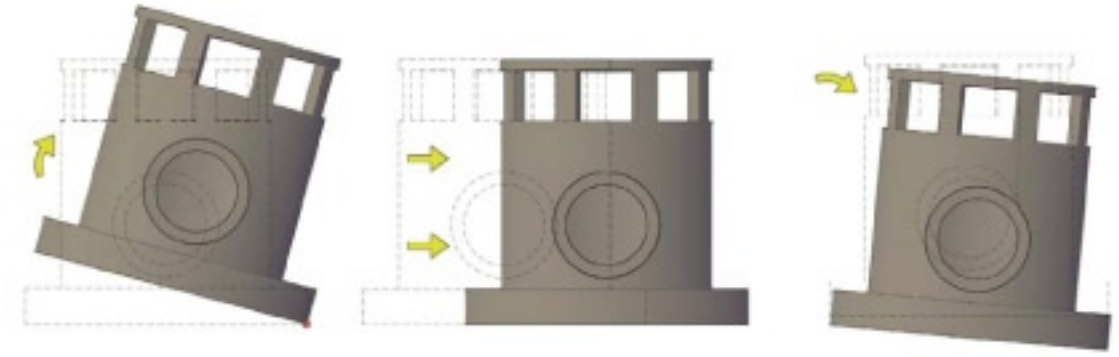


Figura 8. Modos de fallo habituales

ÚLTIMAS EXPERIENCIAS EN TOMAS EN EL FONDO DEL MAR

En los últimos años, INCREA ha diseñado gran cantidad de estructuras de captación en entornos muy diversos. La mayor parte ha sido ya construida y están funcionando a plena satisfacción del cliente. Presentamos aquellas que ya están terminadas (no hablaremos de casos teóricos).

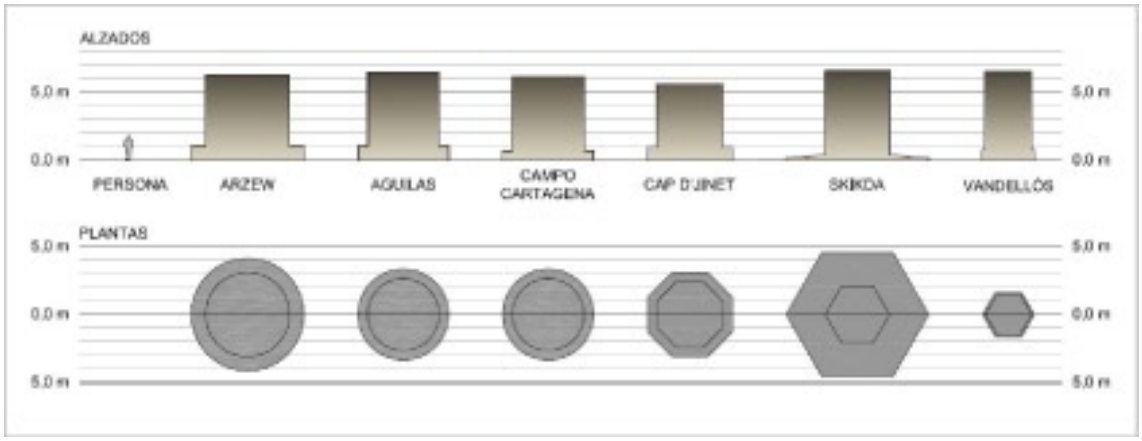


Figura 9. Últimas torres de toma diseñadas por INCREA

- Estructura de toma cuadrada de hormigón armado para la IDAM de Mutxamel (Alicante): Torre de toma de sección cuadrada de 3,65 m de lado, 8,5 m de altura, fondeada a una profundidad de -12,5 m, con un caudal de toma de 1,85 m3/s y una velocidad de succión de 0,14 m/s.

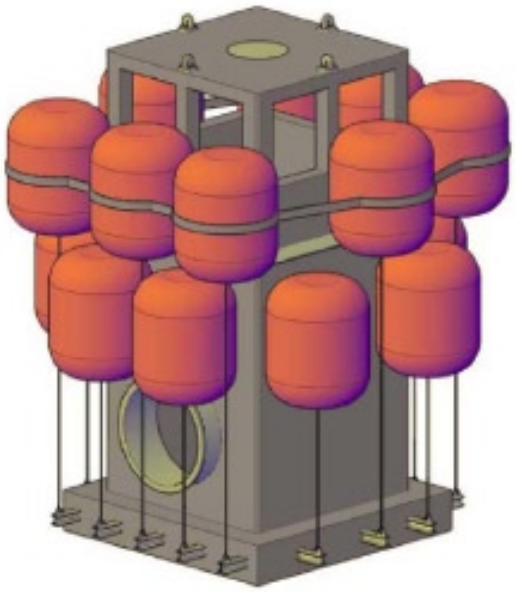


Figura 10. Representación de torre de Mutxamel en fase de flotación

- Estructura de toma circular con cestas exteriores para la toma de la IDAM de Águilas (Murcia): Torre de toma de sección circular de 5,3 m de diámetro exterior, 6,5 m de altura, fondeada a una profundidad de -18,6 m, con un caudal de toma de 7,14 m3/s y una velocidad de succión de 0,30 m/s.



Figura 11. Torre de toma de Aguilas, antes del izado

- Piezas (4) especiales de PRFV para la CCC de Koudiet.(Argelia): Tienen una sección circular de 4,5 m de diámetro exterior en la cabeza de toma, 10,15 m de altura, fondeada a una profundidad de -13,9 m, con un caudal de toma de 6,94 m3/s y una velocidad de succión de 0,24 m/s.

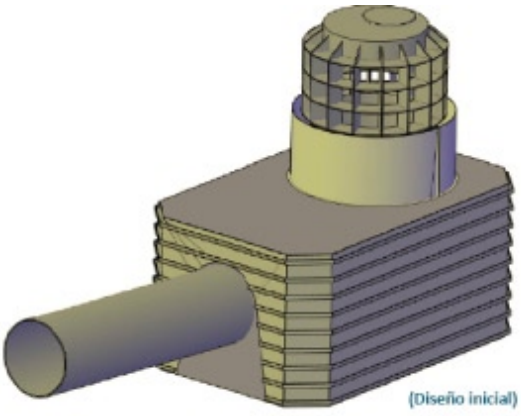


Figura 12. Esquema de la estructura de Koudiet en su diseño inicial

- Estructura de toma octogonal de hormigón armado para la IDAM de Cap D´Jinet (Argelia): Torre de toma con un diámetro circunscrito de 5,22 m, 5,6 m de altura, fondeada a una profundidad de -15,0 m, con un caudal de toma de 2,64 m3/s y una velocidad de succión de 0,29 m/s. El peso de la torre al aire alcanza las 140 t.



Figura 13. Torre de Cap Djinet, en fase de hundimiento

- Estructura de toma circular de hormigón armado para la IDAM de Mostaganem (Argelia): Se hicieron dos torres de toma, con un diámetro exterior de 6,2 m de, 5,1 m de altura, fondeada a una profundidad de -16,0 m, con un caudal de toma de 2,64 m3/s y una velocidad de succión de 0,19 m/s. El peso de cada torre al aire alcanza las 180 t.



Figura 14. Torre de Mostaganem, en construcción

- Estructura de toma hexagonal de hormigón armado para la IDAM de Skidda (Argelia): Torre de toma con un diámetro de la circunferencia circunscrita de 4,74 m, 6,65 m de altura, fondeada a una profundidad de -18,5 m, con un caudal de toma de 2,53 m3/s y una velocidad de succión de 0,30 m/s. El peso de la torre es de 80 t, con un refuerzo de bloques a posteriori para darle peso adicional que garantice la estabilidad.



Figura 15. Torre de Skikda siendo transportada a su ubicación

- Estructura de toma circular de hormigón armado con cestas exteriores para la toma de la IDAM de Valdelentisco (Campo de Cartagena, Murcia): Torre de toma de sección circular de 5,3 m de diámetro exterior, 6,15 m de altura, fondeada a una profundidad de -26,3 m, con un caudal de toma de 4,62 m3/s y una velocidad de succión de 0,20 m/s. El peso al aire es de 135 t.



Figura 16. Torre de Valdelentisco izada y puesta en el mar

- Estructura de toma hexagonal de hormigón armado para la CCC de Vandellós (Tarragona): Torre de toma con un diámetro de la circunferencia circunscrita de 3,4 m, 6,53 m de altura, fondeada a una profundidad de -12 m, con un caudal de toma de 1 m3/s y una velocidad de succión de 0,66 m/s. El peso de la torre es de 60 t.



Figura 17. Torre de Vandellós en fase de ejecución

- Pieza especial de PRFV para la Central Diesel de Los Guinchos (La Palma, Canarias): Pieza especiales en PRFV de sección circular de 1,8 m de diámetro exterior en la cabeza de toma, 6,5 m de altura, fondeada a una profundidad de -12,8 m, con un caudal de toma de 1,75 m3/s y una velocidad de succión de 0,45 m/s.

CONCLUSIONES

El diseño de una estructura de captación exige un estudio muy detallado del medio en el que se sitúa, así como un dimensionamiento muy cuidadoso de la misma. Un diseño incorrecto de esta estructura puede ocasionar la parada de una instalación con un coste mucho mayor que el de la correcta labor de ingeniería.

Recomendamos una comunicación intensa con la empresa que vaya a realizar la instalación, para poder conocer la disponibilidad de equipos en la zona de trabajo y, así, adecuar el diseño a los mismos.

3.6. OBRAS MARÍTIMAS, CONSTRUCCIÓN

3.6.3. COLOCACIÓN DE BLOQUES DE 53 T CONCERTADOS EN EL TALUD INTERIOR DEL DIQUE DE PUNTA LANGOSTEIRA

F. Noya Arquero[1], J.E. Pérez Noguer[2]

1. Autoridad Portuaria de La Coruña. fnoya@puertocoruna.com
2. DRAGADOS. UTE Punta Langosteira. jperezn@utelangosteira.com

INTRODUCCIÓN

Las obras de construcción de las Nuevas Instalaciones Portuarias en Punta Langosteira constituyen una de las obras de ingeniería de mayor envergadura y complicación llevadas a cabo en nuestro país durante los últimos años. En concreto para el dique, los condicionantes extremos de oleaje y climatología han llevado a la organización de los trabajos de ejecución del mismo en torno a las campañas de verano seleccionadas entre los años 2007 y 2011. Basados en estos condicionantes, diversos estudios realizados por la Autoridad Portuaria de la Coruña hicieron necesaria la consideración en su proyecto de una solución de bloques concertados para la protección del talud interior del dique tal y como se describe a continuación.



Figura 1. Vista general del dique de abrigo

DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Características generales y secciones tipo

Las obras del nuevo puerto exterior en La Coruña consisten en la construcción de un dique de abrigo en talud 3.354 m distribuidos en 3 alineaciones y que alcanza profundidades máximas de hasta 40 m. Al abrigo del dique se genera una explanada de 150 Ha que se cierra mediante una línea de muelle de cajones de 900 m con un calado máximo de 22 m, así como un cierre en talud en el resto de la zona de relleno destinada a instalaciones portuarias. Un martillo formado una sección vertical de cajones con zona de atraque interior delimita la dársena en 240 Ha.

La zona a proteger con los bloques de 52 t careados queda delimitada entre el arranque del muelle y el martillo tal y como se indica en la siguiente figura.



Figura 2. Situación de los bloques de 53 t

Para llevar a cabo los análisis de estabilidad de las secciones y comprobación de los criterios funcionales, en la fase de diseño se hicieron diversas campañas de ensayos en modelo reducido en los laboratorios del CEDEX, INHA y Delft Hydraulics.

Se trata del dique de abrigo sometido al oleaje más severo jamás construido (Hs,140 años= 15 m, con Tp= 16 s según proyecto).

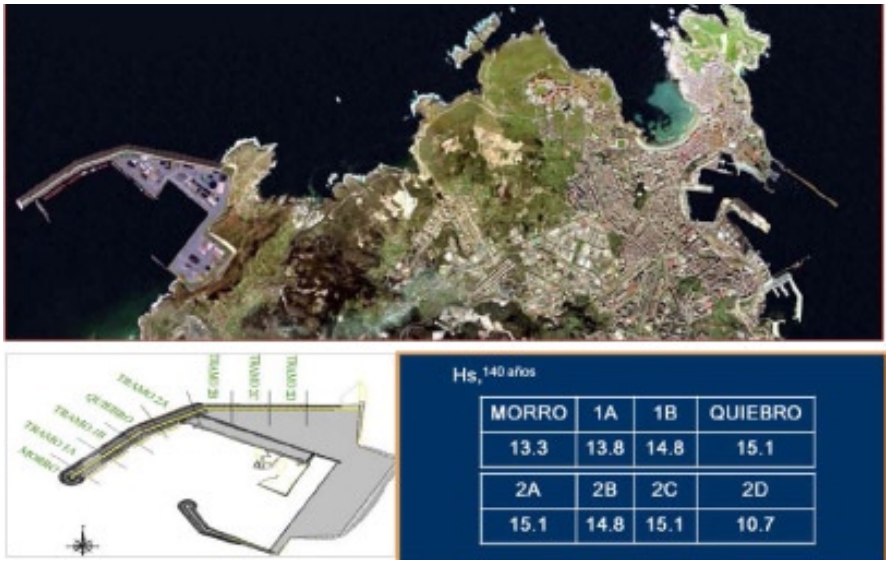


Figura 3. Ubicación de secciones tipo

El dique presenta 7 tramos diferenciados con distintas secciones tipo, además de los tramos de transición entre ellos:

- Sección tipo A1 (PK 0+000 al 0+575): con manto de bloques de 70 t sobre un filtro principal de escolleras de 5 t y otro secundario de 500 kg. El espaldón de 7,00 m en la base corona a la +19,00 m con una anchura de 4,00 m. En la coronación del núcleo se ejecuta finalmente una losa de hormigón de 2 m de canto para su coronación a la +12,00 m
- Sección tipo A2 (PK 0+590 al 0+862): igual que el anterior pero con espaldón de 10 m en su base y 7 m en su coronación, además de que la losa en coronación del núcleo es de 3,00 m de canto y corona a la +13,00 m
- Sección tipo B (PK 0+912 al 1+087): con manto de bloques de 90 t sobre filtro principal de escolleras de 15 t y secundario de 1 t. El espaldón tiene 10,00 m en la base y corona a la cota +23,64 m con una anchura de 5,50 m

- Sección tipo C1 (PK 1+137 al 1+470): con manto principal con bloques de 150 t, sobre filtro principal de bloques de 15 t y filtro secundario con escolleras de 1 t. El espaldón corona a la cota +25,00 m, tiene 10,00 m en su base y 5,50 m en su coronación. La losa de rodadura por encima del dique tiene un espesor de 3,00 m
- Sección tipo C2 (PK 1+470 al 1+800 (Muelle)): igual que el anterior excepto que el manto exterior está conformado por debajo de la cota -20,00 m por 3 capas de bloques de 50 t, apoyados en un pie de escolleras de 5 t con berma a la cota -31,00 m
- Sección tipo C3 (PK 1+800 al 3+140 (Martillo)): Esta sección no dispone ya de relleno trasero, con lo que el talud interior se protege con una monocapa de bloques perforados de 52,7 t concertados, apoyados sobre una capa de filtro de escolleras de 0,5 t. Esta capa de bloques interior apoya en una berma a la cota -14,00 m. El talud exterior es igual que en la sección anterior
- Morro: con talud 2H/1V está protegido con un manto bicapa formado por bloques de 150 t de alta densidad, para lo que se ha empleado barita como parte de los áridos, que apoya sobre una berma de pie coronada a la -25 m

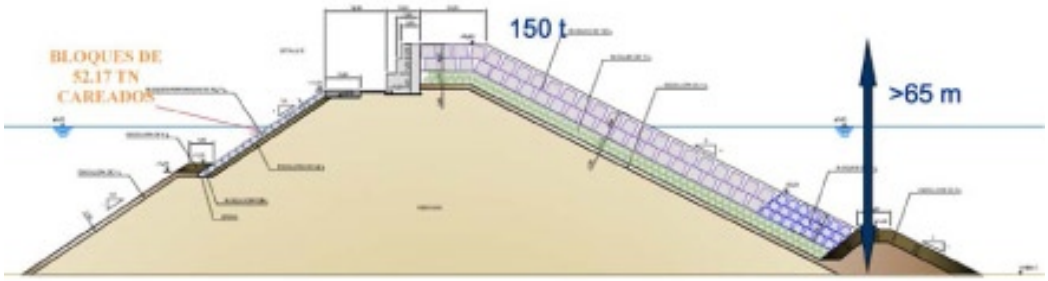


Figura 4. Sección tipo C3

Unidades más representativas

Los volúmenes de material que han sido empleados durante los trabajos de construcción son un ejemplo representativo de la dimensión de la obra. A continuación se incluye un resumen de los más destacados:
Material de cantera: 32.400.000 m³
Relleno general: 13.300.000 m³
Hormigón: El hormigón se distribuye tanto en el hormigón de los diversos tipos de bloques utilizados en la obra como en superestructura, cajones y otros TOTAL 3.484.000 m³

En bloques: 2.877.000 m³
Bloques 15 t: 121.365 u
Bloques 50 t: 13.171 u
Bloques 52.17 t: 4.246 u
Bloques 70 t: 7.639 u
Bloques 90 t: 2.033 u
Bloques 150 t: 22.251 u
Bloques 178 t: 194 u
Bloques 195 t: 288 u
En cajones: 137.000 m³
En espaldón: 376.000 m³
En superestructura: 60.000 m³
Sumergido: 34.000 m3

Acero en armaduras: 15.000.000 kg

Instalaciones de obra

La ejecución de una obra de estas características necesita contar con unas instalaciones específicas de obra, bien planificadas y adecuadas a las necesidades que van surgiendo a lo largo de las diferentes campañas de construcción.

El primer elemento a construir es el puerto auxiliar, obra de abrigo para proporcionar una zona abrigada para operatividad de los gánguiles y pontonas durante las obras al tiempo que se crea una explanada para el montaje del resto de instalaciones.

El puerto auxiliar está dimensionado para una altura de ola significante de 10 m y formado por un dique de más de 500 m de longitud, protegido por bloques de hormigón de 50 y 70 t.

Al abrigo del dique auxiliar se crea la explanada en la que se instala el parque de bloques principal de la obra en el que se fabricarán la mayor parte de los bloques de la obra.

Para fabricar los bloques se necesitan más de 2,5 millones de m3 por lo que se montan dos plantas de hormigón que pueden trabajar en paralelo o en serie, con una capacidad de producción de 400 m3/h.

Con el fin de alimentar las plantas de hormigón se instala asimismo una planta de machaqueo de 640 t/h de capacidad nominal. Esta planta tiene además un sistema de lavado de arenas y un decantador de lodos con filtro prensa.

Ya con la obra avanzada, en el año 2008 es necesario completar las instalaciones con nuevos medios de producción. Se inicia la construcción del espaldón del nuevo dique de abrigo y para ello es necesario instalar una nueva planta que garantice el suministro continuo para este fin. Esta planta de 120 m3/h se dispone en una zona próxima al arranque del dique.

A finales de la campaña 2008 se inicia la fabricación de bloques perforados de 52,17 t que se colocarán como protección del manto interior del dique lado dársena. Para ello se habilita un nuevo parque de bloques con un pórtico "elefante" de 100 t que se sitúa al lado de la planta de hormigón del espaldón.



Figura 5. Instalaciones de obra

TALUD INTERIOR

Condicionantes

El dique de abrigo de las Nuevas Instalaciones Portuarias, pese a la altura de su espaldón, se trata de un dique rebasable a partir de una ola significante superior a 10,5 m de altura.

Es por ello que se hace necesario proteger el talud interior del dique para evitar la socavación de la sección por culpa de los rebases.

La colocación de bloques de manera concertada se realiza en el dique de abrigo a partir del PK 1+800, dado que a partir de ese PK el dique no presenta relleno adosado.

La función de estos bloques consiste en proteger la sección lado dársena de posibles rebases que podrían provocar socavaciones en la sección.

Definición

Los bloques diseñados y dimensionados para soportar el impacto de la lámina de agua y evitar la pérdida de material de filtro y socavaciones en la sección, son bloques paralelepípedos de 5 x 2,5 x 2 m3, con un peso de 52,17 t.

Estos bloques se diseñan de manera que la porosidad del manto sea del 20% y puedan ser colocados de manera concertada. Esto ha obligado a la obra a rediseñar tanto el bloque como la pinza de colocación, y a buscar nuevos medios que permitan llevar a cabo la ejecución del manto de bloques de 53 t.

Por ejemplo, la escollera de filtro a colocar sobre el núcleo de todo uno del dique, debe ser de reducidas dimensiones para permitir la colocación careada de los bloques sobre la misma por lo que se ha limitado a 500 kg.

La disposición de los huecos centrales ha sido pensada para permitir la colocación de los bloques con porosidad reducida, es decir, para facilitar el desarrollo de una pinza que por su forma de cogida permita colocar bloque contra bloque, de forma careada en sus cuatro aristas.

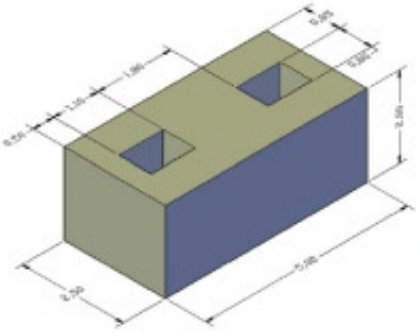




Figura 6. Definición de bloque

Figura 7. Cogida de un bloque tradicional

La importancia del medio de colocación, tanto la grúa como la pinza, a diferencia del sistema tradicional por fricción para colocación de mantos de bloques, hace que se diseñe un sistema específico para controlar todo el proceso de colocación en este manto.

La pinza en este caso no funciona por fricción sino que se le ha dotado de un pivote en cada brazo que se introduce en el bloque para trincarlo y evitar su deslizamiento durante la colocación. Asimismo en el propio bloque, en ambos huecos se diseña una hendidura que permitirá el ajuste del bloque al talud durante su colocación sin que la pinza pierda el bloque ayudada por los pivotes que se observan en las siguientes fotos.





Figura 8. Pivote en pinza

Figura 9. Hendidura en bloque para ajuste con talud



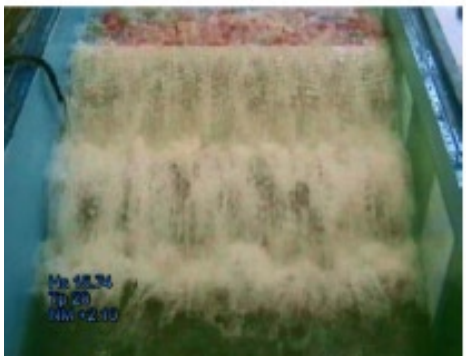
Figura 10. Bloque cogido con pinza

Ensayos

La validación de los bloques de 53 t se realizó mediante la realización de ensayos en modelo reducido en dos dimensiones en uno de los canales del INHA en Barcelona. En dichos ensayos se analizaba tanto la estabilidad de los bloques en el talud con su disposición careada como la berma de apoyo de los mismos, repitiendo el mismo ensayo para distintas alturas de coronación de la berma.

Las diferentes cotas de coronación de la berma estudiadas fueron: -5,72 m, -7,17 m, y a la -11,00, con alturas de ola significantes desde 11 m hasta 15,8 m y niveles de marea de 0,50, 2,10 y 5,00.

Los resultados de los ensayos sirvieron para proyectar la cota superior de la berma a la -11,00, quedando los bloques colocados desde la cota -13,50. Esto supone la colocación de 17 filas de bloques, con una porosidad del 20% (huecos de los bloques incluidos).





Figuras 11 y 12. Ensayos en modelo reducido en canal 2D

EJECUCIÓN

Fabricación

La fabricación de los bloques se realiza en el parque de bloques auxiliar situado próximo al arranque del dique en talud mediante el sistema tradicional de encofrados a tres caras que se van moviendo dejando el bloque para su curado sin mover hasta su transporte al lugar de colocación. Este parque es independiente del resto de parques de fabricación de bloques, con su propia planta de hormigón y un pórtico "elefante" de 100 t para el movimiento de bloques cuando es necesario.





Figura 13. Parque de bloques de 53 t Figura 14. Encofrado de bloque





Figura 15. Pórtico "elefante"
Figura 16. Cogida bloque en parque fabricación

Colocación

Tal y como se ha comentado en los apartados anteriores, estos bloques se diseñan de manera que la porosidad del manto sea del 20% y puedan ser colocados de manera concertada. Esto ha obligado a la obra a rediseñar tanto el bloque como la pinza de colocación, y a buscar nuevos medios que permitan llevar a cabo la ejecución del manto de bloques de 53 t.

El primer problema que se presentaba era que, con las pinzas de presión convencionales utilizadas en la obra, no se podían colocar estos bloques, ya que necesitan una holgura para abrir la pinza, lo que imposibilitaría conseguir la porosidad requerida en el proyecto. Por lo que se optó por cambiar el bloque, adoptando una de tipo rectangular de dimensiones 5*2*2,5 m con dos huecos de forma trapezoidal de base menor 0,9*0,6 m y base mayor 1,1*0,8 m, situados a 0,5 m de las caras exteriores. Estos huecos permiten a la pinza agarrar a los bloques sin necesidad de dejar holgura entre ellos.

La pinza de colocación está modificada para permitir que, al apoyar el bloque sobre una arista, pueda girar ajustándose al talud, además de permitir cierto juego para poder mover el bloque a lo largo del plano definido por el talud, pudiéndolo ajustar al bloque anteriormente colocado.

Esto se consigue mediante dos pivotes soldados a la mordaza de la pinza, estos pivotes se encastran dentro del bloque por lo que permite que al soltarlos el bloque aun siga agarrado pero permitiendo el giro y el desplazamiento.





Figuras 17 y 18. Colocación bloques sobre carrera de marea

El siguiente problema a solucionar era la colocación de bloques por debajo de la carrera de marea, dada la imposibilidad del gruísta o de cualquier personal de apoyo de visualizar el bloque, dificultando la correcta colocación de los bloques.

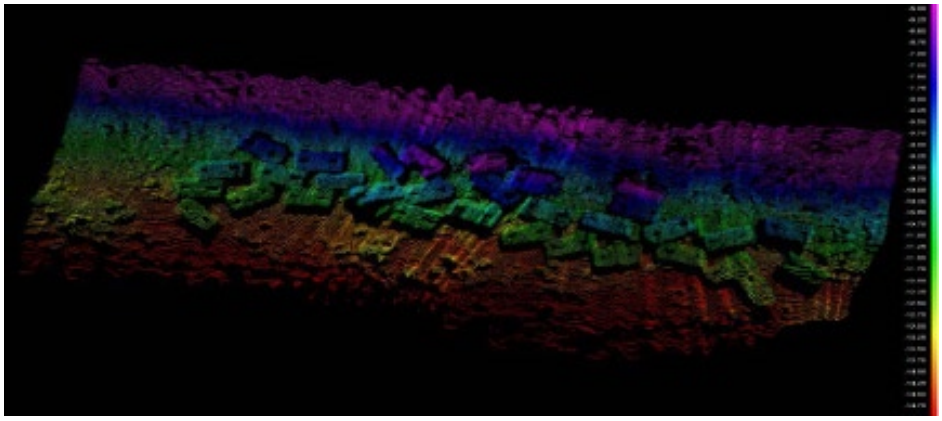
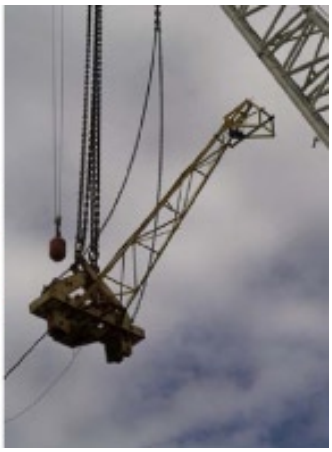


Figura 19. Aspecto bloques submarinos colocados sin Echoscope

Por este motivo se adquirió el Echoscope, equipo que consiste en una sonda basada en tecnología sonar 3D que trabaja en tiempo real. Esta sonda, montada en una estructura anexa a la pinza de colocación de bloques, permite al gruísta seguir con precisión la colocación del bloque, pues el operario dispone de una pantalla en la que visualiza la zona en la que está colocando el bloque, así como su entorno más próximo.





Figuras 20 y 21. Acoplamiento de Echoscope a la pinza de colocación

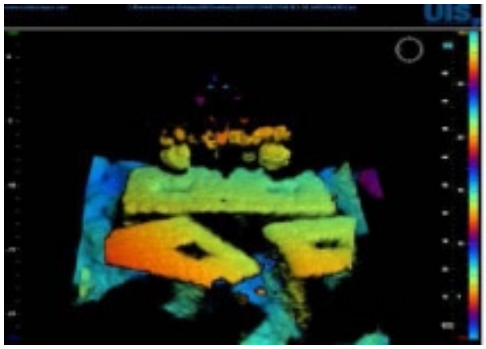
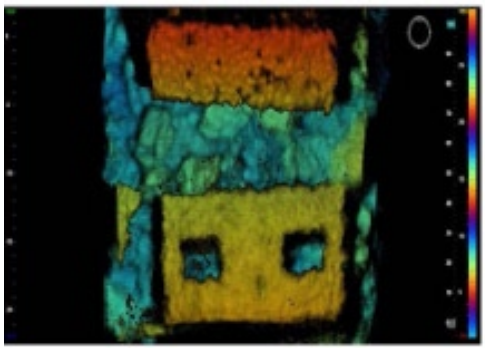


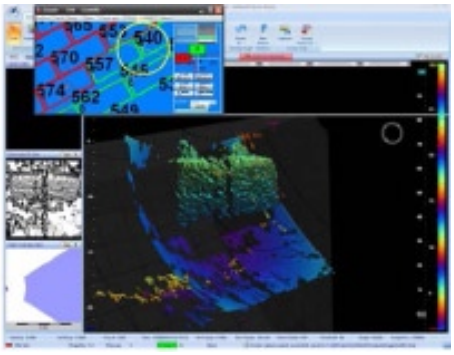
Figura 22. Visualización con Echoscope



Figura 23. Colocación de bloque sumergido

El Echoscope genera más de 16.000 haces simultáneamente para generar las imágenes en 3D en tiempo real. Trabaja a una frecuencia de 375 KHz con un alcance máximo de 150 m y una resolución del rango de 3 cm.





Figuras 24 y 25. Pantallas de visualización con Echoscope

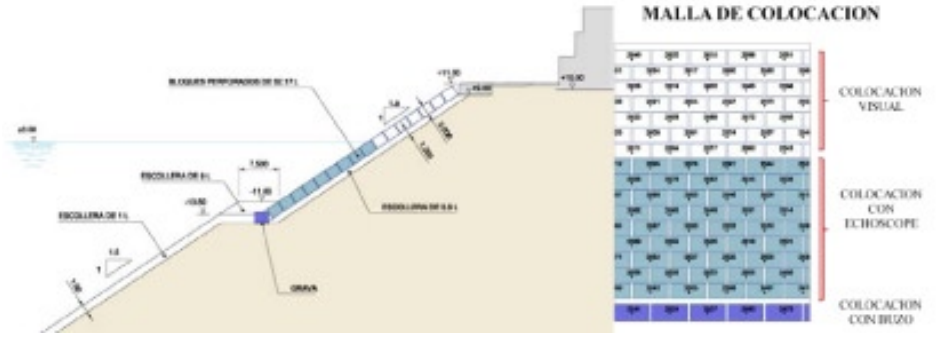
Proceso de ejecución

Previamente a la colocación de los bloques se realiza un reperfilado de la zona sumergida mediante una retroexcavadora sobre pontona.

El primer bloque del talud interior, que apoya sobre una banqueta a la cota -14, debe ser colocado con la ayuda de buzos dada la importancia que tiene la correcta alineación de esa primera fila en el apoyo las sucesivas filas superiores.

Para esto se utiliza apoyo topográfico desde tierra con topografía tradicional y pértiga, colocando unas alineaciones a la cota -14.

El resto de filas de bloques, por debajo de la carrera de marea, se colocan utilizando el Echoscope mencionado anteriormente, pero ya sin la ayuda de buzos. A partir de la zona sumergida ya no es necesario el uso del Echoscope.



Figuras 26 y 27. Definición de malla de colocación



Figura 28. Aspecto de manto interior de bloques de 53 t sobre nivel del mar

CONCLUSIONES

· Con la ayuda del echoscope se reduce hasta su práctica eliminación el uso de buzos para la colocación de bloques, lo cual repercute en la seguridad y en el rendimiento.(colocación con buzos 1.2 ud/ hora – colocación con echoscope 2.7 ud/ hora)
· Es fundamental que la capa sobre la que se apoyan los bloques este muy bien ejecutada, lo que conlleva que el material no deba superar los 500 kg
· Aconsejable para colocaciones con porosidades inferiores al 25% y en monocapa, o bien piezas especiales.
· A grandes distancias podría ser más efectivo su colocación sobre embarcación y transmisión de datos a la grúa vía wifi, debido a la posible pérdida de datos a través del cable (>90 metros)



Figura 29. Talud con bloques de 53 t concertados

3.6.4. PROCESOS CONSTRUCTIVOS SINGULARES EN LA OBRA DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE GIJÓN

D. López[1], M. Simancas[2], M. Vázquez3

1. UTE Dique Torres. El Musel, s/n (junto a Capitanía Marítima). 33290. Gijón. gerencia@utediquetorres.com
2. UTE Dique Torres. El Musel, s/n (junto a Capitanía Marítima). 33290. Gijón. msimancas@utediquetorres.com
3. DRAGADOS. Avda. Camino de Santiago, 50. 28050 Madrid. mvazquezr@dragados.com

INTRODUCCIÓN

Las obras de Ampliación del Puerto de Gijón, ejecutadas por la UTE DIQUE TORRES (DRAGADOS – FCC – SATO – FPS – ALVARGONZÁLEZ) y recientemente inauguradas, han supuesto un reto debido a su magnitud y la severidad del clima marítimo del emplazamiento. Ello ha provocado, por una parte, la necesidad del empleo de importantes instalaciones de obra y, por otro, el desarrollo de procesos constructivos singulares para la ejecución de algunas de sus unidades. En la presente comunicación se expone de manera resumida algunos de estos aspectos que son destacables por su singularidad.

BREVE DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

Las obras consistieron en la ejecución de una nueva dársena con muelle de atraque, situada al norte del dique Príncipe de Asturias, con una superficie de agua abrigada de 145 Ha, mientras que la superficie emergida generada es de 140 Ha. La obra se compone de las siguientes partes principales:

- Dique Torres: 1.433 m. Dique en talud.
- Dique Norte: 1.566 m. Dique vertical.
- Contradique: 798 m. Dique en talud.
- Muelle Norte: 1.365 m. Dique vertical.
- Taludes Interiores: 1.650 m. Dique en talud.



Figura 1. Plano de la obra de ampliación de El Musel

La mayor profundidad de cimentación de los diques es la cota -36 en alguno de los tramos del Dique Norte. Los diques se protegen con bloques de hasta 200 t. Los mayores cajones son de 51,80 m de eslora, 32 m de manga y 32 m de puntal.

Las principales mediciones son las siguientes:

- Todo-uno: 11.860.000 m^3
- Escollera (hasta 3.000 kg): 1.546.000 m^3
- Relleno general: 30.596.000 m^3
- Hormigón: 2.465.000 m^3
- Acero de armar: 52.500.000 kg
- Bloques (de 10 a 200 t): 126.000 ud
- Cajones: 81 ud

CANTERAS

Para la ejecución de la obra se han precisado unos 31 millones de toneladas de material de cantera, con el siguiente reparto:

- Todo-uno: 23.127.000 t
- Escollera: 2.783.000 t
- Áridos para hormigón: 5.176.000 t

El material ha procedido de las siguientes canteras:

- Canteras de La Hoya y Peña María: 14.751.000 t
- Otras canteras comerciales: 8.773.000 t
- Cantera de Aboño: 7.562.000 t

Como puede observarse, las principales fuentes de suministro han sido las canteras de Perecil-La Hoya, Peña María y Aboño, situadas a una distancia máxima de 7 km de la obra. Como consecuencia del retraso en la puesta en explotación de la cantera de Aboño, fue preciso recurrir a las canteras de Perecil-La Hoya y Peña María y a otras canteras comerciales de las provincias de Asturias y León (hasta 150 km de distancia), con objeto de no demorar la ejecución de los trabajos. Una singularidad muy importante de la ejecución de la obra ha sido que, al no estar las canteras a pie de puerto, ha sido necesario el transporte de todo el material por carretera, mediante camiones bañera, empleándose hasta 250 camiones en el periodo de mayor actividad de obra.

Los volúmenes máximos de aportación de material de cantera han sido de 60.000 t/día, alcanzándose el máximo en Octubre de 2007, con el empleo de 1.170.000 t/mes.

INSTALACIONES

Parques de bloques

La fabricación de los 126.000 bloques, que suponen más de 1,3 millones de m^3 de hormigón, se llevó a cabo en dos parques:

· Parque nº 1: de 116.000 m^2 ubicado en la explanada de los muelles de La Osa. En él se fabricaron los bloques de 10, 30, 45 y 90 t. Para ello se dispuso de una pista central de producción de 280 m de longitud, en la cual el hormigonado se realizaba con cinta ROTEC y brazo telescópico de distribución, desde una planta de hormigón con una capacidad de producción de 120 m^3/h. Sobre esta pista se dispuso un pórtico de 20 t para la manipulación de los moldes. A ambos lados se dispusieron 2 pistas de acopio con 2 puentes grúa de 60 y 120 t. Se alcanzaron puntas de producción de 2.100 m3/día.



Figura 2. Pista de fabricación del parque de bloques nº 1

· Parque nº 2: sobre explanada de 70.000 m^2 ganada al mar, se fabricaron los bloques de 145 t, 200 t y los de guarda. Al igual que en el Parque nº 1, se abasteció

de hormigón mediante una planta de 120 m³/h de capacidad. El hormigón se transportaba a la pista de fabricación mediante camiones pera y camiones hormigonera. Para el movimiento de moldes y bloques se emplearon dos transtainers sobre neumáticos de 230 t. Se alcanzaron producciones máximas de 2.450 m³/día

Fabricación de cajones

Los cajones se fabricaron en el Dique Flotante Tarifa Primero, de 55,00 m de eslora, 45 m de manga exterior, 37 m de manga interior, 5 m de puntal de la pontona base y 28,5 m de puntal de torretas. Este dique flotante se atracó en el contradique exterior del muelle Marcelino León del puerto de El Musel. Para el vertido del hormigón se emplearon tres grupos de bombas de 90 m³/h que se abastecían desde una planta con una capacidad de producción de 120 m³/h. Se instaló un parque de ferralla a pie de obra con 2 grúas torre, una para el suministro al cajonero y otra para el premontaje de armadura en una pontona auxiliar.



Figura 3. Instalaciones para fabricación de cajones

Los mayores cajones (Dique Norte y Contradique) se fabricaron a un ritmo medio de 1 cajón/10 días y el resto con un rendimiento medio de 2 cajones/7 días. La velocidad de deslizado media que se alcanzó fue de 18 cm/hora.

Otras instalaciones

· Planta de fabricación y clasificación de áridos, situada en la cercana explanada de Aboño, y con una capacidad de producción de 650 t/h. La obra llegó a producir 102.000 m³ de hormigón/mes con medias de hasta 5.000 m³/día, es decir se alcanzaron consumos de unas 10.500 t de áridos/día.
· Cargadero de gánguiles, con dos plataformas de descarga en voladizo independientes con capacidad para 4 camiones bañera en paralelo.
· Cargadero de escollera (hasta 3 t) y bloques (hasta 10 t) en el muelle de 7ª Alineación, sin voladizo y cargando todo el material con retroexcavadora y pinza hidráulica.

ENSAYOS

Previamente a la ejecución del dique en sus dos tramos (Dique Torres y Dique Norte) se llevó a cabo una campaña sistemática de ensayos en modelo reducido para evaluar las condiciones constructivas en función de las potenciales situaciones de clima marítimo actuantes en la zona de la obra.

Esta campaña de ensayos se llevó a cabo en las instalaciones del Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA) en Cerdanyola (Barcelona) y con la supervisión de Berenguer Ingenieros.

Los objetivos inicialmente perseguidos fueron los siguientes:
· determinar la estabilidad de las secciones constructivas en el avance del dique, principalmente frente a oleajes del Norte
· concretar los ritmos esperables de avance del dique en función de distintos umbrales de oleaje
· diseñar los morros de cierre temporal frente a temporales así como los de invernada para distintos escenarios de avance del dique

Los ensayos fueron de dos tipos:

· ensayos en canal, en los que se estudiaron las protecciones necesarias tanto en los costados interiores como exteriores de las distintas secciones del Dique Torres así como la estabilidad de las distintas fases constructivas de una sección del Dique Norte

· ensayos en piscina, en la que se estudiaron la estabilidad de las fases constructivas en cuatro secciones concretas del Dique Torres, en concreto en los pk 0+420, 0+700, 0+980 y 1+270, así como el diseño de los morros de invernada necesarios

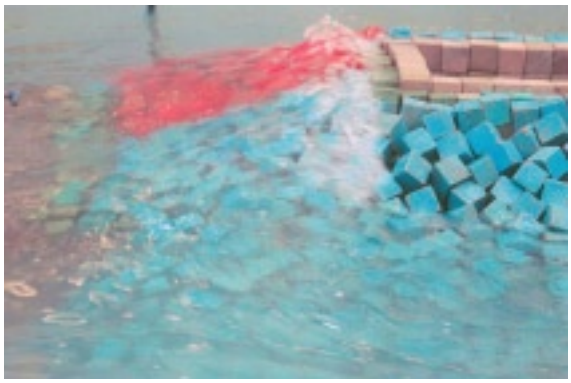


Figura 4. Ensayo 3D de estabilidad de morro de invernada

Los resultados obtenidos en los ensayos así como las principales conclusiones elaboradas tras su análisis permitieron definir y optimizar los procesos constructivos generales y las protecciones provisionales en fases intermedias durante las campañas de avance de 2006, 2007 y 2008.

DIQUE TORRES

Las exigentes capacidades necesarias de los medios de elevación terrestres para la colocación de los bloques del manto principal condicionaron la anchura mínima en coronación del tramo en talud del dique durante la fase constructiva. Así, en algunas secciones la anchura de la plataforma era de hasta 30 m a la cota de avance +7,25 m.

Para garantizar el avance en dichas situaciones se llegaron a requerir suministros de material para el núcleo de hasta 30.000 t/día.

El proceso general de ejecución combinó los medios marítimos para ciertas actividades y los medios terrestres para otras. Así, se ejecutó por mar mediante vertido con gánguiles de apertura por fondo el núcleo del dique hasta la cota -12,00 m en invierno y hasta la -2,00 m en verano aprovechando las pleamares, además de las capas de escolleras de filtro hasta la cota -4,00 m y los bloques de 10 t en filtros hasta la -6,00 m. Para ello se emplearon dos gánguiles de 900 m^3 de capacidad de cántara, uno de 650 m^3 y otro de 450 m^3.

El resto del avance se ejecutó con medios terrestres destacando la colocación de todos los bloques del manto principal desde tierra.

Morros de invernada

El morro de cierre tras la campaña de 2006 consistió en la ejecución de una berma delantera de unos 20 m de longitud a la cota -10,00 m para apoyo del manto principal con protecciones sucesivas a partir de dicha cota con escolleras de 250-500 kg, bloques de 3 t y una capa de bloques de 45 t sobre la que apoyaba definitivamente el manto principal, que era un manto monocapa con bloques de 90 t, talud 3/2 y cota de coronación la +16,45 m.

La coronación del núcleo del dique se protegía con la losa de hormigón y parapetos perimetrales provisionales con bloques de 200, 145 y 90 t.



Figura 5. Morro de invernada tras la campaña de 2006

En esta situación, tuvo que hacer frente a dos temporales significativos que provocaron diversos daños en los taludes interiores del Dique Torres, ambos con los siguientes registros en la boya MK-III fondeada delante del dique:

· en Febrero con Hs= 7,67 m y Tp= 25 s
· en Marzo con pleamar viva, con Hs= 6,63 m y Tp= 18 s, NM= +5,25m, y duración de 3 días

Colocación de grandes bloques

La ejecución de las obras de abrigo incluyeron la fabricación de 1094 bloques de 200 t en el entronque entre el Dique Torres y el Dique Norte (unas 115 t de peso sumergido) y su colocación hasta 105 m de distancia, condiciones nunca alcanzadas anteriormente en un dique. Igualmente y también desde tierra se colocaron los bloques del manto principal de la sección F del Dique Torres, de 145 t de peso.

Para la colocación de ambos tipos de bloques se empleó la grúa sobre orugas Liebherr LR-11350, con un sistema de doble contrapeso, de los cuales la bandeja de tierra se enganchaba únicamente para el posicionamiento final, ascendiendo y desciendo sobre una posición fija y permitiendo la ordenación del tráfico alrededor de la grúa mientras trabajaba, al disponer de 15 m entre la grúa y la bandeja. De esta manera se evitó el corte de tráfico de camiones durante la colocación de los bloques de 145 t (con paso de los camiones bajo la grúa) y de 200 t en el entronque (con ancho suficiente).



Figura 6. Colocación de bloques de 145 t en la Sección F del Dique Torres

Todos los bloques se colocaron con pinzas de fricción y sistema de posicionamiento GPS en tiempo real (RTK).

Los rendimientos medios obtenidos fueron del entorno de 1 bloque/hora, mientras que los límites operaciones fueron fijados, además de por el viento, por la altura de ola incidente con la grúa trabajando sobre los cajones del entronque, pues la plataforma de trabajo se situaba a la +7,25 m.

DIQUE NORTE

Enrase de banqueta

El proyecto contemplaba la ejecución del enrase de más de 113.000 m^2 para el apoyo de los 81 cajones en los distintos tramos de la obra: Dique Norte, Morro del Contradique y Muelle.



Dentro de esa medición, alrededor de 71.500 m^2 correspondieron al enrase de los cajones del Dique Norte y, de estos, 46.000 m^2 se ejecutaron con la embarcación Tertnes, perteneciente a la empresa DRAVOSA.

Figura 7. Embarcación Tertnes (Dravosa)

El Tertnes es un barco especialmente diseñado para la ejecución de enrases y protecciones con escolleras de conductos submarinos a elevadas profundidades. Está formado por una cántara de transporte de material de 9.785 t de capacidad, unido mediante un tubo extensible a una tolva submarina de vertido controlado. La ejecución del enrase se fundamenta en dos sistemas que la embarcación lleva integrados: el sistema de batimetría a bordo permite conocer la cantidad exacta de material a depositar en cada punto de la banqueta, mientras que el sistema de posicionamiento dinámico con GPS permite posicionar la tolva de vertido controlado de manera muy precisa, dentro de la malla de descarga configurada previamente.

La embarcación era cargada con balasto de 5-12 cm desde tierra con grúas de gran capacidad, con ritmos de producción máximos de 2.500 t/día y medios de 40.000 m^2/mes.

Por otra parte, otros 67.000 m^2 de enrase se ejecutaron mediante gánguil con retroexcavadora a bordo. Se trata de la embarcación Omvac Cinco, perteneciente a la empresa CANLEMAR. Esta embarcación consiste en un gánguil de 500 m^3 de capacidad el cual lleva montado sobre la cántara una retroexcavadora tipo Liebherr 974. El equipo dispone de pulpo hidráulico de 3,5 m^3 y 7 t de peso, con el que, una vez ejecutado el preenrase, se aporta la grava y se distribuye homogéneamente mediante compactación a través de percusiones.

Fondeo de cajones

De los 81 cajones que conforman la obra, 33 de ellos conforman el Dique Norte y han tenido que ser, por tanto, fondeados en mar abierto.

Estos cajones tienen unas dimensiones de 52,00 m de eslora, 32,00 m de manga y 32,00 m de puntal, habiendo sido fondeados a la cota -24,75 m.

Se fondearon 19 cajones en la primera campaña de ejecución del Dique Norte (2007) y 14 cajones en la segunda (2008). Las campañas comprendieron los meses de Abril a Agosto llegando a fondearse hasta 9 cajones en un mes en el caso más favorable.

El procedimiento de fondeo se verificó previamente en ensayos en modelo reducido en los laboratorios de MARIN-DELFT. Gracias a estos ensayos se pudieron

comprobar las ventajas e inconvenientes de las distintas configuraciones de fondeo inicialmente planteadas. Así, en primer lugar se pudo desechar el empleo de pontona abarloada (por el elevado francobordo del cajón) y de los springs cruzados entre el cajón a fondear y el adyacente ya fondeado por las elevadas tensiones derivadas sus cortos desarrollos.

La disposición finalmente adoptada fue asimétrica en función de la dirección predominante de incidencia del oleaje durante la operación, con 7 líneas de amarre (4 transversales y 3 longitudinales) operadas todas ellas con winches de 30 t de capacidad.

El proceso de fondeo del cajón era diferencial, hundiendo al inicio ligeramente más el extremo del cajón más alejado del ya fondeado. De esta manera se mejoraba el control de los movimientos del cajón en los momentos previos al contacto con la banqueta. Igualmente se disponían 2 defensas Yokohama hinchables de 1,5 m de diámetro para controlar el proceso de hundimiento del otro extremo del cajón (el más cercano al ya fondeado), evitando posibles golpes entre ellos. Estas defensas eran reutilizables en cada operación.

Las principales embarcaciones empleadas en esta actividad fueron:
· 2 Remolcadores de 1.900 CV, uno de 54 toneladas y el otro de 30 toneladas de tiro
· 1 Embarcación auxiliar tipo multicat para asistencia a las maniobras de 20 m de eslora, la cual cuenta en cubierta con un winche de 50 t de tiro y una grúa de 80 t
· 1 Pontona autopropulsada 34 m de eslora por 27 m de manga, que cuenta a bordo con una grúa de 200 t
· 1 Embarcación auxiliar tipo lancha de 11,50 m de eslora

Mientras que los equipos principales utilizados fueron:
· Cabrestantes de 30 t de tiro nominal y 60 t de resistencia al freno, con sus respectivos soportes y grupos hidráulicos de accionamiento
· Cables de acero de 36 mm de grosor y 200 t de carga de rotura, más estachas de 8 pulgadas de grosor y 120 t de carga de rotura
· 7 Anclas para arena de 4 t de peso
· 10 Bombas sumergibles con mangueras de 150 mm de diámetro y hasta 20 m de capacidad, con sus correspondientes cuadros eléctricos
· 2 Grupos electrógenos de 500 KVA
· 10 Válvulas de 120 mm de diámetro con actuadores neumáticos
· 2 Defensas hinchables tipo Yokohama de 1,5 m de diámetro
· Pasarelas y plataformas auxiliares
· Sistema de posicionamiento GPS

La actividad se dividía en dos maniobras: prefondeo y fondeo. El prefondeo comprendía las actividades correspondientes desde la botadura del cajón en el Dique Flotante hasta su almacenaje en la zona de acopio provisional, al abrigo del extremo del Dique Príncipe de Asturias, en el área limitada por el propio dique y el martillo. Los cajones eran remolcados con la ayuda de dos remolcadores y prefondeados mediante el empleo de 4 anclas con sus respectivas cañas y orinques para conformar las líneas de amarre, 10 válvulas y 10 bombas de achique. Una vez prefondeado el cajón se procedía a quitar las válvulas y las patas de gallo del mismo.

Por lo que se refiere al fondeo la maniobra empezaba con el vestido del cajón (instalación de pasillos, plataformas, 10 bombas sumergibles, 10 válvulas y una pata de gallo). Simultáneamente se colocaban en la zona de fondeo las 7 líneas de amarre (cañas) con sus respectivas anclas y boyas de señalización de los orinques. Una vez reflotado el cajón de su lugar de prefondeo mediante deslastrado de sus celdas se procedía a su transporte al lugar de fondeo con la ayuda de los dos remolcadores. Una vez allí se procedía a la conexión con las líneas de ama-

rre y a su tensado, liberando en ese momento los remolcadores y comenzando a continuación el proceso de lastrado, controlando la posición del cajón en planta por medio de los cabrestantes y en alzado por medio del accionamiento de las válvulas. Todas estas operaciones estaban dirigidas en todo momento por el equipo de topografía más la ayuda de un sistema de instrumentación con GPS en sus 4 esquinas y registro del perfil de velocidades de corriente debajo del cajón. Si el posicionamiento del cajón no era el deseado, se procedía al achique de agua con ayuda de las bombas (el cajón era fondeado con sus correspondientes bombas) hasta que quedaba liberado, repitiendo a continuación la misma operación. Una vez asegurado topográficamente el correcto posicionamiento del cajón, se procedía al llenado definitivo de las celdas cerrando las válvulas y terminando el proceso mediante el uso de bombas.

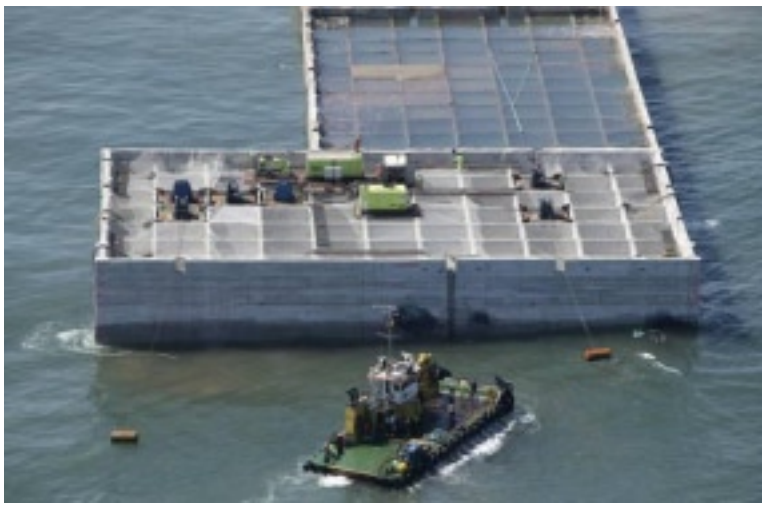


Figura 8. Fondeo de cajones en Dique Norte

El plazo completo de la maniobra de fondeo era de más de 30 h, lo que obligó a duplicar equipos para aprovechar las ventanas favorables.

EJECUCIÓN DE ESPALDONES

La medición total de hormigón a utilizar tanto en losa como en el alzado de los espaldones del Dique Torres y Dique Norte ascendía a más de 765.000 m^3.

Los equipos principales empleados fueron los siguientes:

· Cinta tipo ROTEC MS 75/18 para la ejecución de espaldones de pequeña altura. Utilizado únicamente en la ejecución del Dique Torres

· Camiones cinta tipo Telebelt TB 130 para la ejecución de espaldones que coronan a elevada cota. Fue la principal máquina de trabajo utilizada, con rendimientos nominales máximos a 0º de inclinación de 275 m^3/h, y de 175 m^3/h a 20º de inclinación. Estos equipos permiten el hormigonado a más de 30 m de distancia en horizontal alcanzando más de 20 m de altura, favoreciendo la ordenación del tráfico del resto de maquinaria a lo largo del dique mientras se ejecutaban los trabajos de hormigonado de las distintas secciones del espaldón.

Los rendimientos reales obtenidos en el hormigonado mediante Telebelt TB 130, en las diferentes fases del Dique Norte, han oscilado desde los 109 m^3/h para el hormigonado de la losa (0º de inclinación) hasta los 44 m^3/h para el hormigonado de la Fase 4 del espaldón del Dique Norte (29º de inclinación).

La ejecución del espaldón comenzaba con la realización de la losa de cimentación por medios convencionales. A continuación, el alzado del espaldón es semejante en ambas tipologías, talud y vertical. Se emplearon carros de encofrado a tres caras, en varias puestas de hormigonado, dependiendo de la geometría final de la estructura y de su cota de coronación. El vibrado se llevaba a cabo mediante vibradores suspendidos de los estampidores de los carros, con vibrado manual para las operaciones de acabado.

Por otra parte, el carácter monolítico de la sección del espaldón puede verse comprometido si no se asegura cierta continuidad entre las distintas puestas, que se dimensionan para alcanzar un compromiso entre un volumen adecuado

que reduzca las retracciones y un volumen máximo de acuerdo a los procesos constructivos. Para ello se dispusieron juntas en forma de boca de lobo. Así, para cubrir las 4 fases de hormigonado de la sección, tanto en el dique en talud como en el vertical, resultaron secciones de hasta 77 m^2/m lo que suponían más de 600 m^3/puesta.

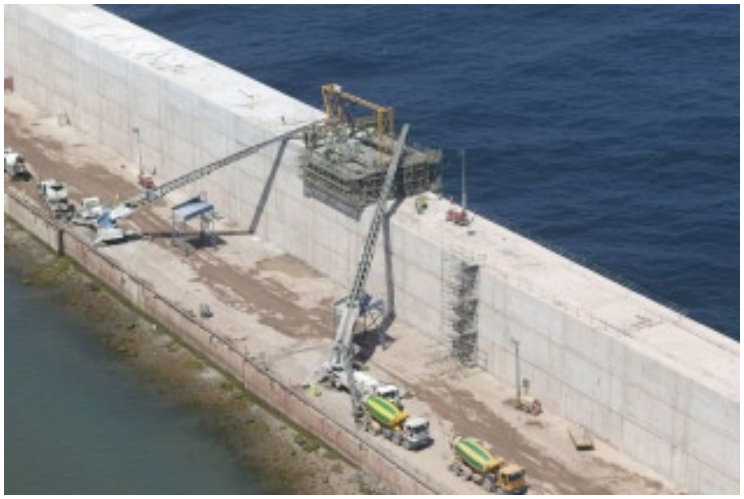


Figura 9. Hormigonado de la 4ª fase del espaldón del Dique Norte

3.6.5. OBRAS DE EJECUCIÓN DEL PUERTO DE GARACHICO

R.D. Navarrete[1], L. Lomo[2]

1. COMSA EMTE S.A.U. rdnavarrete@comsaemte.com
2. CYES S.A. llomo@cyes.es

LOCALIZACIÓN

Las obras se encuentran ubicadas en la Villa y Puerto de Garachico, más concretamente en las explanadas anexas a la Ermita de San Roque, al este del núcleo urbano, en un bello paraje conocido como la bahía de Las Aguas. La Villa de Garachico se encuentra en el término municipal del mismo nombre, en la isla de Tenerife, dentro del archipiélago Canario. Situado en el litoral de la costa noroeste, forma parte de la comarca de Isla Baja (El Tanque, Los Silos Garachico y Buenavista del Norte) y se extiende desde las faldas del conjunto Teide – Pico Viejo hasta el Océano Atlántico, ocupando una franja costera de 5,5 km.



Figura 1. Garachico. Isla de Tenerife

ANTECEDENTES. HISTORIA DEL PUERTO

Fundada a finales del siglo XV por el banquero genovés Cristóbal de Ponte, la Villa y Puerto de Garachico fue uno de los principales puertos comerciales de la isla de Tenerife durante los siglos XVI y XVII, hasta que una erupción volcánica en el año 1706 sepultó gran parte del pueblo, así como su puerto, acabando definitivamente con el esplendor económico y comercial de la zona.

El de Garachico era un puerto formado bajo la protección de un abrigo natural, sobre cuya forma y ubicación original existen algunas dudas que impiden determinar exactamente su morfología y ubicación original, debido a la acción de las coladas de lava, si bien autores como Nuñez de la Peña o Leonardo Torriani trataron de cartografiarlo.

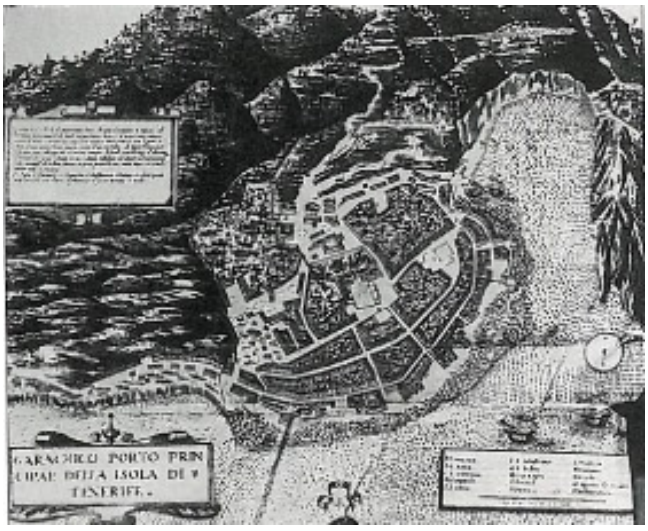


Figura 2. Puerto de Garachico según Torriani.

El puerto gozó de gran importancia durante los siglos XVI y XVII, llegando a ser el más importante de toda la isla, por encima incluso del puerto de Santa Cruz de Tenerife en algunas épocas y en dura pugna por la supremacía en el tráfico de mercancías en otras.

Existía un gran tráfico internacional de mercancías y esclavos con Europa, África y América, siendo el tráfico más importante con el puerto de Amberes. Se importaban, entre otras cosas, telas de Francia, paños ingleses, especias orientales, esclavos, obras de arte flamenco y productos manufacturados; se exportaba azúcar, vino de malvasía, productos manufacturados y otros productos manufacturados.

Todo esto hizo de Garachico un pueblo de agitada vida portuaria, centro económico de la comarca y lugar de residencia habitual de ricos mercaderes, alcanzando un tráfico tan importante que llegó a tener almojarifazgo propio e incluso a ser comparado con la lonja de Sevilla.



Era Garachico y su hermosa situación "al pie de un risco que se eleva por la parte Sur, tan empinado que no parece sino antepecho de esmeralda en que descansa el Cielo" en frase de Fray Andrés de Abreu, un lugar donde el mar llegaba furioso a la costa, en el que quedaba escenificada la batalla entre Neptuno y Vulcano.

Figura 3. Grabado de la bahía de Garachico, a pies del Teide, en presencia de Neptuno.

Sin embargo, la tragedia siempre ha estado presente en la vida del pueblo, en cuyo escudo se puede leer "Glorioso en su Adversidad". La bravura del mar en la zona, junto con diversos desastres naturales, epidemias e intereses partidistas, provocó el desplazamiento progresivo del tráfico marítimo hacia el puerto de Santa Cruz de Tenerife.

Una epidemia de peste a comienzos del siglo XVII hizo a Garachico perder gran parte de su tráfico marítimo que paulatinamente se fue desplazando a otros puertos de la isla, lo que sumado a los corrimientos de tierra provocados por las inundaciones a mediados del mismo siglo y a la definitiva erupción volcánica de 1706, acabaron para siempre con la época dorada que hasta entonces había vivido la zona en torno a su puerto.

Desde entonces han sido constantes los intentos del pueblo por recuperar el esplendor de su puerto, con continuos requerimientos por parte de sus dirigentes. Durante los siglos XVIII y XIX se ejecutaron distintas obras, pero el puerto ya nunca volvió a recuperar la importancia que en su día tuvo en el panorama internacional.

En 1930 es aprobado un proyecto redactado por D. José Ochoa Benjumea, que permitió mejorar el viejo puerto, pero siempre con muchas limitaciones debido a la bravura del mar en dicho enclave. En 1974 es solicitado un nuevo proyecto para permitir la conexión vía ferri con la isla de La Palma. El proyecto fue redactado en 1980 cambiando su ubicación, para tratar de permitir así futuras obras de ampliación. Las obras del nuevo puerto, que quedaría situado en un paraje conocido como la Bahía de las Aguas, dieron comienzo en 1982 y fueron definitivamente

suspendidas en 1983, dejando en el lugar restos del arranque del dique de abrigo, bloques de hormigón en el manto de protección y un muro espaldón.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Finalmente, en el año 2001 fue elaborado el actual proyecto por la UTE Teno Ingenieros – Alatec, cuya aprobación definitiva se produjo en mayo de 2007, siendo adjudicada su construcción en septiembre de 2008. En noviembre de ese mismo año dieron comienzo los trabajos de ejecución del puerto.

La obra, promovida por la Dirección General de Puertos de la Consejería de Obras Públicas y Transporte del Gobierno de Canarias, salió a licitación con un presupuesto de 39.000.000 € y un plazo de ejecución de 34 meses y fue adjudicada a la UTE COMSA-CYES-SATOCAN por 33.150.000 €.

Características de la obra

Se trata de un puerto de nueva planta, que actualmente se encuentra en ejecución, y cuya sección del dique de abrigo fue modificada a raíz de los nuevos datos de oleaje. El puerto básicamente quedará constituido por un dique de abrigo en talud de 630 metros de longitud y un contradique de más de 100 metros. En el interior se dispondrán dos dársenas (deportiva y pesquera) separadas por un dique central de 100 metros aproximadamente. Adosados al dique de abrigo, se sitúan los atraques de las embarcaciones mayores, como son las pesqueras, embarcaciones para uso turístico y atraque de ferri.

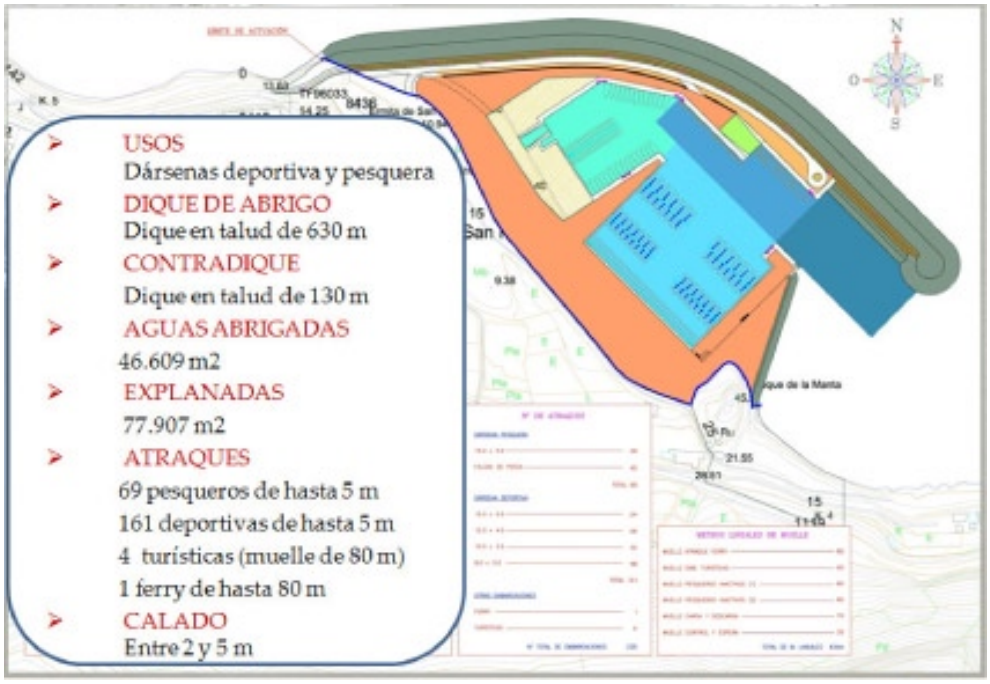


Figura 4. Planta del Puerto de Garachico

Se ha ejecutado un dique de abrigo de 630 m de longitud, cuya tipología es dique en talud, cuyo manto principal está formado por bloques de hormigón "Antifer" de 60 toneladas. En la parte superior del dique se sitúa un muro espaldón coronado a la cota +14,50. En el espaldón se han creado dos paseos que rompen en sentido transversal la dureza del paramento. Un paseo superior con visual por encima de la cota de coronación y por lo tanto panorámica hacia el mar, a la cota +13,00 m y un paseo intermedio en la cota +10,00 m.

En el arranque del dique (150 primeros metros), se colocan en el manto de protección bloques "Antifer" de 15 toneladas, en lugar de los de 60 toneladas,

debido a que los oleajes incidentes en ese tramo del dique son menores. En el manto de protección del morro del dique también se colocan bloques "Antifer" de 60 toneladas. El contradique, de 120 m de longitud, también es un dique en talud, con el manto de protección formado por escollera de 1 tonelada.

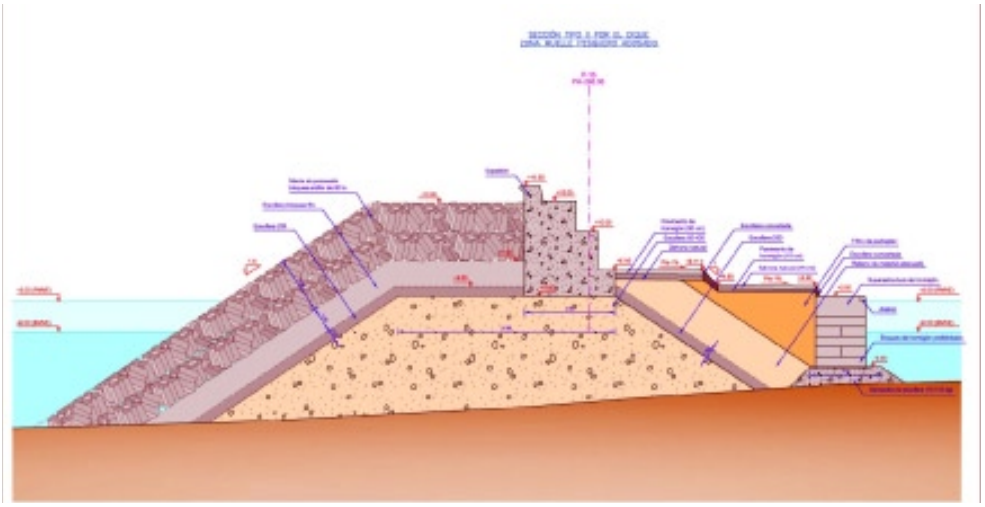


Figura 5. Sección tipo del dique de abrigo.

En el interior del área abrigada se disponen dos dársenas (deportiva y pesquera) separadas por un dique central de 100 m aproximadamente. Adosados al dique de abrigo se sitúan los atraques de las embarcaciones mayores, como son las pesqueras, embarcaciones para uso turístico y atraque de ferri con rampa ro- ro.

En la dársena deportiva de casi 20.000 metros cuadrados se sitúan 161 atraques para embarcaciones de 8 a 15 metros de eslora, pudiéndose colocar en la parte exterior de los pantalanes más cercanos al dique embarcaciones con mayores esloras. En la dársena pesquera, con 9.500 metros cuadrados, se emplaza un pantalán para las pequeñas falúas de pesca (40 unidades), y se disponen asimismo tres muelles de 230 metros de longitud en total: 70 m para muelle de carga y descarga, y 160 metros para 29 atraques de barcos mayores. Adosada a esta dársena se ha contemplado una zona de tierra diferenciada para las labores de este gremio: instalación de los almacenes, pertrechos, lonja, etc.; y para la rampa de varada, el hueco del travelift y la marina seca.

Adosados al dique de abrigo se dispondrán los atraques para embarcaciones de 20 – 30 metros de eslora que podrán ser utilizadas para excursiones turísticas. Finalmente, en este proyecto está previsto un muelle para atraque de ferri de 70 metros, aproximadamente y rampa ro–ro.

Principales unidades de obra

Para la ejecución del puerto, se habrán de realizar 3.519 bloques "Antifer" de 60 Tm, 1.783 bloques "Antifer" de 15 Tm y 16.943 bloques de 5 Tm. Sumando a esto el hormigón necesario para ejecutar los 600 metros de espaldón de coronación del dique de abrigo, más el de los muelles, explanadas y otras pequeñas cantidades, supone un total de 210.142 m^3.

HORMIGONES		ud	m3
HM 20/P/40/I +Qb	Antifer 15 tn	1.783	11.883,19
	Antifer 60 tn	3.519	93.817,84
	Cúbicos 5 tn	16.943	37.649,11
	1 tn		0,00
	Espaldón		40.264,86
	Muelles		15.265,16
	Viga cantil		4.282,84
	Muretes		721,43
HM 20/P/20/I +Qb	inyectado		1.824,00
HA-25/P/20/IIIa+ Qb	pavimentos		4.433,68
		TOTAL M3	210.142,12

Tabla 1. Hormigones

Así mismo, la necesidad de material procedente de cantera, para la ejecución de dique de abrigo, contradique, dique central y explanadas, asciende a 715.834 Tm.

ÁRIDOS	MEDICIÓN M3	TM ÁRIDO
TOTAL	412.455,66	715.834,30
Todo uno- escollera 50-400 kg	229.488,38	378.655,83
Escollera 300 - 500 kg		0,00
Escollera 1000 kg	9500,45	15.675,74
Escollera 50-100 kg	34.635,59	57.148,72
Escollera 10-100 kg	9.490,42	15.659,19
Pedraplén	30.433,97	50.216,05
Relleno suelo adecuado	95.581,59	191.163,18
Zahorra natural	3.325,26	7.315,58

Tabla 2. Material procedente de cantera.

EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Esta obra, actualmente en ejecución, tiene la singularidad de ser el primer puerto de importantes dimensiones que se construye en la cara septentrional de la isla de Tenerife, encontrándose con un mar abierto al norte, sin protección alguna ante temporales provenientes del NO al NNO. Para regímenes medios, predominan los oleajes del NE al NO, siendo los oleajes más energéticos los provenientes del NNO. Los temporales más frecuentes en la zona tienen alturas de ola significante comprendidas entre los 4 y 5 metros con períodos de pico de 17 segundos. La altura de ola significante de cálculo, propagada a pie de dique, en la sección más desfavorable, alcanza los 8,20 metros, con un período asociado de 19 segundos.

La ejecución de las obras consta principalmente de tres partes bien diferenciadas pero todas ellas íntimamente ligadas: prefabricación de bloques del dique de abrigo; ejecución del dique de abrigo; y por último la ejecución de muelles y explanadas.



Figura 6. Temporal durante la ejecución del dique de abrigo.

En el proyecto se establecían, como meses hábiles para los trabajos en el dique de abrigo, los comprendidos entre abril y octubre (ambos inclusive). De esta manera se evitaba la exposición del dique en avance a las épocas en que más frecuentemente se producen temporales, que debía quedar convenientemente protegido para las temporadas invernales.

La construcción del dique de abrigo estaba prevista en dos campañas, para minimizar los riesgos, realizando un morro provisional de invernada al final de la primera de ellas. Por tanto, era necesaria la fabricación continua y a ritmo elevado de bloques del manto, así como de bloques de filtro de 5 Tm, ya que las nombradas condiciones climáticas hacían imposible un excesivo desfase entre las distintas capas que componen el dique en talud.

Dadas las continuas necesidades de suministro de hormigón, con puntas de hasta 800 m^3 por día, se optó por la instalación de una planta en obra, para dotar de su-



ministro suficiente al parque de fabricación de bloques, de cuya capacidad de fabricación dependía en gran medida el éxito en la ejecución del dique de abrigo, ya que cualquier retraso podría suponer el incremento, en una campaña más, de la ejecución del dique y por tanto una mayor exposición durante su construcción.

Figura 7. Parque de prefabricados y arranque del dique de abrigo.

Los trabajos principales a realizar en el parque de prefabricados eran la fabricación de bloques "antifer" de 60 Tm y la fabricación de bloques de 5 Tm, si bien durante los primeros meses se fabricaron los bloques "antifer" de 15 Tm.



Para la manipulación de los bloques de 60 Tm, se instaló una grúa pórtico, con una pinza adaptada de forma que se permitía su manipulación con un solo cabrestante. La grúa era utilizada en el proceso de encofrado, desencofrado, acopio y carga para transporte al punto de colocación.

Figura 8. Fabricación de bloques de 60 Tm.

Los bloques de 5 Tm eran fabricados en dos carriles anexos situados en paralelo a los raíles y en el exterior de la grúa pórtico. Para ello, se utilizó un encofrado múltiple, que permitía hormigonar hasta 8 bloques en una sola puesta, los cuales eran manipulados de 4 en 4 con una pinza fabricada expresamente para ello.



Figura 9. Fabricación de bloques de 5 Tm.

Ante las dificultades para garantizar el suministro continuo en cantidad suficiente y al ritmo necesario del todo uno de cantera y de la escollera necesaria para la ejecución del núcleo y las capas de filtro del manto, se optó por

no ejecutar el dique con el ancho completo durante la campaña de trabajo, reduciendo de esta forma la cantidad de material necesario por metro lineal, lo que permitía incrementar la velocidad de avance. Además se realizaba una sobreelevación del núcleo de todo uno, para aumentar el francobordo del dique en ejecución, de forma que la maquinaria y la grúa de celosía utilizada para la colocación de los bloques se encontrasen en una plataforma a salvo del oleaje.

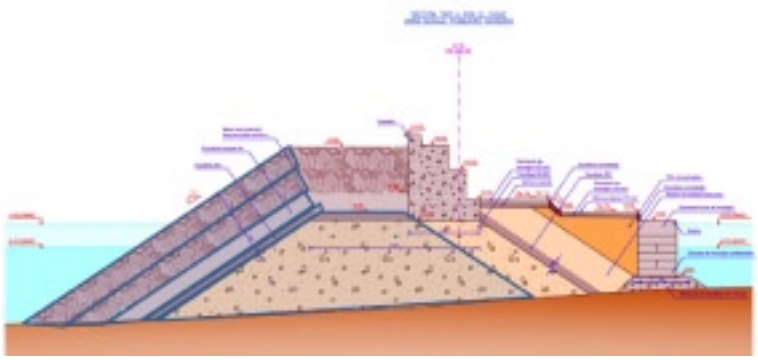


Figura 10. Sección de avance (en azul)

Una vez la campaña de trabajo se acercaba a su fin, se utilizaba esa sobreelevación del núcleo para ayudar a completar el ancho del dique, a la vez que se continuaban las capas de filtro y manto principal en la medida de lo posible, de forma que fuese compatible con la posterior ejecución del espaldón.

A su vez, se hacía fundamental condicionar la planificación de los trabajos diarios en función de las previsiones de oleaje a 24-48-72 horas, ya que eran escasos los días con con altura de ola inferior a 1 metro, lo que dificultaba enormemente los trabajos de avance. Además, salvo el período comprendido entre agosto y septiembre, no es extraño encontrar oleajes en torno a los 2 metros, lo que hacía variar la planificación de los trabajos en función de dichas previsiones. En la siguiente figura se puede observar el diagrama empleado para la planificación de los trabajos.



Figura 10. Planificación de los trabajos de avance del dique de abrigo.

Una vez el dique alcanzó su longitud definitiva, dieron comienzo los trabajos en el interior del puerto, muelles y explanadas, hasta alcanzar el estado actual de las obras.



Figura 11. Estado actual de las obras

REFERENCIAS

Carlos Acosta (1996): "Garachico: un puerto enfrentado a un volcán", Ediciones IDEA, Santa Cruz de Tenerife.
Puertos del Estado (2008): Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas.

AGRADECIMIENTOS

A D. Ricardo Sánchez García, experimentado ingeniero de caminos, canales y puertos, sin cuya dedicación y profesional esfuerzo no habría sido posible la ejecución de la obra.

A D. Lorenzo Dorta García, político insigne, sin cuyo incansable empeño no sería realidad este puerto.

A ambos, muchas gracias.

PONENCIAS DE LAS
XI JORNADAS
ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS

SESIÓN 4

SESIÓN 4

4.1. EFECTOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO

4.1.1. CONTRIBUCION ATMOSFÉRICA A LA VARIABILIDAD DEL NIVEL DEL MAR EN EL MEDITERRÁNEO ANTE DISTINTOS ESCENARIOS DE CAMBIO CLIMÁTICO

B. Pérez Gómez[1], G. Jordà[2], M. Marcos[2], M. Gómez Lahoz[1], S. Pérez[1], E. Rodríguez Camino[3], J.M. Rodríguez González[3], J. C. Sánchez Perrino[3], S. Somot[4], E. Álvarez Fanjul[1], D. Gomis[2]

1. Organismo Público Puertos del Estado. Avda del Partenón nº10 20842 Madrid. enrique@puertos.es, sperez@puertos.es, bego@puertos.es, marta@puertos.es.
2. IMEDEA, C/ Miquel Marquès, 2107190 Esporles - Islas Baleares. gabriel.jorda@uib.es, marta.marcos@uib.es, damia.gomis@uib.cat
3. AEMET. C/ Leonardo Prieto Castro, 8, Ciudad Universitaria 28071, Madrid. erodriguezc@aemet.es, jrodriguezg@aemet.es, jsanchezp@aemet.es
4. MeteoFrance. 42 av. Gaspard Coriolis / 31057 Toulouse Cedex / FRANCE samuel.somot@meteo.fr

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es determinar la contribución de la presión atmosférica y el viento a la variabilidad del nivel del mar en el Mediterráneo, bajo diferentes escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero. Para ello se simula dicha variabilidad mediante el modelo numérico HAMSOM, con una resolución espacial de 1/4º x 1/6º, en un dominio que cubre todo el Mediterráneo y parte del Atlántico Noreste. El modelo se ha forzado con los resultados del modelo climático ARPEGE, que proporciona campos de presión atmosférica y viento cada 6 horas y resolución espacial de 50 km. El análisis de los resultados se centra fundamentalmente en los procesos de baja frecuencia (variaciones mensuales o de más largo periodo) y también en los eventos extremos. El trabajo se ha realizado en el contexto del proyecto VANIMEDAT-II, cuyo objetivo es la creación de una base de datos de proyecciones de cambio climático de variables oceanográficas en el Sur de Europa, que se denominará SIMAR-XXI. A diferencia de trabajos anteriores, que extrapolaban lo que ocurriría en el Siglo XXI a partir de los datos de las simulaciones del siglo XX (más concretamente de los datos de SIMAR-44 /HIPOCAS), este trabajo explora por primera vez el efecto de viento y presión a partir de datos de escenarios. Los datos aquí expuestos están en la actualidad siendo complementados con simulaciones baroclínicas tridimensionales para el siglo XXI que ofrecerán pronósticos regionalizados de la evolución total del nivel del mar, no solo del residuo meteorológico. Todos estos resultados estarán accesibles a través de la web de Puertos del Estado, siguiendo la filosofía establecida con los hindcasts de Simar-44 y Simar-54.

INTRODUCCIÓN

La variación del nivel medio del mar y sus extremos es de suma importancia para el estudio y previsión de multitud de procesos, como la erosión de las playas, las inundaciones relacionadas con temporales, los daños en estructuras portuarias causadas por oleaje o la intrusión de sal en las corrientes y depósitos de agua dulce (ver por ejemplo, Nicholls y Leatherman, 1994). Todos estos efectos son particularmente importantes para el Sur de Europa, donde una gran parte de la economía depende directa o indirectamente de las actividades en la línea de costa.

Por otro lado, el diseño de infraestructuras costeras está actualmente basado en la hipótesis de un nivel medio del mar estable y el conocimiento de la varia-

bilidad de la superficie a corto plazo (es decir, las fluctuaciones meteorológicas y las mareas), todo ello asumiendo la estabilidad del clima actual. Sin embargo, hoy tenemos constancia de que el actual régimen climático está cambiando. En consecuencia, es necesario un mejor conocimiento de cuál será la evolución a lo largo del siglo XXI de los procesos más lentos (nivel medio) y más rápidos (extremos asociados a temporales) para un mejor diseño de las infraestructuras portuarias y para evaluar la seguridad a largo plazo de los asentamientos costeros.

Por estas razones el estudio de la evolución futura del nivel medio del mar y de sus extremos es de extraordinaria importancia. Este estudio es sumamente complejo, y está siendo abordado en una serie de proyectos imbricados entre sí (Vanimedat II, Escenarios y Playa de Palma) y que están siendo ejecutados por Puertos del Estado, Imedea, AEMET y MeteoFrance. Este trabajo se centra en una de las componentes más importantes del fenómeno, el efecto del viento y la presión atmosférica en el nivel del mar a lo largo del siglo XXI. La visión aquí ofrecida, junto con el resultado de otros trabajos en marcha que estudiarán la evolución de las componentes estéricas y eustáticas del nivel del mar, ofrecerán un conjunto de datos, el SIMAR-XXI, que quedará a disposición de ingenieros e investigadores que pretendan disminuir su incertidumbre en cálculos en los que la evolución del nivel del mar a largo plazo sea importante.

ESCENARIOS DE CAMBIO CLIMÁTICO UTILIZADOS

Se ha seleccionado una horquilla de escenarios de emisión de gases de efecto invernadero (IPCC 2007) para el estudio del período 2001–2100 por medio del modelado:

- B1: escenario más favorable, con menor concentración de gases de efecto invernadero.
- A1B: escenario intermedio.
- A2: escenario más desfavorable, con mayor concentración de gases de efecto invernadero.

Las simulaciones oceánicas han sido realizadas bajo el forzamiento del modelo climático ARPEGE (Herrmann y Somot, 2008), que proporciona campos de presión atmosférica y viento cada 6 horas y resolución espacial de 50 km.

DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE OCÉANO

El modelo de océano empleado ha sido el HAMSOM, en una versión barotrópica 2D (Alvarez Fanjul et al, 1997). Este código y esta implementación han sido los utilizados por Puertos del Estado desde hace más de una década, y sus resultados se pueden encontrar en SIMAR-44 (Ratsimandresy et al, 2008), SIMAR-54 (Jordá et al., 2012, aceptado) y diariamente en el sistema de previsión de nivel del mar, denominado Nivmar (Alvarez Fanjul et al, 2001). Es por lo tanto una configuración bien probada, y cuyo buen comportamiento es conocido.

El dominio de simulación cubre todo el Mediterráneo, la península Ibérica y las Islas Canarias. La resolución es de 1/6° x 1/4°. Como resultado de la simulación se obtiene un campo de residuo de nivel del mar cada hora en todo el dominio.

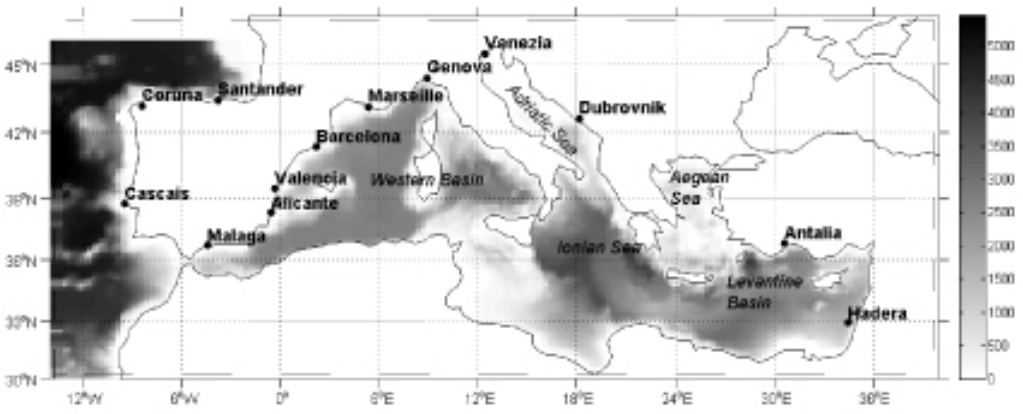


Fig 1. Dominio del modelo de Océano y batimetría. Los puntos muestran la ubicación de los mareógrafos utilizados para la validación del modelo.

Las simulaciones climáticas han sido realizadas en el "cluster" de ordenadores de IMEDEA, empleando 40 procesadores, de forma que 50 años de simulación solo tardan 48 h de tiempo de computación.

VALIDACIÓN DE LOS MODELOS CON DATOS DEL SIGLO XX

Como paso previo a los estudios de escenarios, se realizaron dos simulaciones para el periodo 1960-2000, a fin de poder verificar el correcto funcionamiento del modelo. La primera es un hindcast en que el modelo de océano está forzado con un aumento dinámico de resolución de los campos de reanálisis ERA40. Se ha validado con observaciones de mareógrafos en la región, con resultados muy aceptables: la correlación media es mayor que 0.8 y el error (RMS) menor que 3 cm. La segunda simulación es una ejecución de control realizada con las salidas del modelo atmosférico forzado con las concentraciones observadas de gases de efecto invernadero.

Esta segunda simulación de control se comparó con el hindcast en términos estadísticos, observándose un buen comportamiento de los patrones de variabilidad del nivel del mar en diferentes bandas de frecuencia. La variabilidad estacional en las ejecuciones de control y en el hindcast son muy similares, tanto en términos de patrones temporales como espaciales. En primer lugar, se ha observado que la media del ciclo estacional es similar en ambas simulaciones, y que las diferencias observadas están en el rango de la variabilidad interdecadal. En segundo lugar, los promedios estacionales del nivel del mar de la ejecución de control muestran valores y patrones espaciales similares y parecidos a los del hindcast (Fig. 2), a pesar de algunas diferencias en la Cuenca Levantina, el Norte del Adriático y la esquina noroeste del dominio del modelo (Atlántico). En la Cuenca Levantina y Norte del Adriático, las diferencias pueden deberse a la influencia de la variabilidad interdecadal, que, como es lógico, no es la misma en ambas ejecuciones y que puede afectar a un promedio relativamente corto de 40 años. En la esquina Noreste del sector Atlántico, sin embargo, las diferencias son más grandes que la variabilidad interdecadal, lo que genera algunas dudas sobre la fiabilidad de los resultados en esta región.

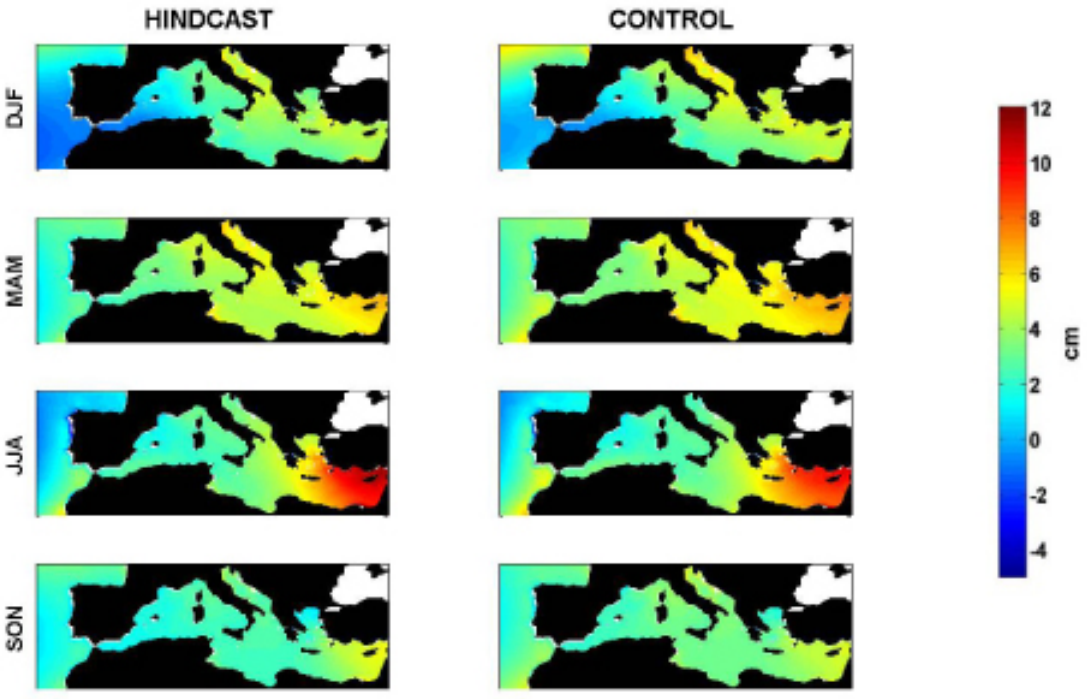


Fig 2. Comparación de promedios estacionales de la componente atmosférica del nivel del mar: hindcast (columna izquierda) y la ejecución de control (columna derecha)

RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES DE ESCENARIOS

Una vez comprobada la fiabilidad de las simulaciones gracias a la ejecución de control, se han llevado a cabo tres simulaciones para el periodo 2000-2100, bajo los mencionados escenarios B1, A1B y A2 (SRES, IPCC 2000).

Las tendencias globales para el siglo XXI muestran un comportamiento similar en las diferentes subregiones (ver Fig. 3 y Tabla 1) (Jordá et al, 2012). En todos los escenarios de emisiones de gases de efecto invernadero, el nivel del mar muestra una tendencia negativa, de mayor magnitud en los escenarios más desfavorables: las tendencias del escenario B1 son las más pequeñas, mientras que las del escenario A2 son las mayores. Además, las tendencias son mayores en el Mediterráneo oriental y menores en el Atlántico, mientras que el Mediterráneo occidental muestra un valor intermedio. La mayor tendencia es -0,25 0,04 mm/año y corresponde a la tendencia del nivel del mar en el Mediterráneo oriental en el escenario A2. En cuanto a la influencia de la variabilidad interdecadal sobre las tendencias, se puede observar que la amplitud de la variabilidad es similar en los diferentes escenarios, en comparación con el control o el hindcast. Sin embargo, en este caso, tiene menos influencia en las tendencias debido a que la serie de tiempo es más larga (100 años) y por tanto los cálculos estadísticos son más robustos (véase, por ejemplo, el error asociado a las tendencias en la Tabla 1).

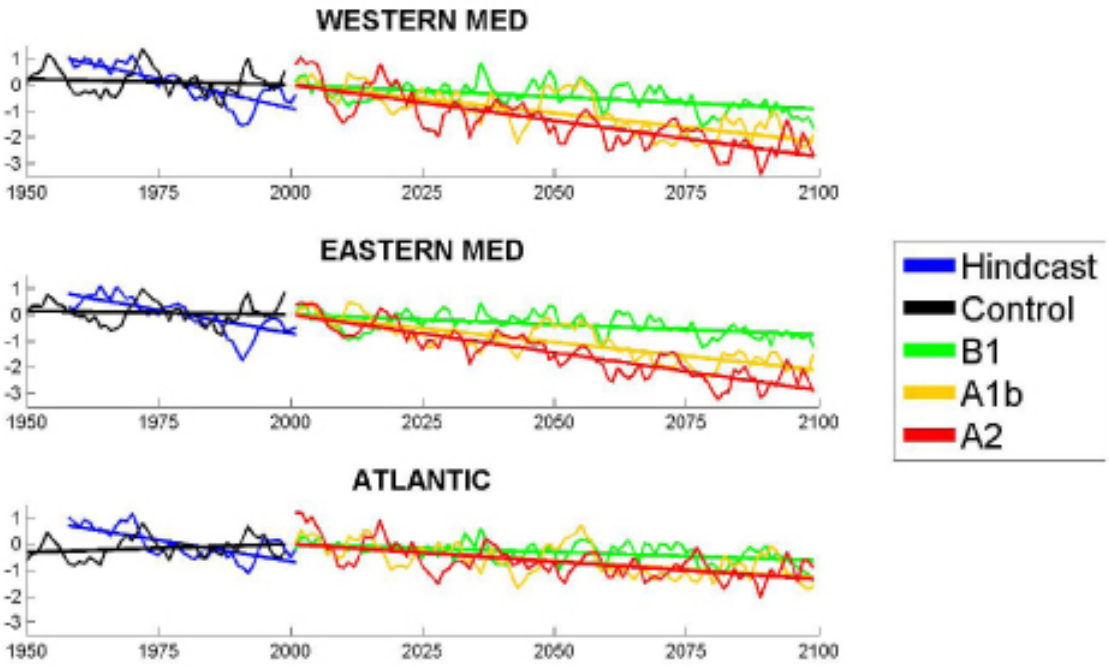


Fig 3. Evolución temporal del nivel medio del mar en diferentes subregiones. (Arriba) Mediterráneo Occidental, (Medio) Mediterráneo Oriental (inferior), sector Atlántico del modelo. Las series de tiempo han sido suavizadas con una ventana móvil de 5 años.

RUN	Atlantic	Western Mediterranean	Eastern Mediterranean
HINDCAST	- 0.26 + 0.12	- 0.42 + 0.11	- 0.39 + 0.09
CONTROL	+ 0.09 + 0.07	+ 0.05 + 0.09	+ 0.03 + 0.08
B1	- 0.06 + 0.02	- 0.03 + 0.03	- 0.04 + 0.03
A1B	- 0.11 + 0.03	- 0.16 + 0.05	- 0.18 + 0.04
A2	- 0.11 + 0.03	- 0.22 + 0.04	- 0.25 + 0.04

Tabla 1: Evolución del nivel del mar en promedio en las diferentes regiones de las diferentes simulaciones (las unidades son mm/año)

Los cambios en los promedios estacionales se cuantifican en términos de tendencias por estaciones. La Fig. 4 muestra las tendencias para cada estación y escenario. Se calculan en cada punto de malla del modelo empleando la serie histórica de 100 años de las diferentes simulaciones. La precisión de las tendencias es espacialmente variable (van desde 0.05 hasta 0.20 mm/año), siendo el valor medio de 0,1 mm/año. Los tres escenarios muestran el mismo comportamiento: las tendencias de invierno son negativas y mayores en términos absolutos, mostrando un máximo absoluto en el Mediterráneo occidental y el Adriático, mientras que en el Atlántico son más pequeñas. La situación opuesta se encuentra en verano, cuando las tendencias son iguales a cero o incluso ligeramente positivas sobre todo el dominio (el patrón espacial es bastante homogéneo). Los resultados en primavera y otoño muestran una situación de transición entre el invierno y los patrones de verano, con valores de las tendencias en torno a la mitad de los de invierno. En cuanto a los escenarios, las tendencias son mayores para A2 y menores para B1. En otras palabras, el aumento de las concentraciones de gases de efecto invernadero supondría mayores tendencias estacionales en la componente atmosférica del nivel del mar. El cambio máximo se prevé a finales del siglo XXI y consistiría en una disminución de -8 cm en invierno, bajo el escenario A2 y un ligero aumento de 1 cm en el verano, también en el mismo escenario. Bajo el escenario B1, las tendencias no son estadísticamente significativas en casi ningún lugar, excepto en invierno, cuando son importantes sobre todo el dominio. Por el contrario, bajo el A1B y escenarios A2, las tendencias son significativas en casi todas partes y para todas las estaciones excepto en verano, cuando alrededor de la mitad del dominio no tiene tendencias significativas.

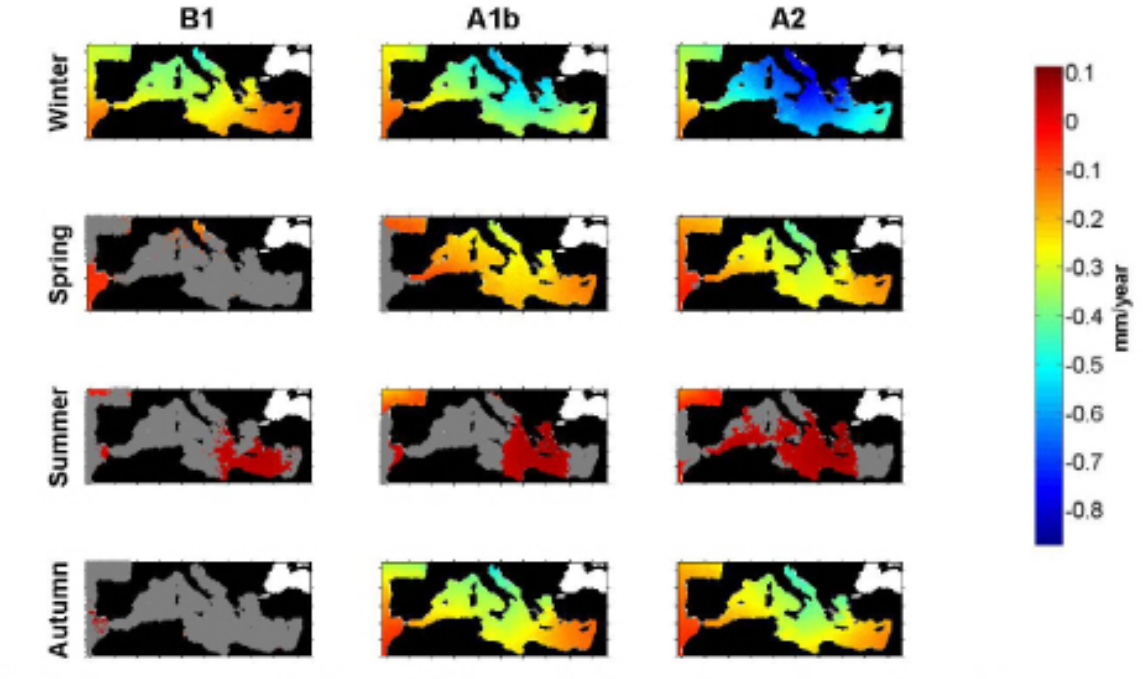


Fig 4. Tendencias estacionales del nivel del mar inducidas por la presión atmosférica y los vientos en diferentes escenarios climáticos (de arriba abajo: invierno, primavera, verano, otoño). Las áreas grises indican los puntos en que las tendencias no tienen significación estadística.

La variabilidad interanual también muestra algunos cambios, siendo el más importante un aumento generalizado de la desviación estándar de hasta el 40%.

Un aumento en la frecuencia de las fases positivas de la NAO (North Atlantic Oscillation) explica parte de las tendencias negativas en invierno. Por otro lado, un aumento además en la variabilidad de la NAO sería el responsable del proyectado aumento de la variabilidad interanual de la componente atmosférica del nivel del mar.

Con respecto a los eventos extremos, los resultados revelan que la frecuencia y la magnitud de las subidas de nivel del mar por tormenta ("storm surge") disminuirían. La figura 5 muestra los cambios en los niveles de retorno de 50 años de sobreelevaciones positivas y negativas en el periodo 2090-2099 con respecto a los valores de control durante el período 1990-1999 para los tres escenarios A1B, A2 y B1 (Marcos et al, 2011). Para este cálculo, todo el período 1950-2099 ha sido analizado de forma conjunta.

Los periodos de retorno de los picos positivos obtenidos en la última década del siglo 21 para los escenarios A2 y A1B difieren en más de -8 cm con respecto a los obtenidos en la última década del siglo 20. Los cambios más grandes se obtienen en el norte del Adriático (Figs. 5a, b). En el resto del dominio, los cambios en los niveles de retorno se sitúan entre -3 y -4 cm, excepto en la cuenca oriental, donde no superan los -2 cm. En el escenario B1, los mayores cambios sólo llegan a -4 cm en el Adriático norte y se sitúan entre -1 y 1 cm en el resto del dominio (Fig. 5 c).

Los cambios en los niveles de retorno de las sobreelevaciones negativas son más moderados. Bajo los escenarios A2 y A1B, estas se vuelven más intensas (-5 cm) en el Mediterráneo central y entre -2 y -3 cm en el resto de la cuenca (Fig. 5d, e). En el escenario B1, los cambios son menores que -3 cm en toda la región (Fig. 5f).

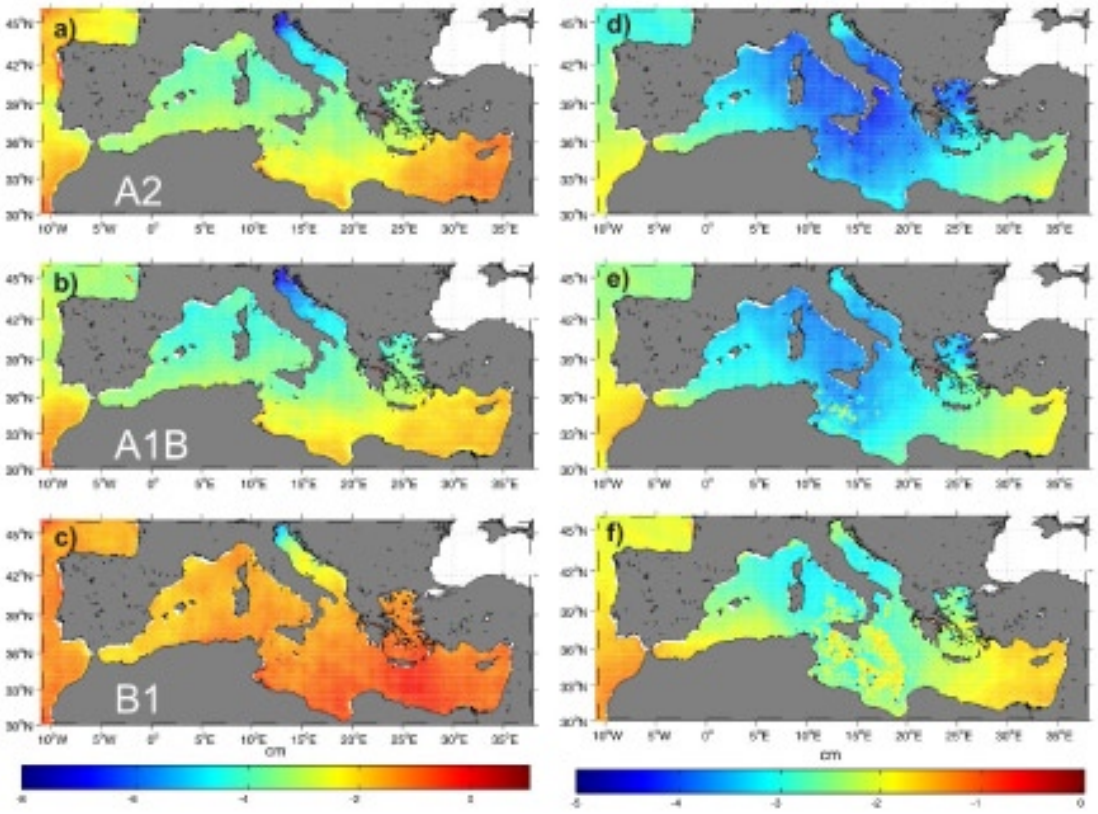


Fig 5. Cambio en los niveles de retorno (en cm) de 50 años calculados para el período 2090-2099 en los escenarios A2, A1B y B1, con respecto a las calculadas para el período 1990-1999. Sobreelevaciones positivas (abc) y negativas (def).

CONCLUSIONES

Por primera vez se ha realizado un estudio de cómo afectarían los diversos escenarios de cambio climático, actualmente previstos para el siglo XXI por la comunidad científica, a la componente atmosférica del nivel del mar en el Mediterráneo y la Península Iberica. El nuevo conjunto de datos generado mediante simulaciones numéricas para el siglo XXI se denomina SIMAR-XXI, por analogía con SIMAR-44 (HIPOCAS) y el nuevo hindcast generado recientemente, SI-

MAR-54, ya que se utiliza la misma metodología y el mismo modelo numérico (HAMSOM) que en estos conjuntos de datos.

Los modelos empleados han sido validados con las observaciones y la ejecución de control es representativa del clima actual.

Los resultados de las simulaciones de escenarios muestran que el aumento de la concentración de G.E.I implicará:

- Un descenso de nivel medio del mar de hasta 8 cm en invierno en 100 años debido al efecto de viento y presión atmosférica (sin contar el efecto estérico o eustático)
- En cuanto a los extremos, una disminución generalizada del nivel de retorno a 50 años para sobreelevaciones positivas, máxima en el Adriático.
- Los cambios en la NAO son parcialmente responsables de estos cambios futuros en la componente meteorológica del nivel del mar

Este trabajo está en la actualidad siendo complementado con simulaciones baroclínicas tridimensionales del siglo XXI que ofrecerán pronósticos regionalizados de la evolución total del nivel del mar en las costas españolas, no solo del residuo meteorológico. Todos estos datos estarán accesibles, siguiendo la filosofía establecida con los hindcasts de Simar-44 y Simar-54, a través de la web de Puertos del Estado.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido llevado a cabo en el marco del proyecto VANIMEDAT-2 (CTM2009-10163-C02-01, financiado por el programa español de Ciencia y Tecnología Marina y el Plan E del Gobierno español) y el proyecto Escenarios (financiado por la Agencia Estatal de Meteorología). También se ha empleado financiación adicional del Consorcio de la Platja de Palma. G. Jordà agradece un contrato "JAE-DOC" financiado por el Consejo Español de Investigación Científicas(CSIC). M. Marcos agradece un contrato "Ramon y Cajal" financiado por el ministerio español de ciencia. Los autores desean agradecer sinceramente al Dr. Déqué la ejecución de las simulaciones del clima ARPEGE y a Météo-France por ofrecer los resultados del modelo. Las simulaciónes climáticas de ARPEGE han sido parcialmente financiadas por el proyecto europeo Círculo-MED Cántico. Se agradecen los valiosos comentarios del Dr. Romero sobre la meteorología en el Mediterráneo.

REFERENCIAS

Álvarez Fanjul, E., B. Pérez Gómez, and I. Rodríguez Sánchez-Arévalo. 1997. A description of tides in the eastern North Atlantic. Progress in Oceanogrphy, 40:217-244

Álvarez Fanjul, E., Gómez, B.P., Sánchez Arévalo, I.R.: Nivmar: A storm surge forecasting system for the Spanish waters. Scientia Marina, 65 (2001) 145-154

A.W. Ratsimandresy, M.G. Sotillo, J.C. Carretero Albiach, E. Álvarez Fanjul and H. Hajjib, Hindcast of Dynamic Processes of the Ocean and Coastal Areas of Europe. *Coastal Engineering, Volume 55, Issue 11, November 2008, Pages 827-842*

G. Jordà D. Gomis , E. Ávarez-Fanjul., 2012. The VANI2-ERA hindcast of sea level residuals: Atmospheric forcing of sea level variability in the Mediterranean Sea (1958-2008) Scientia Marina *Aceptado*

Herrmann, M. J., and S. Somot (2008), Relevance of ERA40 dynamical downscaling for modeling deep convection in the Mediterranean Sea, Geophysical Research Letters, 35 (L04607), 1–5.

Intergovernmental Panel on Climate Change (2000), *Special Report on Emis-*

sions Scenarios, edited by N. Nakicenovic and R. Swart, 612 pp., Cambridge Univ. Press, New York.

IPCC, 2007: Climate Change 2008: The Physical Science Basis. Contribution of the Working Group I to the Fourth Assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change *[Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, K.B., Tignor, M., Miller, H.L., (eds.)] Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 996 pp.*

G. Jordà, D. Gomis, E. Álvarez-Fanjul, S. Somot. (2012) Atmospheric contribution to Mediterranean and nearby Atlantic sea level variability under different climate change scenarios. *Global and Planetary Change 80-81, 198-214*

M. Marcos, G. Jordà, D. Gomis, B. Pérez. (2011) Changes in storm surges in southern Europe during the 21st century. *Global and Planetary Change 77, 116-128*

Nicholls, R.J., Leatherman, S.P., (1994). Global sea-level rise. In: Strzepek, K., Smith, J.B. (Eds.), As Climate Changes: Potential Impacts and Implications. Cambridge Univ. Press.

4.1.2. EFECTOS DE LA GOTA FRÍA DE SEP. 2009 SOBRE LA DILUCIÓN DEL VERTIDO DE LAS DESALADORAS DEL CANAL DE ALICANTE I Y II

A. Payo, J. Cortés, A. Antoranz

SIDMAR Estudios y Servicios Oceanográficos S.L., C Watt 9, 03720 Benissa, (Alicante). E-mail: apayo@sidmar.es, jcortes@sidmar.es, aantoranz@sidmar.es, Tel: 965 731073

INTRODUCCIÓN

En el marco del proyecto ASDECO (www.proyectoasdeco.com) se llevó a cabo la monitorización intensiva de la evolución del vertido de las desaladoras del Canal de Alicante I y II durante el periodo 2008-2010, Payo et al. (2009). El efecto de las condiciones de viento y oleaje sobre este vertido fue analizado por Payo et al. (2010). Durante este intervalo de tiempo, según el "National Climatic Data Center", la temperatura del agua superficial alcanzó sus valores máximos registrados desde 1880 durante los meses de Junio y Agosto de 2009. Las elevadas temperaturas de las aguas costeras junto con la entrada de aire húmedo y frío del norte provocaron en septiembre de 2009 la generación de lluvias torrenciales o gota fría. El día 27 de septiembre, se registraron más de 80 litros por metro cuadrado en un periodo de 4 horas en la ciudad de Alicante. Si bien esta cantidad es inferior a los 270 litros caídos en 12 horas en 1997, es suficiente para afectar a la dilución de la pluma de salmuera de las desaladoras del Canal de Alicante I y II. Las series temporales y campañas espaciales de datos obtenidos durante el proyecto son analizadas en detalle para avanzar en el conocimiento de la evolución temporal y espacial de vertidos de desaladoras en costa bajo condiciones de gota fría.

METODOLOGÍA

Zona de estudio

Las desaladoras del Canal de Alicante I y II vierten sus aguas de rechazo al mar Mediterráneo, en la provincia de Alicante desde costa (véase Figura 1). El vertido integra los rechazos de Alicante I (en servicio normalizado desde 2003) Alicante II (en fase de pruebas). La planta ampliada está diseñada para producir hasta 65000 m3/día de agua apta para consumo humano mediante el proceso de ósmosis inversa. Esta producción supone un caudal de rechazo, asumiendo una eficiencia del 45%, de 79444 m3/día (21,76 hm3/año) con una salinidad de 57,03 gr/l. Para evitar superar los valores de salinidad permitidos en la zona de pradera de Posidonia oceánica próxima (ubicada a partir de la batimétrica de -16m) el agua de rechazo es mezclada con agua de mar previo a su vertido a una razón de 1 parte de salmuera por 4 de agua de mar durante los meses de invierno y de 1:2 durante el verano. El sistema de bombas instalado es capaz de aumentar la dilución previa hasta 1:6 si fuera necesario. La toma de agua de mar para su tratamiento se obtiene de pozos costeros situados al sur de la zona del vertido. El punto de vertido se encuentra topográficamente enclavado en una rambla que sólo evacúa agua durante eventos de lluvias torrenciales.

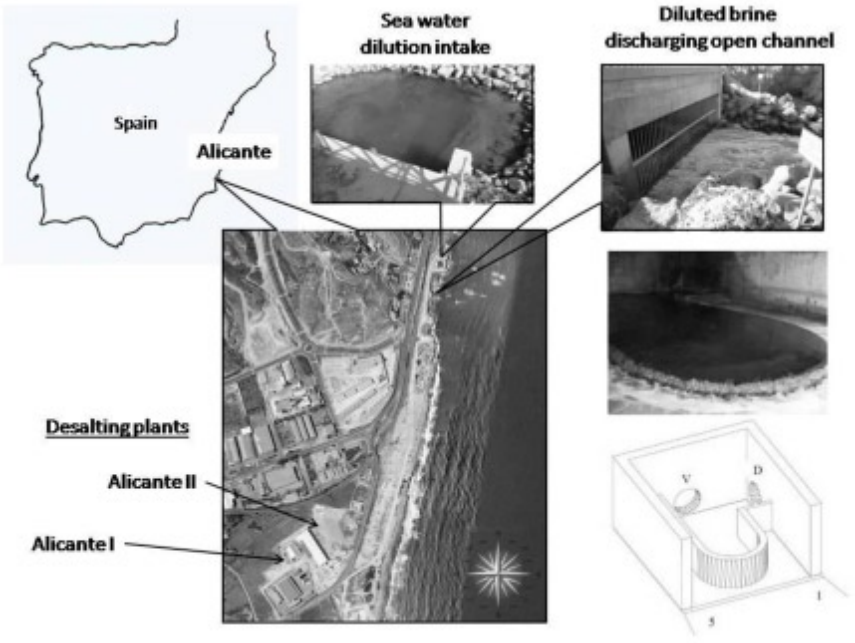


Figura 1. Ubicación de las desaladoras del Canal de Alicante I y II. Las aguas de rechazo son diluidas con agua de mar previo a su vertido en costa.

Campañas espaciales

Entre los meses de julio y octubre de 2009, se realizaron cuatro campañas espaciales. En cada campaña se midieron perfiles CTD en un mínimo de 18 a 49 estaciones entorno al vertido de las desaladoras a estudio (véase Figura 2). Se empleó el CTD NXIC Auto-500m de FSI. Este CTD mide la conductividad mediante su sistema patentado NXIC (Non-eXternal Inductive Conductivity) que mide la conductividad del agua de mar por inducción. Antes de cada perfil la sonda era sumergida (aprox. 50cm) durante un periodo superior a 30s para iniciar automáticamente el registro de datos. Seguidamente, se dejaba caer por gravedad hasta el fondo (≈0.5 m/s) y posteriormente era recuperado a mano. La embarcación no se fondeó durante la medida de perfiles. Se empleó una frecuencia de muestreo de hasta 8Hz sin intervalo de promediado. Se quiere, a partir de un número limitado de estaciones de muestreo (N = 18 a 49), dibujar la distribución horizontal de salinidades y temperatura a distintas elevaciones sobre el fondo. Para ello se empleó la técnica de interpolación de Krigeado. Todos los cálculos se realizan en entorno MATLAB con ayuda del paquete de libre distribución EASYKRIG. Para facilitar el seguimiento de la salmuera se representó la diferencia entre la salinidad medida Sm y la salinidad de referencia para la zona Sref = 37.7 expresada en la escala prácticas de salinidad (psu).

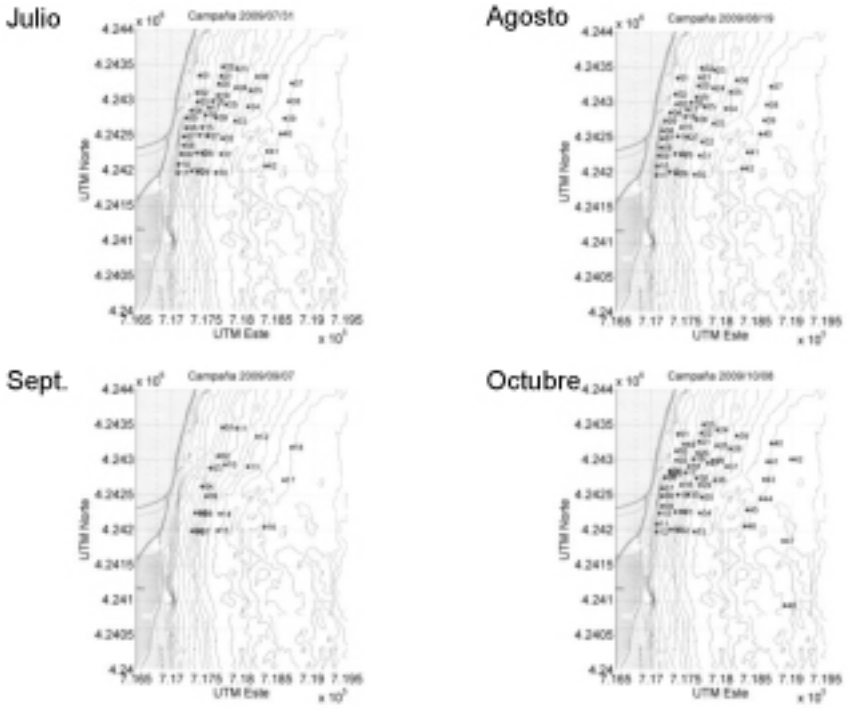


Figura 2. Ubicaciones de las estaciones CTD durante las campañas de julio, agosto, septiembre y octubre de 2009.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La distribución con la profundidad de la pluma de la salmuera varió significativamente durante el periodo de tiempo analizado. La Figura 3 muestra la variación con la profundidad de la salinidad, temperatura y anomalía de la densidad (σt) en la estación más próxima al punto de vertido del rechazo de las desaladoras para las campañas de julio a octubre de 2009. En julio, la pluma está bien definida como un aumento de la salinidad (densidad) cerca del fondo mientras que la temperatura es homogénea en toda la columna. La pluma tiende a desaparecer con el tiempo, siendo casi inapreciable en los perfiles tomados en octubre después del evento de gota fría.

La representación espacial de las distribuciones de temperatura y salinidad a 10 cm del fondo muestran resultados extrapolables de lo observado en la vertical en las proximidades del punto de vertido (véase Figuras 4 y 5). Nótese que la

temperatura de las aguas de rechazo no difiere significativamente respecto a las aguas del medio de vertido. Esto es debido la proximidad de los puntos de toma de agua y en mayor medida a la dilución previa realizada antes del vertido.

La magnitud del evento de gota fría provocó una variación significativa de la distribución espacial y vertical de la pluma de salmuera. Antes de las lluvias torrenciales, en la campaña de septiembre (véase Figura 6), la pluma era apreciable cerca del fondo, con valores de salinidad 1.4 puntos por encima de la de referencia. A medida que se aleja del fondo, la pluma se diluye, hasta ser casi inapreciable (diferencias de menos de 0.6 puntos por encima de la salinidad de referencia) a unos 2 m del fondo. Después de las lluvias, en la campaña de octubre (véase Figura 7), las diferencias de salinidad cerca del fondo (10 cm) respecto a la de referencia son inferiores a 1 unidad y a 1 m del fondo es inapreciable (<0.2 unidades). Nótese también como la salinidad del agua del medio receptor ha bajado significativamente respecto a la campaña de septiembre.

CONCLUSIONES

Los eventos de lluvias torrenciales son frecuentes en el litoral de la costa Valenciana. Debido a los efectos del cambio climático se espera que esta tendencia aumente en el futuro. Estos eventos producen variaciones rápidas (orden de horas) de la salinidad de las aguas costeras pero aún disponemos de pocos datos sobre como estas variaciones afectan a la salinidad del medio receptor y comportamiento de vertido de rechazo de aguas de desaladora en costa. En este estudio se ha analizado la evolución espacial y temporal de la distribución del vertido de rechazo de las desaladoras del Canal de Alicante I y II antes y después del evento de gota fría el pasado 27 de septiembre de 2009. En total se han analizado cuatro campañas de perfiles CTD en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre de 2009.

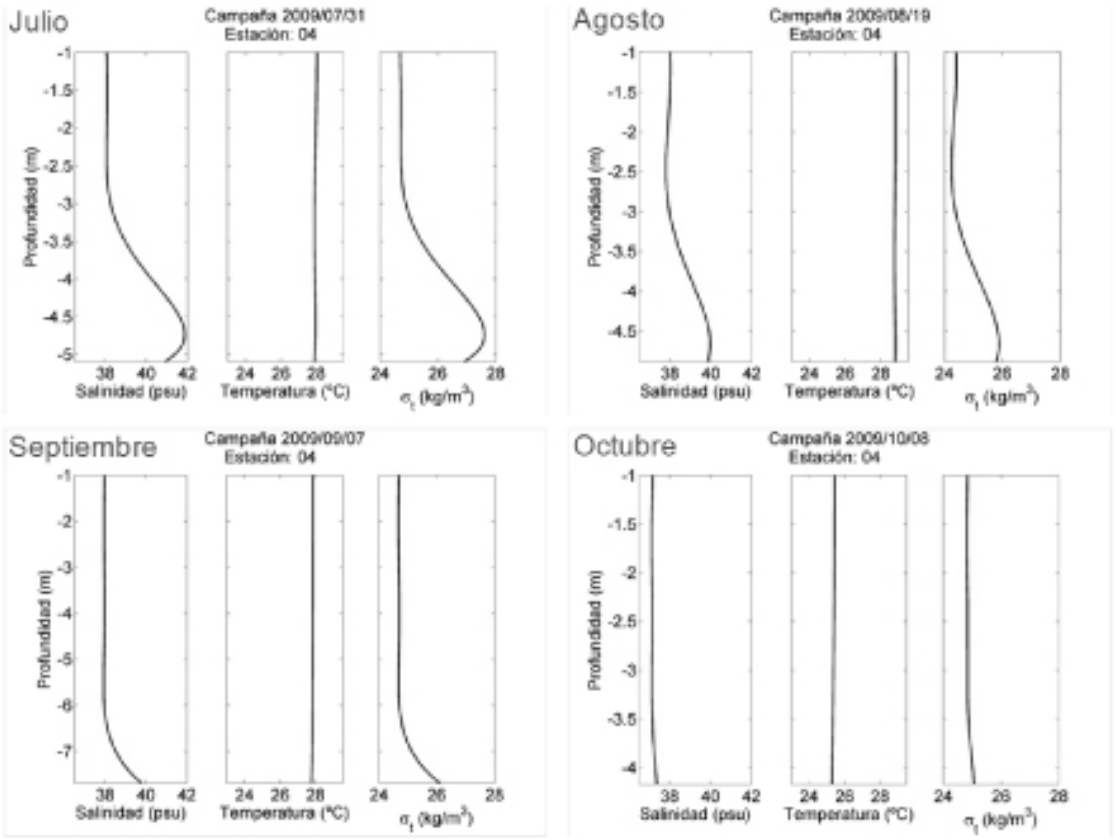


Figura 3. Distribuciones verticales de salinidad, temperatura y densidad en la estación más próxima al punto de vertido para las campañas de julio, agosto, septiembre y octubre 2009.

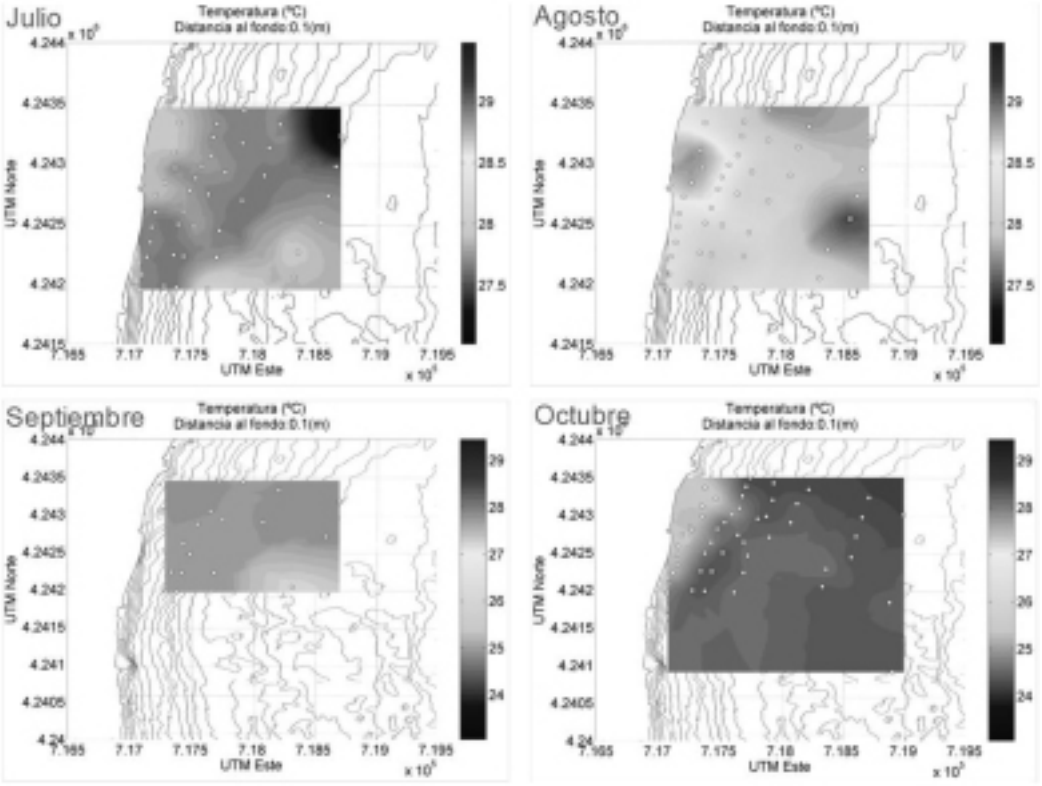


Figura 4. Distribuciones espaciales de temperatura a 10 cm del fondo para las campañas de julio, agosto, septiembre y octubre 2009. Como era esperable, la temperatura del medio no se ve afectada por el vertido de forma significativa.

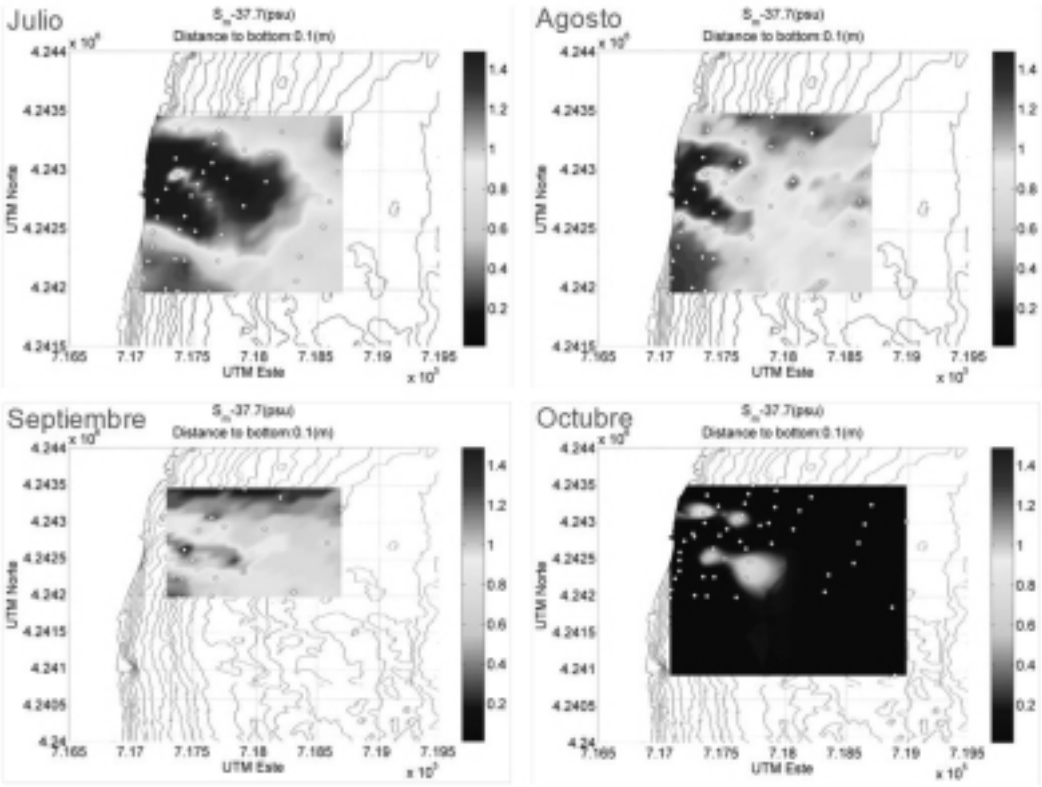


Figura 5. Distribuciones espaciales de salinidad a 10 cm del fondo para las campañas de julio, agosto, septiembre y octubre 2009. La presencia de la pluma de salmuera es apreciable como un aumento de la salinidad respecto a la del medio.

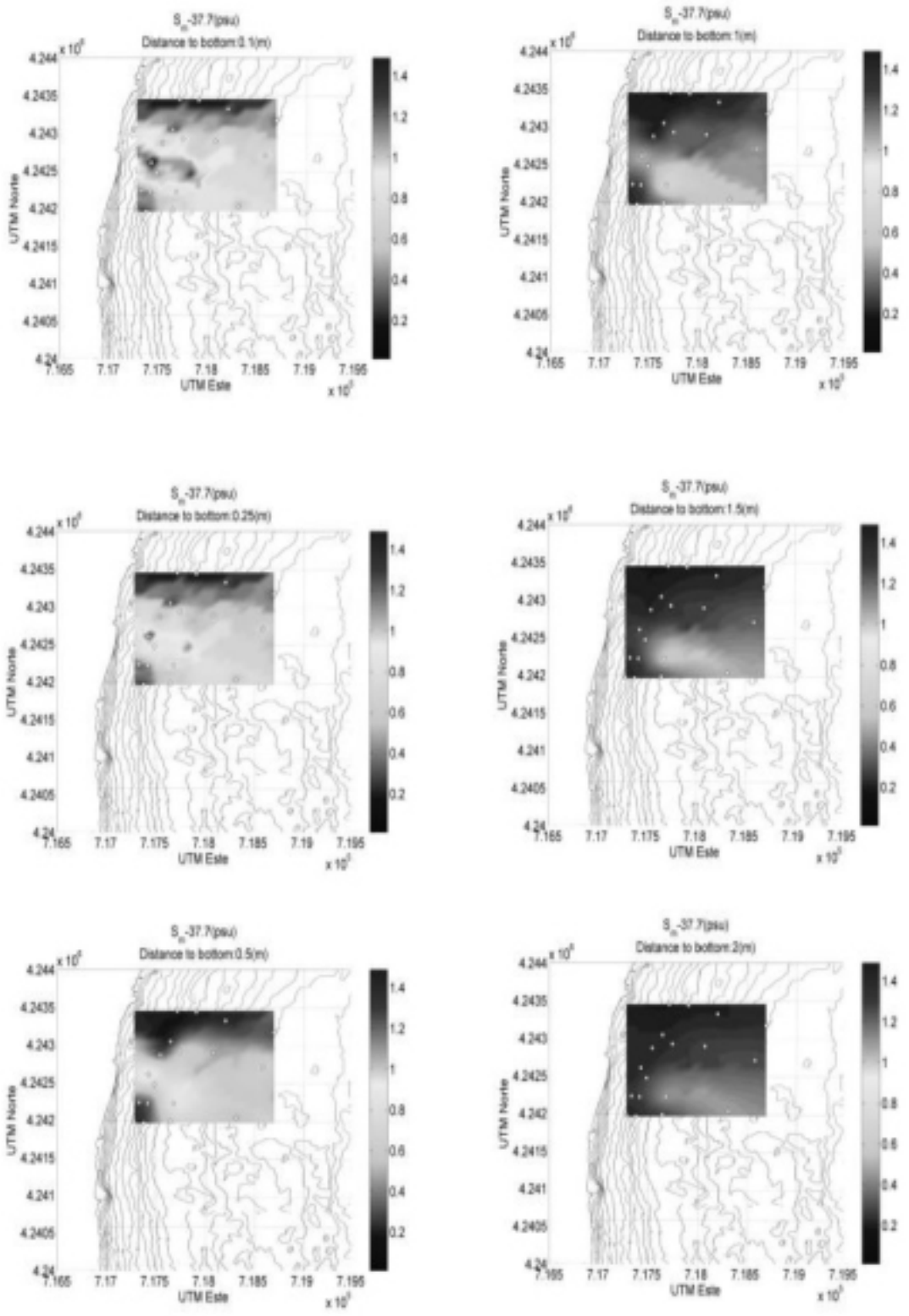


Figura 6. Distribuciones espaciales de salinidad a 10, 25, 50, 100, 150 y 200 cm del fondo para la campaña de septiembre 2009.

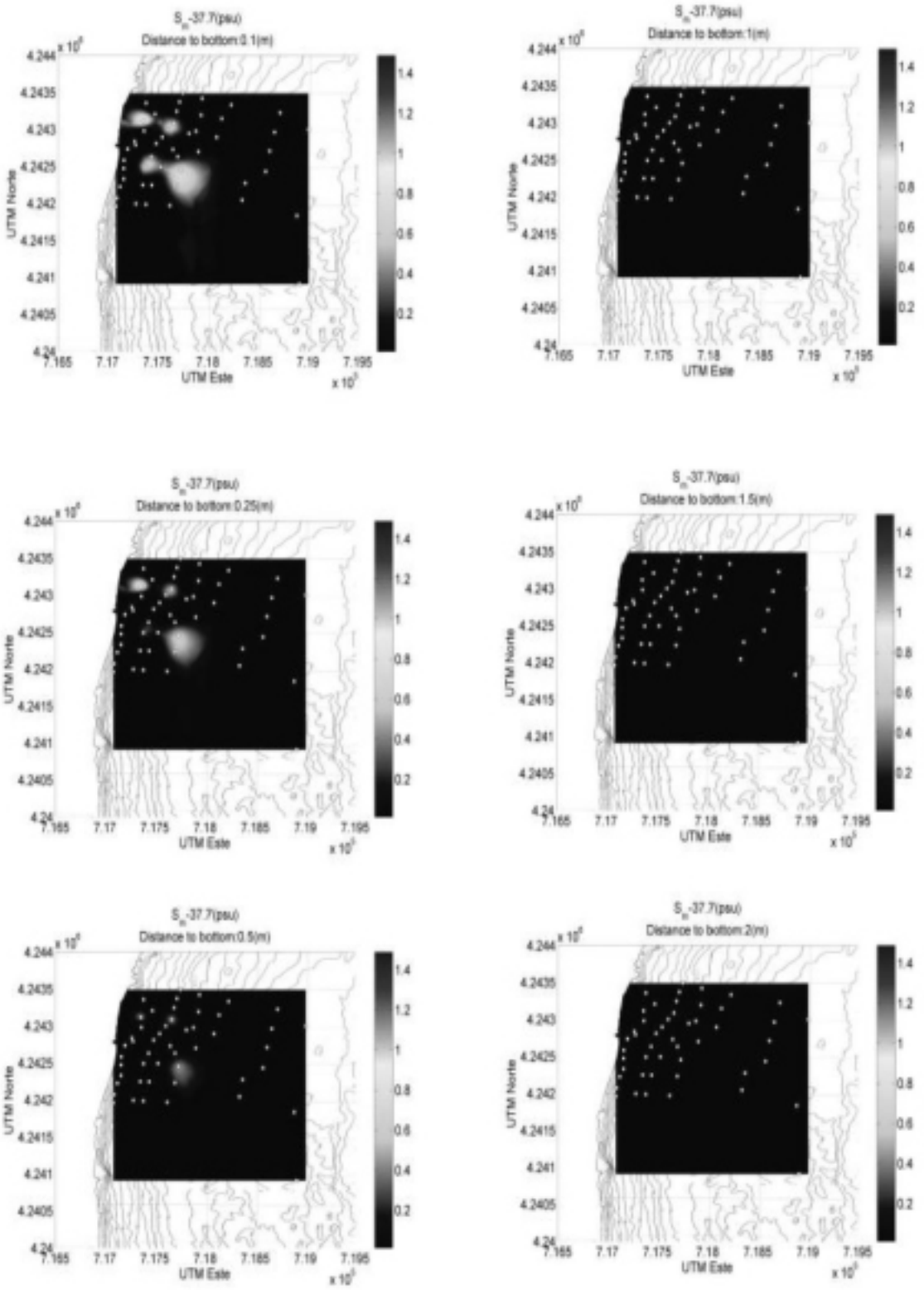


Figura 7. Distribuciones espaciales de salinidad a 10, 25, 50, 100, 150 y 200 cm del fondo para la campaña de octubre 2009.

REFERENCIAS

Payo, A., Cortés, J.M., Antoranz, A. Molina, R., (2010). Effect of wind and waves on nearshore brine discharge dilution in the east coast of Spain. Desalination and water treatment 18: 71-79.

Payo, A., Antoranz, A., Hernández, J.M. y Martín, M. (2009). Medidas de salinidad in situ empleando sensores de conductividad y temperatura en aguas costeras: aplicación desaladora del canal de Alicante. Jornadas Españolas de Puertos y Costas, U. Cantabria, pp: 369-378.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la ayuda facilitada por la Mancomunidad de los Canales del Taibilla así como los gestores de la Desaladora del Canal de Alicante II. Este trabajo se ha desarrollado en el marco del proyecto ASDECO nº 104 (cofinanciado por Ministerio de Medio Ambiente, Rural y Marino).

4.3. CALIDAD DEL AGUA COMUNIDADES MARINAS

4.3.2. EVALUACIÓN DE SENSORES POLIMÉRICOS PARA LA DETECCIÓN DE VERTIDOS DE HIDROCARBUROS EN AGUAS PORTUARIAS

J.R. Betancort[1], M. Rodrigo[1], A. Sánchez[1], C.Llerandi[2], C. Barrera[3]

1. Instituto Tecnológico de Canarias (ITC), Departamento de Agua. Playa de Pozo Izquierdo s/n 35119 Santa Lucía, Las Palmas jbetancort@itccanarias.org
2. Instituto Canario de Ciencias Marinas (ICCM), Grupo de Oceanografía Operativa y Descriptiva. Carretera de Taliarte s/n 35200 Telde, Las Palmas.
3. Plataforma Oceanográfica de Canarias -PLOCAN-PO Box. 413 Telde, Las Palmas.

INTRODUCCIÓN

Es bien sabido que los vertidos de hidrocarburos en el medio marino acarrean una merma de la calidad de las aguas, viéndose afectadas todas aquellas actividades que el hombre realiza en este medio y suponiendo, en último término, un coste económico para las áreas afectadas. Según la organización Oceana (2003), anualmente se producen unos 300 accidentes de petroleros que provocan el vertido de entre 240.000 y 960.000 toneladas de hidrocarburos, aunque los vertidos ilegales intencionados y las operaciones rutinarias suponen un mayor volumen, entre 666.000 y más de 2.5 millones de toneladas. Por este motivo todas aquellas medidas conducentes a prevenir y perseguir estas acciones deben ser consideradas como prioritarias.

En la actualidad el mercado cuenta con diversos sistemas de monitorización para el medio marino capaces de detectar tanto cualitativamente como cuantitativamente la presencia de hidrocarburos. Básicamente estos sistemas se basan en medidas ópticas de fluorimetría multiespectral y en técnicas de absorción electromagnética. Ambos sistemas se caracterizan por un elevado coste y carencia de autonomía total, por lo que su empleo para determinados usos y aplicaciones resulta inviable. Dentro del proyecto BAIP 2020 (Buque Autómata Inteligente Polivalente para la pesca 2020), el Instituto Canario de Ciencias Marinas (ICCM) y el Instituto Tecnológico de Canarias (ITC) han colaborado en la evaluación de materiales poliméricos comerciales, empleados tradicionalmente en conducciones terrestres de hidrocarburos, en su posible aplicación en el medio marino, más concretamente en aguas portuarias y en conducciones de combustibles dentro de buques.

El funcionamiento de estos sensores es bien sencillo, se trata de diferentes materiales poliméricos que recubren un material conductor en forma de cable coaxial y que modifican sus propiedades eléctricas (resistencia) cuando entran, localmente, en contacto con sustancias de baja polaridad como son los hidrocarburos o los disolventes orgánicos. La utilización de estos sensores como alternativa a las tecnologías anteriormente descritas, supondría una reducción en los costes de inversión a parte de aportar otras ventajas como su fácil integración en diferentes diseños y/o dispositivos, su fácil manejo y su bajo requerimiento energético y nivel de supervisión por parte del operario.

METODOLOGÍA

Materiales poliméricos

Para llevar a cabo el siguiente estudio, se dispuso de dos materiales poliméricos diferentes. El primero de ellos (sensor 1) corresponde a un prototipo suministrado por un centro de investigación extranjero, diseñado para monitorizar pequeñas distancias (1-10 m) y que está constituido por un hilo de cobre recubierto de nylon y matriz de negro de humo, caucho poliestirenobutadieno y grafito. El segundo

(sensor 2) es un producto disponible comercialmente destinado a su empleo en conducciones de hidrocarburos de mayor longitud suministrado por OPW.

Ámbito de aplicación

En base a las posibles aplicaciones del sensor, existen dos medios bien diferenciados donde su instalación y uso puede ser de interés: las aguas portuarias y las aguas internas del propio buque, principalmente de sentina.

Las aguas portuarias fueron recolectadas en el puerto de La Luz y Las Palmas de Gran Canaria, el muelle deportivo (dársena deportiva del Puerto de La Luz) y el puerto de Taliarte (este de Gran Canaria), con una periodicidad mensual. En cuanto a las aguas se sentina, éstas fueron recolectadas del buque oceanográfico Profesor Ignacio Lozano perteneciente al ICCM.

Determinación de hidrocarburos

Para la comparación y verificación de los resultados aportados por los diferentes materiales poliméricos, fue necesario hacer uso de una técnica convencional para la determinación de hidrocarburos, que además nos permitiera identificar y cuantificar de forma individual los diferentes compuestos presentes. La toma de muestras se llevó a cabo bajo el procedimiento establecido por la normativa de Recomendaciones de Obras Marítimas - ROM 5.1 (Puertos del Estado, 2005) de aplicación en aguas portuarias. Se utilizaron recipientes de vidrio ámbar y se recolectaron muestras de 1 L de la superficie en cada uno de los puntos establecidos, se acidificaron hasta un pH inferior a 2 con ácido clorhídrico y se conservaron a una temperatura de 2 a 5 ºC hasta su extracción. El tiempo máximo de conservación no superó en ninguno de los casos los 28 días.

La extracción y preconcentración de los analitos se llevó a cabo mediante la extracción en fase sólida (EFS), mientras que para la identificación y cuantificación de los compuestos en estudio se empleó un cromatógrafo de gases CP-3900 acoplado a un detector de masas (trampa de iones) 52100 y a un inyector 1177 de Varian. La columna capilar empleada fue una de sílice fundida, modelo VF-5 (30 m x 0,25 mm y 0,125 µm de diámetro interno).

Ensayos en laboratorio

Para llevar a cabo la evaluación de diferentes materiales poliméricos se realizaron diversos ensayos de laboratorio con muestras de agua contaminadas con varios combustibles: gasolina, gasoil y fuel. Se evaluaron también como influían diferentes parámetros (tipo de combustible, concentración del mismo y longitud del material polimérico) en la respuesta obtenida y la posibilidad de reutilizar el material, previo lavado con agua y jabón, una vez se había impregnado de combustible.

A continuación, se evaluó la respuesta del sensor a diferentes muestras de agua portuaria y de sentina. En estas muestras se determinó la concentración de hidrocarburos totales con el fin de valorar los resultados arrojados por el material polimérico.

En el registro de la señal se emplearon unos cables conductores que trasmitían la misma a un ordenador dónde una interfaz gráfica, específicamente creada para esta tarea, se encargaba de tratar y almacenar los datos de resistencia aportados por el material polimérico. En la figura 1 se muestra una imagen del dispositivo de medida empleado en laboratorio.

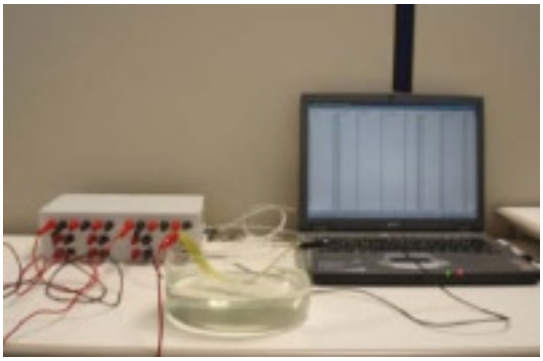


Figura 1. Dispositivo de medida empleado en laboratorio.

Ensayos de campo

Tras concluir con los ensayos de laboratorio se procedió a evaluar el sensor en el medio. Para ello se elaboró todo un dispositivo en forma de plataforma flotante que albergó al sensor, registró los datos aportados por éste y envió la señal al centro de control. El dispositivo fue fondeado en la playa de Las Alcaravaneras, ubicada dentro del Puerto de La Luz y Las Palmas de Gran Canaria, el día 29 de julio de 2010.

También se realizaron diversas pruebas a bordo del buque oceanográfico Profesor Ignacio Lozano, donde el elemento sensor se ubicó en cinco puntos de interés. La respuesta de los diferentes fragmentos fue monitorizada durante cinco días, encontrándose el buque atracado o navegando. Posteriormente se provocaron fugas controladas con 4 mL del propio combustible del buque (gasoil).

Paralelamente y con el fin de evaluar la influencia de las bioincrustaciones sobre la funcionalidad del material polimérico, se sumergió por un periodo de hasta 10 meses, varios fragmentos del sensor comercial en el Puerto de Taliarte. Cada mes se extrajo un sensor y se evaluó la respuesta del material polimérico frente a una muestra de agua contaminada con un volumen de combustible conocido y se comparó los resultados con los obtenidos con un sensor sin usar.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Ensayos de laboratorio

Comparación de diferentes materiales poliméricos

La respuesta del elemento sensor al entrar en contacto con sustancias apolares como los hidrocarburos, se manifiesta mediante un aumento en la resistencia. Este cambio es no es inmediato, sino que existe un tiempo de demora que hemos denominado como tiempo de respuesta (Tr). En la figura 2 se muestran dos gráficas que representan el tiempo frente a la resistencia para ambos sensores en presencia de diferentes combustibles.

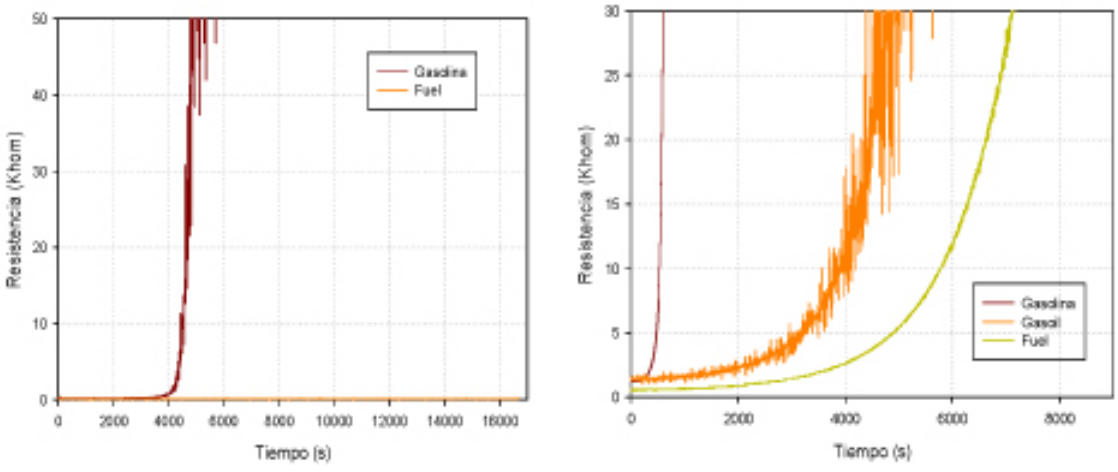


Figura 2. Respuesta de los diferentes materiales poliméricos a la presencia de diferentes combustibles en agua de mar. Izquierda: sensor 1, derecha: sensor 2.

Como se muestra en la figura 2, se determinó que el sensor 1 en presencia de gasolina presentaba Tr muy superiores a los obtenidos para el sensor 2 (1 h frente a 3-4 min) en las mismas condiciones. Por otro lado, en presencia de combustibles más pesados como el fuel, el sensor 1 no presentó respuesta durante 4.5 h de ensayo. Debido a los menores Tr obtenidos, se seleccionó el sensor 2 para continuar con el presente estudio.

Evaluación de la respuesta del sensor 2 bajo diferentes condiciones

Como se observó en el apartado anterior y posteriormente fue corroborado, el sensor 2 a presenta menores Tr a las fracciones más ligeras de combustibles, esto es gasolinas, pudiendo ser debido este hecho a la presencia de compuestos más volátiles y ligeros en su matriz. Sin embargo, también presenta respuesta a gasoil y fuel. Además, como cabría esperar, el Tr disminuía a medida que aumentaba la concentración de hidrocarburos totales, no obstante, fue imposible correlacionar el Tr con la concentración, ya que la superficie de estos materiales se caracteriza por ser heterogénea y no proporcionar dos fragmentos de sensor una señal idéntica ante la misma muestra de agua.

También se evaluó como influía la longitud del fragmento sensor al Tr. Se observó que los Tr suministrados por un fragmento de elemento sensor de 9 cm eran similares a los registrados por un fragmento de 26 cm, por lo que se determinó que diferencias de longitud del orden de decenas o unidades de cm no influyen de forma apreciable en el Tr.

Finalmente en este apartado se evaluó la posibilidad de reutilizar el material polimérico una vez se haya impregnado de combustible. Para ello, se procedió a lavar los fragmentos en repetidas ocasiones con agua y jabón y se dejaron secar antes de ser reutilizados. Se observó un aumento de la fluctuación de la resistencia (ruido) suministrada por el material al no encontrarse en contacto con hidrocarburos, siendo sin embargo posible reutilizar el mismo fragmento hasta en tres ocasiones.

Evaluación en muestras de aguas portuarias y de sentina

Las concentraciones de hidrocarburos totales en las muestras de agua portuarias oscilaron entre 1.16 y 984.1 µg/L, aunque más del 95 % de las muestras se caracterizaron por presentar concentraciones inferiores a 100 µg/L. Para el 80% de estas muestras el material polimérico detectó la presencia de hidrocarburos totales y emitió señal en Tr comprendidos entre los 10-50 min, llegando a emitir señal a concentraciones de hasta 2 µg/L. Sin embargo, cuando las concentraciones fueron superiores a 100 µg/L, el material polimérico emitió respuesta para el 100% de las muestras en un Tr medio de 30 min., siendo esta concentración dos órdenes de magnitud inferior al límite de vertido establecido en el convenio Marpol 73/78 (OMI, 1978). En la Tabla 1 se muestran los resultados para las muestras de aguas portuarias.

Grupo	Nº muestras	Concentraciones (µg/L)	Positivos[1]	Negativos[2]
1	32	1.16-10	26	6
2	33	10-50	24	9
3	11	50-100	10	1
4	3	>100	3	0

Tabla 1. Concentraciones de hidrocarburos totales y respuestas del sensor para muestras de aguas portuarias.1Positivo: el sensor emite señal afirmativa en un Tr inferior a 50 min., 2Negativo: El sensor no emite señal afirmativa en 50 min de ensayo.

Por otro lado, el agua de sentina reveló concentraciones importantes de naftaleno, fluoranteno, fenantreno y antraceno y de hidrocarburos alifáticos de cadenas comprendidas entre 11 y 27 átomos de carbono, alcanzando una concentración de hidrocarburos totales igual a 68.10 mg/L. Los Tr registrados en este caso fueron de aproximadamente 5 min.

Ensayos en condiciones reales

Plataforma flotante

Tras el desarrollo de todo un sistema de autónomo en forma de plataforma flotante (ver figura 3) que ofrece soporte al material polimérico para que éste funcione a modo de alarma temprana, se procedió a valorar el dispositivo en su conjunto mediante el fondeo realizado en la playa de Las Alcaravaneras. También se desarrolló un software para el control y el tratamiento de datos, transformando los datos de resistencia suministrados por el material polimérico en ausencia o presencia de hidrocarburos. En este ensayo se fijó una frecuencia de 1h, recibiéndose los datos de forma remota gracias a la incorporación en la plataforma flotante un módem. Durante los días que permaneció fondeado el dispositivo, no se registró señal de alarma, confirmándose de esta forma la ausencia de hidrocarburos totales.



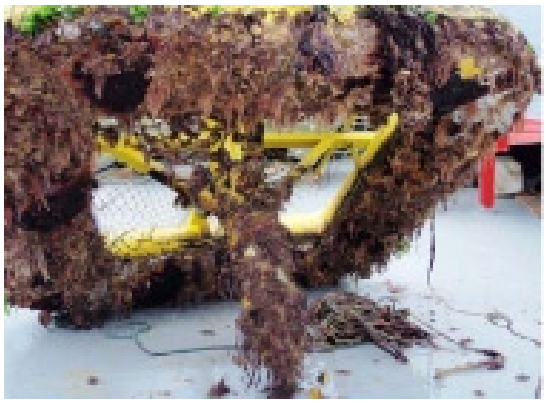
Figura 3. Plataforma flotante con sensor polimérico integrado.

Dispositivo interno en buque

En cuanto a la versión interna del sistema, primero fue necesario seleccionar cinco puntos susceptibles de sufrir fugas dentro del buque: depuradora de gasoil, bombas hidráulicas, motores de sentina, un conducto de agua dulce y estribor. Durante cinco días el sistema permaneció conectado y registrando datos, esta vez con una frecuencia de 1 s, encontrándose el sistema alimentado por la propia corriente del buque. En este periodo no se registró señal de presencia de hidrocarburos, estando el buque atracado y en travesía. Posteriormente se procedió a simular pequeñas fugas controladas con 4 mL de gasoil, oscilando los Tr obtenidos entre 10 y 20 min.

Ensayos de biodeposición

Los Tr obtenidos para muestras de agua de mar contaminada con combustible con los sensores que permanecieron sumergidos en el medio marino, fueron en torno a un 50% superiores que los Tr registrados para los sensores sin sumergir. El Tr medio registrado para los sensores envejecidos en el medio fue de aproximadamente 10 min, mostrándose el material polimérico funcional al menos durante 10 meses.



A simple vista, la superficie del polímero no se vio afectada de forma importante tras el periodo transcurrido, sin embargo las bioincrustaciones que sí sufren las plataformas flotantes que acompañan al elemento sensor, hacen necesario un mantenimiento rutinario para evitar que presenten un aspecto como el que se muestra en la figura 4, ya que se impediría en gran medida el contacto del polímero con el agua circundante.

Figura 4. Plataforma flotante afectada por bioincrustaciones.

CONCLUSIONES

Del presente estudio se extrae como conclusión global, que el empleo de materiales poliméricos para la detección de vertidos de hidrocarburos en el medio

marino pueden ser útiles como sistemas de alarma temprana, presentando un un bajo mantenimiento y una fácil utilización con respecto a los dispositivos empleados actualmente para esta tarea.

Por otro lado, el material polimérico designado como sensor 2, presentó una elevada sensibilidad a la presencia de hidrocarburos, variando su resistencia a concentraciones de hasta 2 µg/L, encontrándose estos niveles muy por debajo de los permitidos en ordenanzas, normativas y decretos nacionales e internacionales para aguas costeras.

REFERENCIAS

Oceana, 2003. El vertido de hidrocarburos desde buques a los mares y océanos de Europa. La otra cara de las mareas negras.

OMI, 1978. Convenio Internacional para prevenir la contaminación por los Buques-MARPOL 73/78.

Puertos del Estado, 2005. ROM5.1-05 - Calidad de las Aguas Litorales en áreas Portuarias.

4.3.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS COMUNIDADES MARINAS DEL SITIO DE INTERÉS CIENTÍFICO DE JUNCALILLO DEL SUR

J. Valdazo, M. Viera-Rodríguez, M. Stroobant, R. Haroun

Centro de Biodiversidad y Gestión Ambiental (BIOGES) Departamento de Biología, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, Campus Universitario de Tafira, 35017 Las Palmas, Islas Canarias, España.

INTRODUCCIÓN

El Sitio de Interés Científico (SIC en adelante) de Juncalillo del Sur (Ley 12/1994, de 19 de diciembre, de Espacios Naturales de Canarias) se encuentra situado en el sur de la isla de Gran Canaria (Fig. 1), en el municipio de San Bartolomé de Tirajana. Este espacio protegido, que está comprendido entre el Castillo del Romeral y el Aeroclub de Gran Canaria, cuenta con 192 hectáreas y está delimitado al sur por un tramo de litoral de 3,7 km de longitud (entre el muelle del Castillo del Romeral y el Morrete de las Salinas), al Este por la carretera de acceso al pago de Castillo del Romeral, al Sudoeste por un pequeño morro rocoso situado junto al aeroclub y al Norte por la carretera GC-500. (Fig. 2)

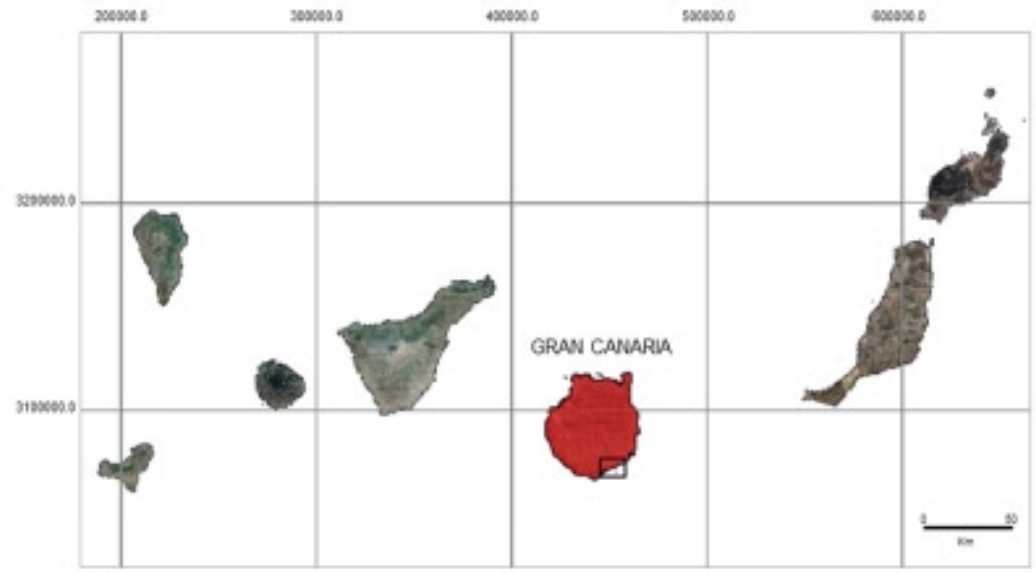


Figura 1. Mapa de situación del SIC de Juncalillo del Sur.



Figura 2. Límites del SIC de Juncalillo del Sur.

El SIC de Juncalillo del Sur ocupa una pequeña extensión de la llanura aluvial cuaternaria que configura el amplio delta que se extiende por el sector sureste de Gran Canaria. Está constituido por materiales aluviales y coaluviales aportados por los barrancos de Juan Grande, Bco. Hondo y Tirajana, pertenecientes al Ciclo I y Ciclo Post Roque Nublo. El desmantelamiento de las formaciones aluviales por parte de los agentes erosivos, principalmente la acción marina, propicia que las playas y el cordón litoral que componen el frente marítimo de Juncalillo del Sur estén compuestos mayoritariamente por cantos rodados. Esta uniformidad morfológica se rompe con la presencia de un morrete rocoso (Morrete de las Salinas) de naturaleza fonolítica en el extremo meridional del SIC.

Esta área presenta importantes valores ambientales, especialmente el hábitat costero que acoge una abundante avifauna limícola y migradora, por el cual ha sido declarada como Zona de Especial Protección para las Aves (ZEPA), la única litoral de Gran Canaria. El singular ecosistema que presenta el tramo costero de Juncalillo del Sur viene dado por dos tipos de hábitats de influencia marina: la zona supramareal y la intermareal. El hábitat supramareal lo constituyen encharcamientos originados por escorrentías de los barrancos en períodos de lluvia y por la penetración marina en pleamar a través de la barra de cantos rodados. El hábitat intermareal está formado principalmente por extensos pedregales que la marea deja al descubierto y cuya fauna invertebrada sirve de alimento para las aves limícolas.

Los pedregales están constituidos por materiales de distintas dimensiones que presentan, generalmente, una gran movilidad ante la acción del oleaje y el tránsito de personas. La estructura de las comunidades biológicas intermareales viene determinada principalmente por la estabilidad del sustrato, dado que las comunidades de cantos rodados inestables son distintas de las comunidades asociadas a bloques y plataformas rocosas que proporcionan una mayor estabilidad (Wallenstein & Neto, 2006).

Hasta el momento las observaciones ecológicas realizadas en este SIC han tratado sobre su peculiar flora y fauna terrestres, mientras que no se ha realizado ningún estudio específico dedicado a evaluar la biodiversidad bentónica del espacio marino que lo rodea. El objetivo de este estudio, hasta ahora inédito para este tramo de litoral, tiene como finalidad conocer la biodiversidad marina de la franja intermareal, así como aportar la descripción de su hábitat.

MATERIAL Y MÉTODO

Este estudio está basado en observaciones y muestreos llevados a cabo entre diciembre de 2009 y marzo de 2011 para la realización de la tesina del Máster de Gestión Costera con título *Caracterización bionómica intermareal del sitio de Interés Científico de Juncalillo del Sur* (Valdazo, 2010), dentro del Centro de Biodiversidad y Gestión Ambiental de la Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.

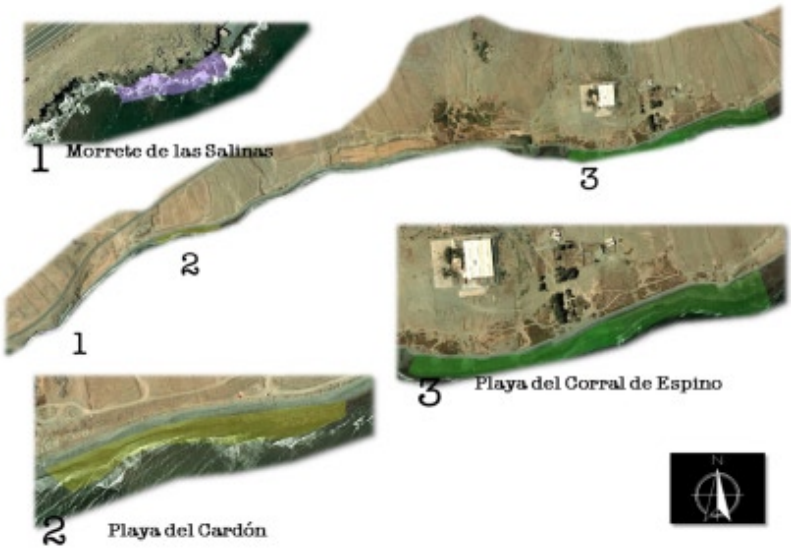


Figura 3. Áreas de muestreo.

En el perímetro costero de Juncalillo del Sur se seleccionaron tres áreas para el estudio (Figura 3): una plataforma rocosa, localizada en el Morrete de las Salinas y dos pedregales localizados en Playa del Corral de Espino y en Playa del Cardón.

Para caracterizar el sustrato que compone los pedregales se ha empleado la Escala Wentworth (1921) (Tabla 1). Los bloques y las plataformas de origen sedimentario (conglomerado de materiales de distintos tamaños) que se localizan en algunos tramos del litoral se han considerado como inmovilizados y el resto de materiales (cantos rodados, gravas y arena) se han considerado como móviles.

Clasificación	Diámetro (mm)
Bloques	>256
Cantos rodados	256-64
Gravas	64-4
Arenas	<4

Tabla 1. Clasificación granulométrica del sedimento.

Para cumplir los objetivos propuestos en este estudio se plantearon dos tipos de muestreos en las áreas seleccionadas:

a) Muestreo intensivo destructivo con el fin de determinar la biodiversidad ficológica específica. Se realizaron batidas por el intermareal recolectando muestras para su posterior identificación en el laboratorio. Los especímenes para el estudio florístico fueron fijados con formalina al 4% en agua de mar. La identificación de las especies fue realizada siguiendo a Afonso-Carillo & Sansón (1999), Børgesen (1927), Chacana (1992), Gil-Rodríguez (1980), Reyes (1993), Rojas (1997) y Sansón (1991). Posteriormente los especímenes recolectados fueron incluidos en el Herbario BCM de la Universidad de Palmas de Gran Canaria. Para la ordenación sistemática del catálogo florístico se ha seguido la clasificación propuesta por Haroun et al. (2002).

   La identificación de las especies de invertebrados fue realizada siguiendo a Boyra et al. (2006). Para la ordenación sistemática del catálogo faunístico se ha seguido a Pérez & Moreno (1991).

b) Muestreo no destructivo mediante transeptos con el objetivo de determinar la distribución vertical de las comunidades biológicas. Se aplicó una variante del método fitosociológico clásico de Braun-Blanquet (1979) utilizando cuadrados de 50x50 cm a lo largo de los transeptos y en los que se apuntaba tanto datos biológicos (tipos de asociaciones algales y sus coberturas, especies conspicuas e invertebrados presentes) como físicos (tipo de sustrato, movilidad y cobertura), lo que permitió la elaboración de perfiles bionómicos de cada una de las áreas estudiadas. Para describir la distribución vertical de las comunidades se empleó el esquema general de zonación propuesto por Lewis (1964) adaptado a las características del litoral canario por Viera-Rodríguez & Wildpret (1986) y Gil-Rodríguez et al. (1992).

   Las comunidades vegetales observadas en el hábitat intermareal de Jucalillo del Sur están constituidas por mosaicos de especies que hemos agrupado en grupos funcionales, con formas de crecimiento características (costrosas, cespitosas y foliosas/frondosas). La terminología ha sido adaptada del trabajo de Wallenstein et al. (2008) para las islas Azores.

RESULTADOS

El estudio de la vegetación marina de Juncalillo del Sur nos ha revelado que este tramo costero, a pesar de estar caracterizado por amplios pedregales, presenta un considerable número de especies de algas e invertebrados marinos.

En las tres áreas de muestreo seleccionadas se recolectaron un total de 63 especies de algas pertenecientes a cuatro divisiones (Figura 4), de las cuales 3

pertenecen a la división Cyanobacteria, 33 a Rhodophyta, 18 a Chromophyta y 8 son Chlorophyta.

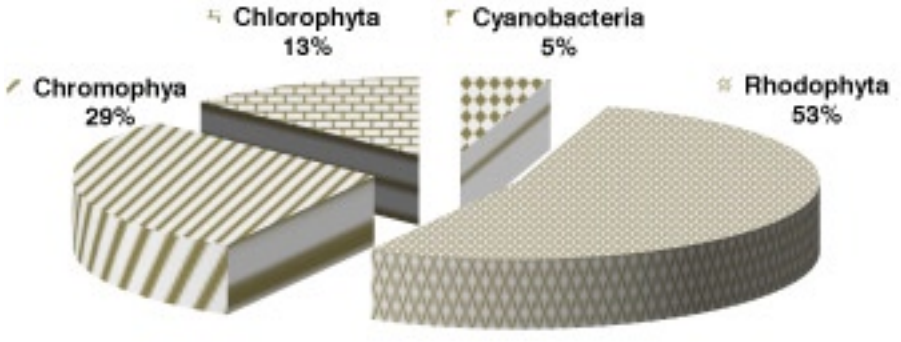


Figura 4. Divisiones del catálogo florístico.

Por otra parte se identificaron un total de 34 especies de invertebrados marinos pertenecientes a 5 phyla (Figura 5), de las cuales 2 pertenecen al phylum Porifera, 3 a Cnidaria, 11 a Arthropoda, 13 a Mollusca y 5 a Echinodermata

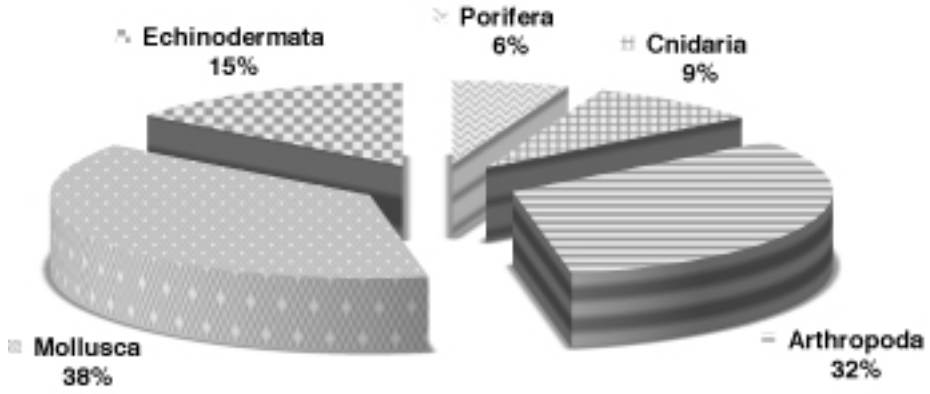


Figura 5. Phyla del catálogo faunístico.

En la Tabla 2 se muestran los distintos grupos funcionales observados y las especies que los forman, las cuales constituyen las principales comunidades vegetales de las áreas intermareales estudiadas.

Césped no calcáreo A (CenCA) Formado por una compleja mezcla taxonómica de talos de pequeñas algas entremezcladas y con forma de "alfombrilla" de distintos espesores que no superan los 2 cm y con una estructura laxa.	**Especies** *Centroceras gasparrinii, Ceramium spp., Chaetomorpha pachynema, Chondracanthus acicularis, Gelidium pusillum, Lophosiphonia reptabunda, Neosiphonia sphaerocarpa, Poliysiphonia atlantica, Schizothrix mexicana y Ulva multiramosa.*
Césped no calcáreo B (CenCB) Formado por un césped denso, con espesor superior a 2 cm y con una estructura rígida.	*Alsidium corallinum*
Costrosas no calcáreas (ConC) Formado por especies que se caracterizan por tener talos costrosos, no calcificados y firmemente adheridos al sustrato.	*Ralfsia verrucosa, Atractophora hypnoides, Pseudolithoderma adriaticum*

Costrosas calcáreas (CoC) Formado por especies que se caracterizan por tener talos costrosos y calcificados, firmemente adheridos al sustrato.	*Peyssonnelia armorica*
Macroalgas frondosas/foliosas (F/F) Formada por especies que se caracterizan por tener talos erectos, con crecimiento folioso o frondoso y con un tamaño normalmente superior a 5 cm.	*Asparagopsis taxiformis, Cystoseira spp., Dictyota spp., Ganonema spp., Laurencia viridis, Liagora spp., Padina spp., Taonia atomaria, etc.*

Tabla 2. Grupos funcionales

Los pedregales intermareales de Juncalillo del Sur están formados por una amplia variedad de materiales sedimentarios (bloques, cantos, guijarros, gravas y arena) y además, en varios tramos de ambas playas, se localizan plataformas de conglomerados que representan un sustrato estable. La Figura 5 muestra la diferencia en composición del sustrato en los transeptos realizados. Los cantos rodados predominan sobre bloques, gravas y arena en ambas playas. La Playa del Cardón presenta un mayor porcentaje de sustrato estable (50%), debido principalmente a un mayor porcentaje de bloques y a plataformas de conglomerados más amplias que en la Playa del Corral de Espino.

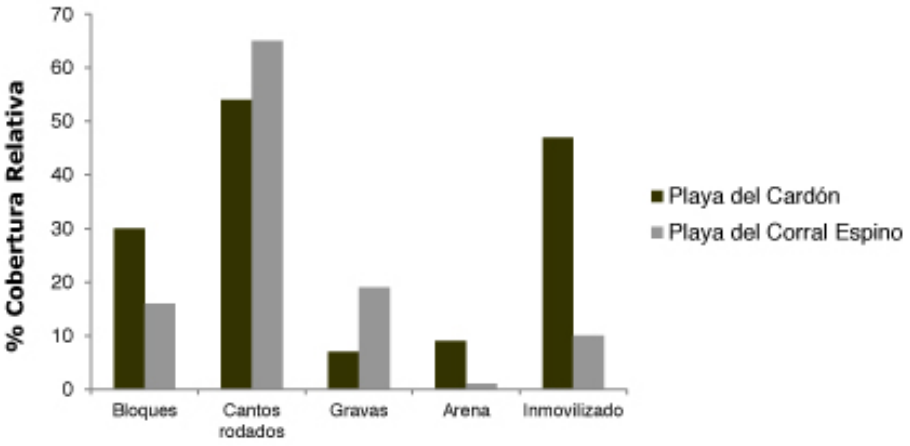


Figura 5. Composición del sustrato.

La composición y características del sustrato determinan la presencia y distribución de las distintas asociaciones vegetales. La composición de las comunidades vegetales bentónicas de la Playa del Cardón y la Playa del Corral de Espino presentan diferencias en la cobertura relativa en los transeptos realizados en ambos sitios (Figura 6).

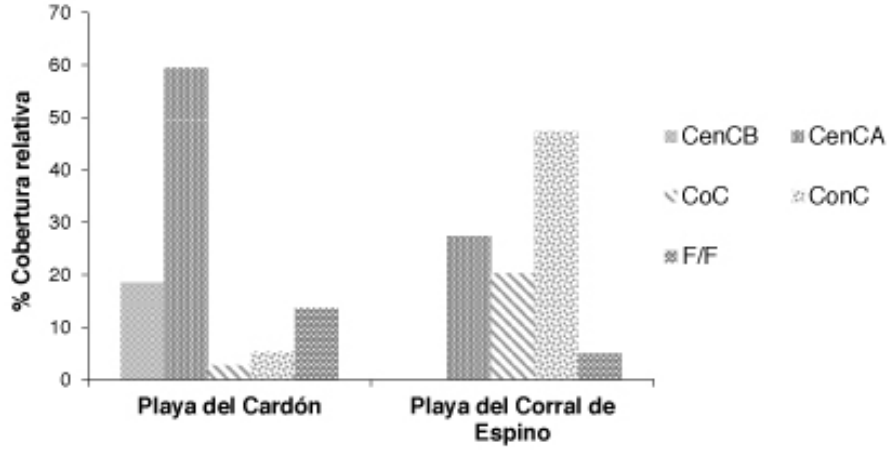


Figura 6. Composición de las comunidades vegetales

En Playa del Cardón la cobertura vegetal está caracterizada por el dominio de las formaciones cespitosas (CenB y CenA) y macroalgas foliosas/frondosas (F/F), con poca cobertura de formaciones costrosas. Por el contrario, en Playa del Corral de Espino dominan las formaciones costrosas (CoC y ConC) con mayor predominio de las costrosas no calcáreas (*Ralfsia verrucosa y Atractophora hypnoide*s). Estas diferencias pueden residir en la composición del sustrato de ambas playas: en Playa del Cardón hay un alto porcentaje de bloques y sustrato inmovilizado mientras que en la Playa del Corral de Espino predominan los cantos rodados y gravas con alta movilidad cuya acción abrasiva favorece el establecimiento de las formaciones costrosas.

Una vez descritas las asociaciones algales que componen las comunidades vegetales presentes en el intermareal procedemos a describir la zonación de dichas comunidades.

La vegetación marina característica de los pedregales que conforman Playa del Cardón y Playa del Corral de Espino (Figura 7) se dispone en el eulitoral de la siguiente manera: un horizonte superior dominado por las formaciones costrosas (principalmente no calcáreas); un horizonte medio dominado por las formaciones cespitosas no calcáreas; y un horizonte inferior caracterizado por la presencia de macroalgas foliosas/frondosas. El límite entre el horizonte medio e inferior lo define la presencia de macroalgas foliosas/frondosas; y el límite entre el horizonte medio y superior lo define la aparición del césped no calcáreo.

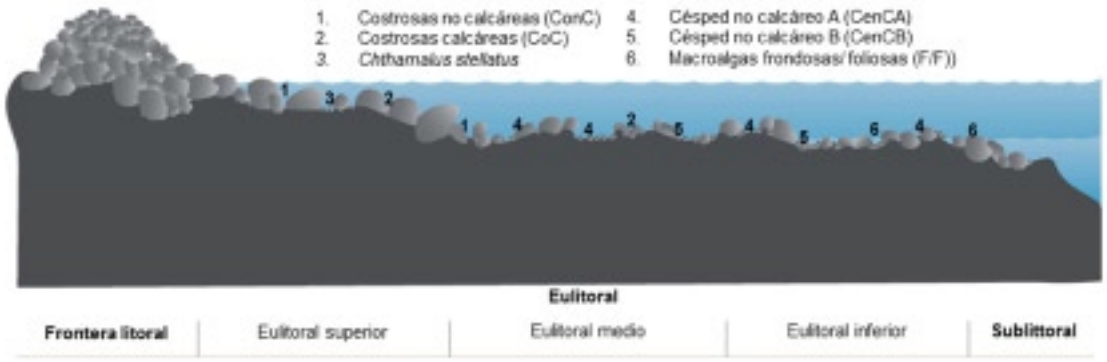


Figura 7. Zonación en Playa del Corral de Espino y Playa del Cardón

La frontera litoral en ambas áreas de estudio no es muy evidente ya que no es posible identificar fácilmente los organismos que la definen (cianobacterias y litorínidos) dada la inestabilidad que ofrece el sustrato para su desarrollo. En algunos casos podemos apreciar el comienzo de esta banda por la presencia de *Chthamalus stellatus* en la parte superior de bloques y cantos rodados. Asociamos el comienzo de la frontera litoral con la variación cromática que ofrece el término de la banda de las costrosas no calcáreas y que coincide con el cambio brusco de pendiente que representa el comienzo del cordón de cantos rodados.

En la rasa marina estudiada en el Morrete de las Salinas (Figura 8) los organismos que definen los distintos niveles del litoral son más evidentes. Se puede apreciar la frontera litoral por la presencia de poblaciones importantes de litorínidos y cianobacterias (*Entophysalis deusta y Calothrix crustacea*). La presencia de una banda de *Chthamalus stellatus* indica el comienzo del eulitoral. El horizonte superior lo caracterizan poblaciones de este cirrípedo, junto con masas mucilaginosas de *Calothrix crustacea*. Los charcos presentes en este nivel están dominados por el alga parda *Cystoseira humilis* acompañada de coralináceas costrosas. En el horizonte medio e inferior aparecen comunidades amplias de *Padina pavonica* y *Stypocaulon scoparium* intercaladas con formaciones costrosas no calcáreas y charcos en los que encontramos poblaciones de *Cystoseira foeniculacea, Alsidium corallinum* y coralináceas articuladas. El comienzo del sublitoral lo define un cinturón de *Cystoseira abies-marina* y *Cystoseira mauritanica*.

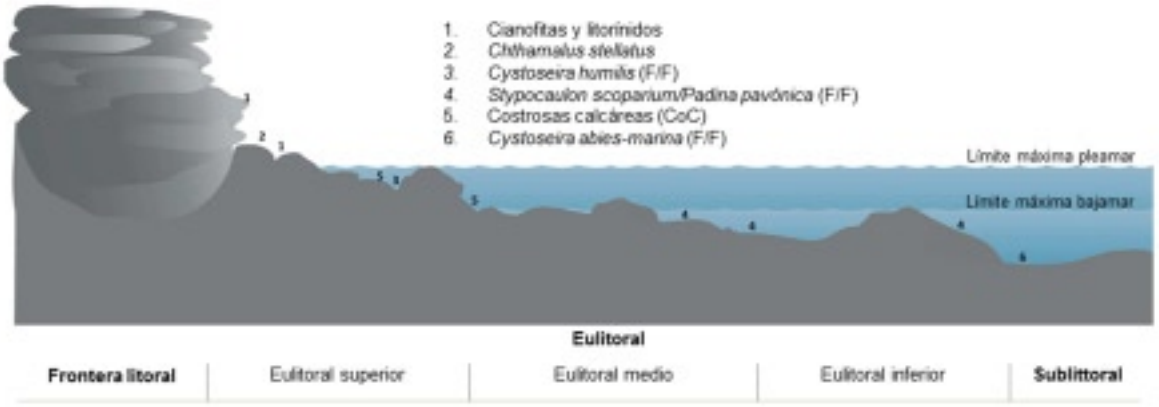


Figura 8. Zonación en Morrete de las Salinas

DISCUSIÓN

El presente trabajo representa el primer estudio de la biodiversidad marina para el SIC de Juncalillo del Sur. Se han determinado un total de 97 especies bentónicas marinas, de las cuales 63 especies son algas y 34 corresponden a invertebrados. Este inventario biológico supone una importante contribución al conocimiento de la biodiversidad de este espacio protegido y de los pedregales canarios en general.

Los resultados obtenidos ponen en evidencia la diversidad que albergan estos hábitats (los pedregales) desde el punto de vista biológico a pesar de la inestabilidad del sustrato y los valores extremos que alcanzan algunos parámetros físicos (salinidad y evapotranspiración). La intensificación de los estudios sobre las comunidades bentónicas de este espacio protegido probablemente proporcionará novedades florísticas y/o faunísticas.

Por otra parte, 6 de las especies algales identificadas están incluidas en el Catálogo Canario de Especies Protegidas (Ley 4/2010) (Tabla 3). Estas especies están protegidas por su importancia ecológica y por el estado de conservación de sus poblaciones, cuyos hábitats están amenazados principalmente por la urbanización costera, la contaminación de las aguas y la sobreexplotación de los recursos vivos (pesca y marisqueo principalmente).

Especies de algas	Localidad	Nivel de protección
Alsidium corallinum	Playa del Cardón Morrete de las Salinas	Vulnerable
Cystoseira abies-marina	Morrete de las Salinas	Importancia para los Ecosistemas Canarios
Cystoseira mauritanica	Morrete de las Salinas	Vulnerable
Cystoseira tamariscifolia	Morrete de las Salinas	Vulnerable
Laurencia viridis	Playa del Corral de Espino Playa del Cardón	Importancia para los Ecosistemas Canarios
Sargassum vulgare	Playa del Cardón Morrete de las Salinas	Importancia para los Ecosistemas Canarios

Tabla 3. Especies protegidas en el Catálogo Canario de Especies Protegidas.

Dada la riqueza biológica que presentan los hábitats costeros que alberga el SIC de Juncalillo del Sur se propone diseñar un Plan de Actuación para la Conservación que incluya una investigación profunda de las redes tróficas de estos ecosistemas, con la finalidad de regular adecuadamente los usos y explotación de sus recursos biológicos.

Por último, se propone estudiar la posibilidad de incluir estos hábitas costeros, tanto las zona intermareal como la supramareal, dentro de la Convención sobre los Humedales (Secretaría de la Convención Ramsar, 2006). Dicho propósito representaría el compromiso de las Autoridades competentes en materia de medio ambiente de tomar las medidas necesarias para asegurar el mantenimiento de sus características y procesos ecológicos.

REFERENCIAS

Afonso-Carrillo, J. & M. Sansón (1999). *Algas, hongos y fanerógamas marinas de las Islas Canarias. Clave analítica.* Materiales didácticos universitarios. Serie biología 2. SPULL. Tenerife. 254 pp.

Børgesen, C. (1927). Marine algae from the Canary Island. Especially from Tenerife and Gran Canaria. III Rhodophyceae. Part I. Bangiales and Nemalionales. *Kongelige Danske Videnskabernes Selskab. Biologiske Meeddelelser* 6: 1-97.

Braun-Blanquet, J. (1979). *Fitosociología. Bases para el estudio de las comunidades vegetale*s. 820 pp. Madrid.

Chacana, M. (1992). *El género Codium Stackhouse (Chlorophyta) en el Archipiélago Canario*. Tesis Doctoral. Unpubl. Universidad de La Laguna. 316 pp.

Espino, F., A. Boyra, F. Tuya & R. Haroun (2006). *Guía visual de Especies Marinas de Canarias*. Oceanográfica. Las Palmas de Gran Canaria. 482 pp.

Gil-Rodríguez, M. C. (1980). Revisión taxonómica y ecológica del género Cystoseira C. Ag. en el Archipiélago Canario. *Vieraea* 9: 115-148.

Gil-Rodríguez, M. C., J. Afonso-Carrillo & R. J. Haroun (1992). *Flora ficológica de las Islas Canarias*. 95-121. En *Flora y vegetación del Archipiélago Canario. Tratado Florístico de Canarias*. I Parte (G. Kunkel, coord.). Edirca S.L.

Haroun, R. J., M. C. Gil-Rodríguez, J. Díaz de Castro & W. F. Prud´Homme Van reine (2002). A Checklist of the Marine Plants from the Canary Island (Central Eastern Atlantic Ocean). *Botánica Marina* 45: 139-169.

Lewis, J. R. (1964). *The ecology of rocky shores*. English University Press. London. 323 pp.

Pérez Sánchez, J. M. & E. Moreno Batet (1991) *Invertebrados Marinos de Canarias*. Cabildo Insular de Gran Canaria. 315 pp.

Reyes Hernández, J. (1993). *Estudios de las praderas marinas Cymodocea nodosa (Cymodoceae, Magnoliophyta) y su comunidad de epífitos, en el Médano (Tenerife, Islas Canarias)*. Tesis Doctoral. Unpubl. Universidad La Laguna, Departamento de Botánica marina. 424 pp.

Rojas González, B. (1997). *Estudio de las especies de la familia Rhodomelaceae (Rhodophyta), con exclusión de las tribus Chondriae y Laurencieae, en las Islas Canarias*. Tesis Doctoral. Unpubl. Universidad de La Laguna, Departamento de botánica Marina. 647 pp.

Secretaria de la Convención Ramsar (2006). *Manual de la Convención Ramsar: Guía a la Convención sobre los Humedales (Ramsar, Irán, 1971)*, 4ª edición. Secretaría de la Convención de Ramsar, Gland (Suiza).

Sansón, M. (1991). *Estudio de las especies de la familia Ceramiaceae (Rhodophyta) en las Islas Canarias*. Tesis Doctoral. Unpubl. Universidad de La Laguna. 583 pp.

Valdazo, J. (2010). *Caracterización bionómica intermareal del Sitio de Interés Científico de Juncalillo del Sur en Gran Canaria (Islas Canarias)*. Tesina de Máster. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria, Departamento de Biología.138 pp.

Viera-Rodríguez, M. A. (1985). *Florula y vegetación bentónica de la isla de La Graciosa, Canarias*. Tesis Doctoral. Unpubl. Universidad de La Laguna. Departamento de Botánica Marina. 257 pp.

Viera-Rodríguez, M. A. & W. Wildpret de la Torre (1986). Contribución al estudio de la vegetación bentónica de la isla de La Graciosa. Canarias. *Vieraea* 16: 211-231.

Wallenstein, F. F. M. M. & A. I. Neto (2006). Intertidal rocky shore biotopes of the Azores: a quantitative approach. *Helgol Mar Res* 60: 196-206.

Wallenstein, F. M., A. I. Neto, N. V. Álvaro, I. Tittley & J. M. N. Azevedo (2008). *Coastal biotope definition. Manual for oceanic island*. Secretaria Regional do Ambiente e do Mar. Azores. 87 pp.

4.4. ACTUACIONES PARA EL USO Y DISFRUTE DE LA COSTA

4.4.2. PROYECTAR CON EL PAISAJE EN LA PLAYA DE LA BARCELONETA (BARCELONA)

A. M. Castañeda[1]

1. Demarcación de Costas en Cataluña. acastaneda@marm.es

INTRODUCCIÓN

Situada al NE de la Península Ibérica, a orillas del Mediterráneo, la ciudad de Barcelona es, después de Madrid, la segunda metrópolis en tamaño de España. Actualmente está formada no sólo por el municipio estrictamente dicho, sino también por un amplio cinturón de ciudades que han quedado absorbidas por el crecimiento de la gran ciudad. Este conjunto tiene una extensión de 172 kilómetros cuadrados y alrededor de 3 millones de habitantes. Es la capital de Catalunya.

A lo largo de su historia, Barcelona ha permanecido de espaldas al mar. Hasta 1992 sólo disponía de una playa útil: la Barceloneta. Hoy la ciudad ofrece siete playas, pero en el corazón de los barceloneses la playa de la Barceloneta ocupa un lugar muy especial, a menudo ligado a recuerdos personales de paseos y experiencias vividas a la orilla del mar.



Figura 1. Ortofoto de la Barceloneta

La playa de la Barceloneta se manifiesta en la actualidad claramente inestable. Sufre desplazamientos de arena de levante a poniente y en algunos episodios de temporales se producen daños en los paseos marítimos.

Los 1400 metros de longitud de la playa de la Barceloneta están confinados actualmente entre dos estructuras rígidas y un dique exento que genera un saliente sin llegar a constituir un tómbolo.

Los estudios de dinámica litoral aconsejan unir el dique exento existente con la playa seca conformando un dique en T para evitar el desplazamiento de la arena hacia poniente.

Nuestro objetivo es diseñar este dique en T de manera que el paisaje del que va a formar parte sea una variable decisiva en la definición formal de este nuevo elemento, un instrumento de diseño formal que nos ayudará a establecer un diálogo amable entre nuestro objeto y su entorno.

EVOLUCIÓN DE LA PLAYA DE LA BARCELONETA

El nacimiento y crecimiento del barrio de la Barceloneta está estrechamente relacionado con la evolución del dique de abrigo del Puerto de Barcelona. Po-

demos apreciarlo observando algunas imágenes históricas:



Figura 2. Barcelona en 1760



Figura 3: Barcelona en el año1802

En la figura 2 se observa la ciudad contenida dentro de las murallas y un incipiente puerto que avanza creando una gran playa a levante que se apoya progresivamente en él.

En la figura 3 podemos ver el nuevo barrio de la Barceloneta instalado sobre la playa que se ha formado por el progresivo crecimiento del dique de abrigo del puerto.

Una vista general de Barcelona desde el mar en 1888 nos la muestra la figura 4. La ciudad ha trascendido las murallas y el puerto también se expansiona.



Figura 4.
En 1888 Barcelona ya ha trascendido las murallas

Veamos a continuación cómo ha evolucionado en los últimos años la Barceloneta.



Figura 5. El frente costero de Barcelona en 1957



Figura 6. El frente costero de Barcelona en 2001

En 1957 el frente marítimo de la ciudad era un espacio muy residual; solo en el barrio de la Barceloneta existía una playa que podía ser utilizada por los bañis-

tas. La elección de la ciudad como sede de los Juegos Olímpicos de 1992 supuso una profunda transformación del frente litoral, en el que se situaron tanto el puerto olímpico como la villa olímpica.

Mientras tanto el puerto de Barcelona seguía creciendo y se iniciaban las obras para abrir una nueva bocana. Ambas actuaciones cambiaron la configuración de la playa de la Barceloneta, confinándola entre diques.

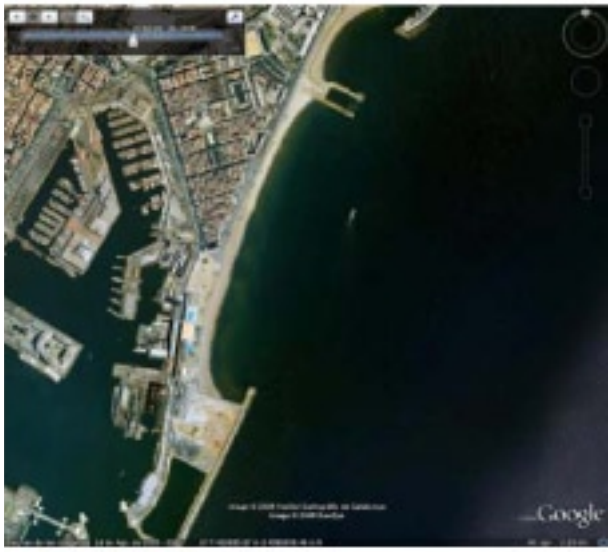


Figura 7. Situación de nuestra playa en 2006

La gran inestabilidad de las arenas en la playa de la Barceloneta provocaba continuos basculamientos en función del clima marítimo. Estudios de la morfodinámica de la playa aconsejaron la construcción de un dique exento para "sujetar" más las arenas y reducir las migraciones de las mismas.



Figura 8. Se construye en 2007 un dique exento por medios terrestres



Figura 9. Configuración de la Barceloneta en 2011

En 2011 nos encontramos con la siguiente situación:

- La playa de la Barceloneta se encuentra afectada por la presencia de un dique exento que le genera un saliente.
- Quedan a cota -3m los restos del camino de acceso que sirvió para la construcción de este dique exento.

PROBLEMÁTICA ACTUAL

La playa de la Barceloneta es una playa urbana con gran presión de usos y sometida a episodios de temporales muy dañinos.





Figura 10. Gran intensidad de usos y fragilidad ante los temporales

La solución de estabilización de la playa mediante la construcción del dique exento no resultó definitiva y la arena migraba hacia poniente. Podemos ver en la figura 10 el sistema de corrientes que conducen a esta migración de la arena.

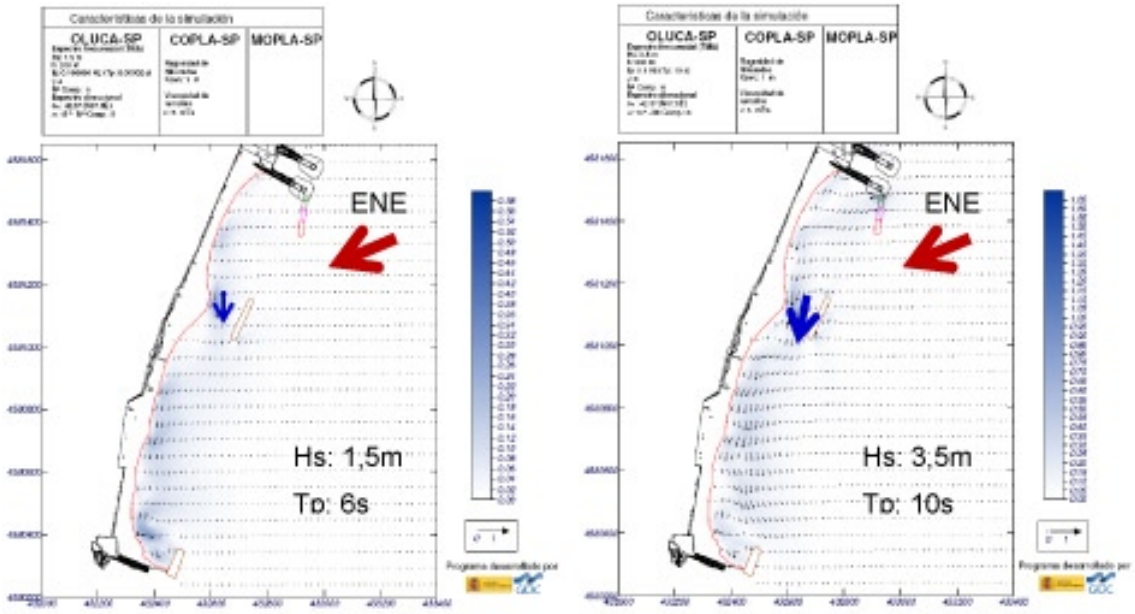


Figura 11. Corrientes en condiciones medias y en condiciones de temporal

Después de analizar varias soluciones alternativas, se opta finalmente por interrumpir el transporte litoral construyendo un dique que se una al dique exento existente y conformen ambos un dique en T.

La figura 12 muestra el esquema de la solución funcional propuesta.



Figura 12. Nuevo dique a construir para contener las arenas

EL MÉTODO DE PROYECTACIÓN CON EL PAISAJE

El Método de Proyectación con el Paisaje emplea el Paisaje como herramienta de diseño de los pequeños salientes costeros.

Los puntos del Método de Proyectación con el Paisaje son:
1. Conocer el territorio a gran y media escala.
2. Reconocer los elementos característicos del paisaje.
3. Buscar los puntos de vista.
4. Recoger información desde los puntos de vista.

5. Buscar el "genius loci", el espíritu del lugar.
6. Encontrar el mensaje a transmitir.
7. Dibujar nuestra propuesta plástica.
8. Definir los detalles finales.

Vamos a ir explicando estos pasos y al mismo tiempo los iremos aplicando al diseño de nuestro pequeño saliente costero en la playa de la Barceloneta.

1. Conocer el territorio a gran y media escala

En este primer punto debemos prestar atención a las dimensiones del paisaje observado, para así tener clara la escala de nuestra intervención sobre el escenario de fondo. También debemos identificar las piezas que percibimos en el paisaje costero que analizamos, definir los límites actuales, investigar en la historia los límites pasados, percibir las tensiones, buscar, reconocer,…

Para este análisis del territorio a gran y media escala nos serán de gran ayuda las fotografías aéreas. Desde una gran escala podemos observar la figura 12.



Figura 13. El territorio a gran escala.

Nos acercamos más a nuestro objetivo examinando la media escala, que se muestra en la figura 14.



Figura 14. El territorio a media escala.

La Barceloneta se encuentra confinada entre el Port de Barcelona y el Port Olímpic. El tejido urbano de este barrio es bien característico, muy diferente del de Ciutat Vella y del del Ensanche, lo cual le otorga una identidad propia.

2. Reconocer los elementos característicos del paisaje



Del análisis de la gran y media escalas debemos extraer el conocimiento que nos permita detectar especialmente la legibilidad del territorio, y lo haremos a través de la búsqueda de los elementos identificativos y descriptivos del lugar. En nuestro caso observaremos con más proximidad el entorno de nuestra actuación.

Figura 15. Vista más próxima de la Barceloneta.

Nos llama mucho la atención la fuerte oblicuidad con la que intersecta el tejido urbano del barrio con la playa, lo cual recrea un frente edificatorio sugerentemente recortado por la fuerza del mar. La elevada densidad de la edificación nos presenta una playa extremadamente urbana, que además debe soportar la presión de una gran ciudad.



La trama edificatoria de la Barceloneta es, como hemos comentado antes, muy característica, con sus largas y estrechas manzanas constituidas por viviendas de unos 8,6m x 8,6m que fueron dividiéndose en cuatro partes hasta constituir el conocido "quart de casa", representado en la escultura que podemos ver en la siguiente figura.

Figura 16. Escultura representando el "quart de casa"

En esa misma imagen se puede ver también que el contacto del barrio con la playa se produce completamente a nivel en la zona de nuestra actuación. El acceso a la playa es diáfano y sin obstáculos.

3. Buscar los puntos de vista

El siguiente paso será seleccionar los puntos de vista que mejor pueden ayudarnos en la lectura del territorio y el análisis de la visibilidad. En nuestro caso buscaremos los puntos de vista de los paseantes. Tomaremos también imágenes desde el mirador que supone el dique Ginebra. No buscaremos las vistas desde el Hotel Vela por estar situado ya demasiado lejos de nuestro objetivo.



Para situarnos bien tomamos una fotografía aérea plana y marcamos aquellos puntos de vista escogidos para conocer mejor el territorio y cómo va a incidir en él la obra que estamos proyectando.

Figura 17. Localización de los puntos de vista

4. Recoger información desde los puntos de vista

Una vez planteados los puntos de vista a examinar, nos situamos sobre el terreno para tomar fotografías y anotar lo que percibimos. Si estando sobre el terreno descubrimos perspectivas con las que no habíamos contado, podemos añadirlas.



Figura 18. Punto de vista nº 1



Figura 19. Punto de vista nº 2

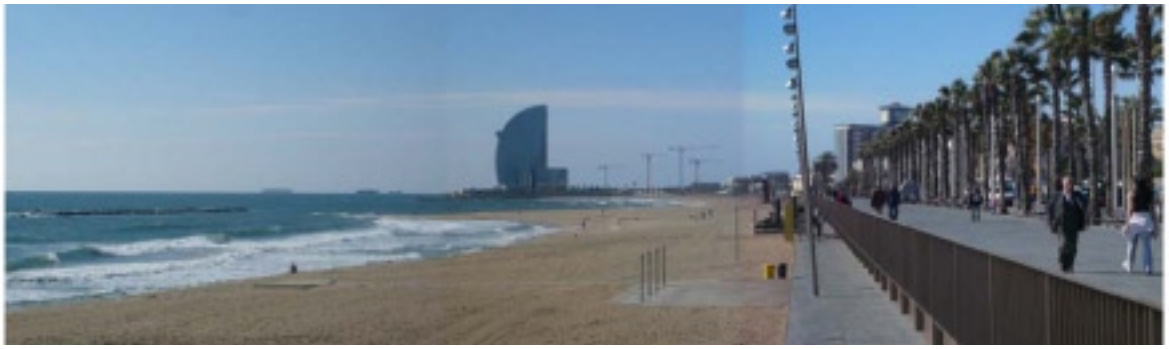


Figura 20. Punto de vista nº 3

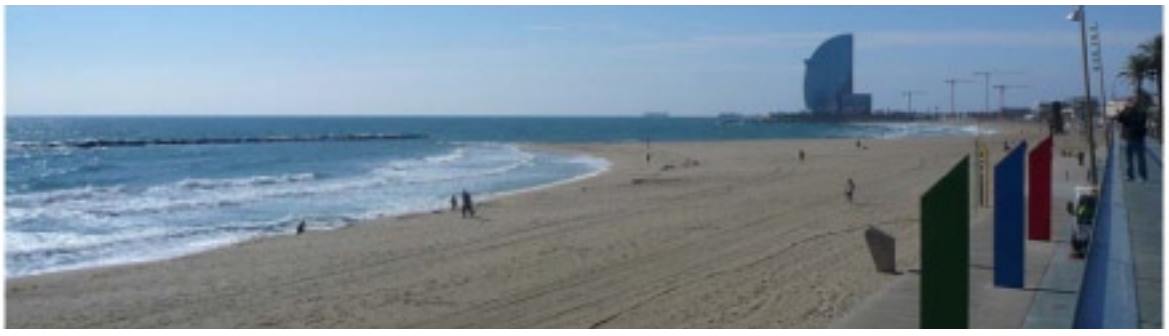


Figura 21. Punto de vista nº 4



Figura 22. Punto de vista nº 5



Figura 23. Punto de vista nº 6



Figura 24. Punto de vista nº 7



Figura 25. Punto de vista nº 8



Figura 26. Punto de vista nº 9



Figura 27. Punto de vista nº 10

De la información percibida desde el terreno a través de los puntos de vista seleccionados, hacemos una extracción de los puntos más significativos del lugar.

- Los extremos de la playa de la Barceloneta se constituyen en dos perfectos miradores del conjunto: el dique Ginebra (puntos de vista nº 1 y nº 2) y el Hotel Vela, especialmente el primero debido a su mayor proximidad a la zona de actuación.
- Se ha observado una gran concentración de usuarios de la playa en el saliente arenoso, lo que demuestra el gran atractivo de este punto para la contemplación del paisaje.
- La percepción de toda la playa de la Barceloneta es un valor de este lugar. Por ello, la continuidad del paisaje debe mantenerse para no compartimentar la playa.
- Las referencias a la trama edificatoria del barrio son constantes: la escultura del "Quart de Casa" (punto de vista nº 7), el despiece del pavimento del Paseo Marítimo (la oblicuidad con la que intersecta el pavimento con la playa se aprecia con claridad en el punto de vista nº6),…

5. Buscar el "Genius loci", el espíritu del lugar

Hasta ahora, en los 4 primeros pasos del Método de Proyectación con el Paisaje hemos tomado notas del territorio de manera objetiva y sistemática, descendiendo desde la gran escala hasta la toma de contacto del paseante con el terreno en la pequeña escala.

En los siguientes 4 pasos del Método nos introduciremos en temas más subjetivos y personales, los que harán que nuestra creación sea fruto de lo que percibimos en el paisaje y de lo que este paisaje nos transmite.

Para encontrar el "Genius loci", el espíritu del lugar, tendremos presentes todas las notas tomadas sobre el lugar; incluso será preciso ir repetidas veces y en diferentes circunstancias para impregnarse del lugar y sentirlo, interiorizarlo. Se trata, como hemos dicho, de una experiencia subjetiva, pero es "nuestra" experiencia la que queremos plasmar en nuestra propuesta plástica.

Percibimos varios elementos que marcan de forma determinante este paisaje:

- El crecimiento oblicuo del frente edificatorio del barrio a medida que la línea de agua avanzaba por acumulación de la arena.
- La potencia de la trama urbana del barrio, única y muy característica del lugar.
- La gran presión que soporta por la constante y masiva presencia de usuarios todo el año. Se trata de una playa muy urbana.

6. Encontrar el mensaje a transmitir

A partir de la definición del espíritu del lugar, que implica que hemos interiorizado el paisaje en estudio, nos planteamos cuál ha de ser nuestra actitud hacia ese entorno: debemos tomar posición y definir nuestra postura de intervención, encontrar el mensaje a transmitir.

Plantearemos una propuesta que trate de recoger lo más significativo del entorno y lo utilice para formalizar una solución que dialogue amablemente con el paisaje del que va a formar parte.

Nuestra propuesta tiene como idea básica de funcionamiento la que se muestra a continuación en la figura 28:

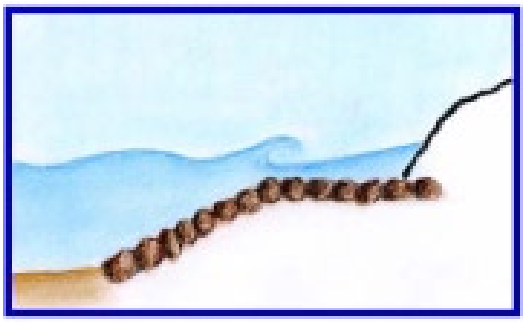


Figura 28. Esquema de funcionamiento de nuestra propuesta

Por un lado tenemos una parte sumergida, cuya función va a ser resistir el oleaje. Por otro lado estará la parte emergida, que será la encargada de mostrar los valores plásticos de la propuesta.



Nos vamos a basar en la trama urbana, concretamente en su dirección y en la unidad edificatoria, los cuadrados de 8,6m de lado.

Figura 29. Imagen aérea plana de la zona de actuación

Haremos emerger de entre la arena y el agua estos cuadrados como si de una antigua Barceloneta se tratase, un resto de algún antiguo y terrible episodio de temporal marino.

La propuesta permitirá nuevos puntos de observación de la playa, pero no se permitirá alcanzar el dique exento, constituido por peligrosos dados de hormigón.

Tampoco se arrancará del Paseo Marítimo, para dar continuidad a la playa.

7. Dibujar nuestra propuesta plástica

Daremos forma material a la idea proyectual (el mensaje) recogiendo lo trabajado hasta aquí sobre el lugar y sirviéndonos de los instrumentos de nuestra caja de herramientas de proyectistas.



Comenzaremos extendiendo la malla edificatoria a través de los "quarts de casa" en sus dos sentidos ortogonales. A continuación intersectaremos esta red con la traza del dique que debemos construir para unir el dique exento con la playa.

Figura 30. Extensión de los "quarts de casa" hacia el futuro dique

En la figura 30 hemos dibujado una malla prolongando las calles y la unidad edificatoria, los cuadrados de 8,6m de lado.



Como fruto de las intersecciones de lo que fueron en el pasado los "quarts de casa", componemos lo que sería la cubierta de una Barceloneta emergiendo del mar, con diferentes niveles recogidos en la figura 31 con tonos distintos de grises.

Figura 31. Esquema de la propuesta plástica

La base funcional supone un recrecimiento del antiguo camino de acceso al dique exento, hasta alcanzar la cota 0, el nivel del mar. Por encima aparecen, sobre una losa de 0,60cm de hormigón, distintos cuadrados escalonados a 3 niveles separados 40cm y un último nivel a 20cm del anterior. El resultado se muestra en la figura 32.



Figura 32. Imagen de la propuesta plástica para el nuevo dique

Veamos la propuesta desde el punto de vista del paseante en las siguientes figuras.



Figura 33. Detalle del nuevo dique



Figura 34. Vista de la integración del nuevo dique en el paisaje

8. Definir los detalles finales

En este último punto del Método de Proyectación con el Paisaje entramos en los detalles de las secciones, materiales, proceso constructivo,…

En nuestro caso podemos plantearnos el color del hormigón, si los cantos y aristas se biselan, si marcamos las calles con algún nombre impreso en la losa o con placas en las esquinas de los bloques, si damos algún tratamiento especial al acabado del hormigón en algunas caras,…

CONCLUSIONES

· El paisaje se lee a través de capas superpuestas que se interpretan y fusionan en nuestra mente, alcanzando así el conocimiento de la identidad del paisaje.
· Cuanto mejor trabajemos CONJUNTAMENTE todos los aspectos a considerar en el proyecto (aspectos físicos, paisajísticos, estructurales, constructivos y ambientales), más seguros serán nuestros pasos a través del MÉTODO DE PROYEC-

TACIÓN CON EL PAISAJE.

· La percepción es personal y subjetiva, pero no es en absoluto estática: nuestra percepción se modifica a medida que educamos nuestra mirada.

REFERENCIAS

A. M. Castañeda Fraile "*El paisaje y los pequeños salientes costeros*", (2009). Tesis doctoral dirigida por Raúl Medida Santamaría. Universidad de Cantabria.

4.4.3. CONDUCCIÓN DE VERTIDO DE AGUAS LIMPIAS DEL SISTEMA DE REFRIGERACIÓN DE LA C.T.C.C. BESÓS 5. CASO PRÁCTICO

Tomás Hernández Giraldo

Ingeniero de C.C. y P. ACCIONA INGENIERIA. Tomas.hernandez.giraldo@acciona.es

INTRODUCCIÓN

Este documento describe el diseño de la hinca y construcción de un emisario doble, de gran diámetro para caudales elevados. La obra, Sistema de Refrigeración de la Central Térmica de Ciclo Combinado Besós 5, fue realizada por ACCIONA Infraestructuras para la empresa ENDESA Generación en la localidad de San Adriá del Besós (Barcelona) (figuras 1 y 2). Este sistema de refrigeración se ha realizado para la planta (850 MW) que duplica la capacidad de generación de energía en BARCELONA y su área metropolitana. El diseño de construcción fue realizado por Acciona Ingeniería en 2008, y la ejecución tuvo lugar desde el 2008 al 2010. En este tiempo ACCIONA Ingeniería realizó la Dirección de Obra y Asistencia Técnica. Los factores que influyeron en el diseño, el proceso constructivo y materiales utilizados son descritos en el presente documento.



Figura 1. Localización

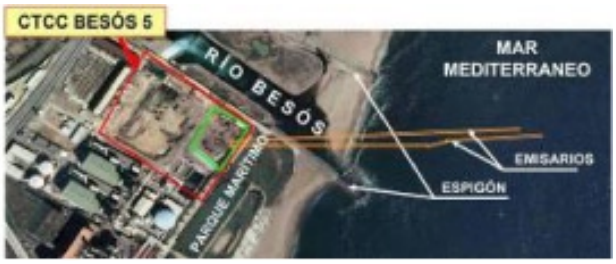


Figura 2. Vista aérea del lugar

DESCRIPCIÓN

El proyecto consiste en la construcción de dos (2) emisarios submarinos para el vertido del agua de refrigeración de la planta indicada. Éste agua se vierte a una distancia de la costa de 300 m. y a la cota -9,70 m.s.n.m. La longitud total de los emisarios es de 478 m en el Emisario Norte y 508 m en el Emisario Sur. En ambos emisarios, los primeros 95 m son terrestres y el resto son submarinos. El vertido del agua se realiza por gravedad.

PROMOTOR		ENDESA
CONSTRUCTOR		ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
PROYECTISTA Y DIRECCIÓN DE OBRA		ACCIONA INGENIERÍA
CAPACIDAD ELÉCTRICA CTCC BESÓS 5		850 MW eléctricos
CAUDAL DE VERIDO		66.000 m^3/h = 18,3 m^3/s
EMISARIOS	**NÚMERO DE EMISARIOS**	2 Uds.
	TUBERÍAS: MATERIAL / Dint [6] / PRESION NOMINAL / LONGITUD	H.A.[2] / 2500 mm / 2,5 at [3] / 682 m PRFV [1] / 2400 mm / 6 at[3] / 304 m
	LONGITUD EMISARIO NORTE	343 m (φ2500,hormigón armado) + 135 m (φ2400,PRFV)
	LONGITUD EMISARIO SUR	339 m (φ2500,hormigón armado) + 169 m (φ2400,PRFV)
DIFUSORES POR EMISARIO	**NÚMERO**	4 Uds.
	TUBERÍAS: MATERIAL/ Dint[6]/ PRESIÓN NOMINAL	PRFV [1] / 1400 mm / 6 at[3]
	LONGITUD / ÁNGULO	7,5 m, 45° entre la rama del difusor del emisario y el fondo marino

GEOTECNIA DE TERRENO:		Arenas limosas y limos arenosos $\varphi^{(5)} = 34°$
COTA FONDO MARINO EN PUNTO DE VERTIDO:		- 9,70 m.s.n.m. (4)
RATIOS DE NIVEL DEL MAR	**Nivel más probable del mar:**	± 0.00 m.s.n.m. (4)
	Pleamar Viva Equinoccial (PVE):	+ 0,84 m.s.n.m. (4)
	PVE + tormenta	+ 1,35 m.s.n.m. (4)

(1) P.R.F.V.: Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio
(2) H.A. : Hormigón armado
(3) a.t. : presión en atmósferas
(4) m.s.n.m: metros sobre el nivel medio del mar
(5) φ: ángulo de rozamiento interno del terreno
(6) Dint: Diámetro interior de emisario

Tabla 1. Datos generales, emisarios, terreno y ratios de mareas

Las características de los emisarios (tabla 1) y sus tramos son:

a) *Primer tramo (Ejecución en hinca).* Está formado por 2 conducciones, parten a la cota -8,50 del pozo de rotura de agua. Las paredes del pozo son pantallas de hormigón armado de 80 cm de espesor. El trazado de los emisarios discurre bajo el parque marítimo paralelo a la costa, playa de bañistas, espigones de protección río Besos, cauce del propio río y servicios existentes: colectores de saneamiento, suministro eléctrico, abastecimiento, etc. El tramo finaliza a unos 340 m de distancia del pozo de rotura, fuera de la zona de rompientes del oleaje.

   Las conducciones son de hormigón armado Dint-2500 mm 2,5 at (espesor de total de pared de fuera a dentro: 20 cm hormigón armado + 5 mm de camisa de chapa + 50 mm de mortero con fibras), estas conducciones están separadas 6 metros en el pozo de rotura formando un ángulo de 2°, a 340 m de distancia del pozo los emisarios están separados 18 m.

b) Segundo tramo (ejecución mediante fondeo tubo a tubo), los tubos fondeados se colocaron en la zanja que previamente se dragó. Los tubos son de PRFV, diámetro interior de 2400 mm y presión nominal de 6 at. Este tramo conecta con el tramo anterior mediante una pieza especial y finaliza al comienzo del tramo de difusores.

   La separación entre las dos conducciones es variable en los primeros 40 m, se pasa aquí: de 18 metros al inicio a 1,5 m. En el resto del tramo, es decir unos 100 m, discurren paralelos y separados entre si 1,5 m. En todo este tramo no se atraviesan servicios existentes que condicionen las obras.

c) Tramo difusor, ocupa los 40 m últimos de cada uno de los emisarios, está a continuación del tramo anterior. Cada emisario tiene un total de 4 difusores de diámetro interior de 1400 mm. La entrada de los difusores está protegida con rejas de PRFV y la separación entre difusores es de 8 m. Los difusores sobresalen del fondo marino aproximadamente 1 m, la alineación de los difusores forman con el fondo marino un ángulo de 45°.

   En el trazado terrestre de los emisarios se ha mantenido una distancia de separación superior a los 6 m con las estructuras existentes (colectores y espigones). En el trazado submarino los emisarios están enterrados y tienen una distancia entre el lecho marino y la clave de los tubos superior a los 6 m.

CONDICIONANTES

Los condicionantes a la obra fueron los siguientes:

- Los aspectos medioambientales, establecidos en la Declaración de Impacto Ambiental de la CTCC Besós 5 y publicada en el BOE (30-7-2007) por parte de la Secretaría General para la Prevención de la Contaminación y el Cambio Climático, son:
  - Preservar las playas del Parque Litoral y la Playa del Forum.
  - Evitar la afección geomorfológica al río Besós y no dañar los espigones de protección de los márgenes del río
  - Producir un volumen de dragado reducido.
- Durante la construcción se debía no dañar y mantener el funcionamiento de los distintos servicios existentes: calle urbana, parque litoral, colectores de saneamientos e instalaciones de alumbrado (figura 3 y 4).
- Los materiales a atravesar por la traza de los emisarios son arenas limosas.



Figura 3. Vista aérea del lugar de la parcela terrestre de situación del pozo de ataque.

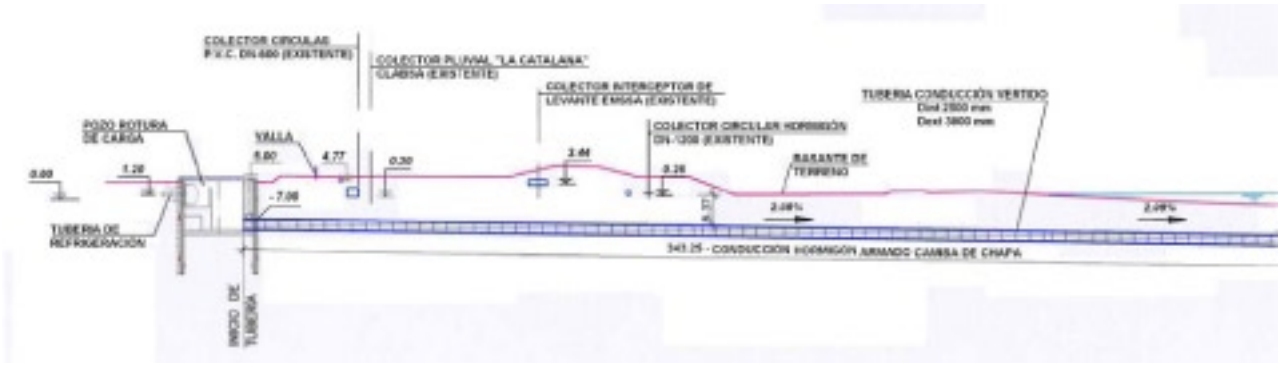


Figura 4. Perfil Longitudinal del trazado terrestre de los emisarios.

DISEÑO DE OBRA

Para la realización de la obra se actuó en los siguientes aspectos:

- Empuje mínimo en cabeza de tuneladora
- Empuje máximo en junta de tubo
- Distancia entre estaciones intermedias
- Equipo de dragado mediante succión con taludes de dragado (1 vertical : 5 a 8 horizontal)
- Clima marítimo

A continuación se describe el cálculo de los empujes y las distancias entre las distintas estaciones intermedias de empuje.

Empuje mínimo

El empuje mínimo se utiliza para el sostenimiento del frente en el proceso de excavación de la arena limosa por el escudo de la tuneladora. Este cálculo es fundamental, las tuneladoras existentes en el mercado no permiten medir el volumen de material excavado en el instante de la excavación.

Si el volumen del material excavado es superior al que realmente debería de generarse por el avance de la tuneladora, se producirán descompresiones en el terreno pudiendo llegar a ocasionar oquedades y/o socavaciones. Esto puede llevar al colapso de estructuras (colectores, espigones, viales, etc.) y/o socavones en la superficie que pongan en peligro al tráfico rodado y a los propios viandantes. Se evitaron estas situaciones gracias a la supervisión diaria mediante hitos superficiales y profundos y realización de perfiles sísmicos mediante georar.

El cálculo del empuje mínimo se hizo con la aplicación de la ecuación de Kim (2003) y las gráficas de estabilidad de frente de túnel de Atkinson and Mair 1981.

$$F_s = \frac{c_u \cdot T_c}{\sigma_s + \gamma_t \cdot (H + D_e/2) - \sigma_T} \quad \text{; Ecuación de Kim (2003)} \qquad (1)$$

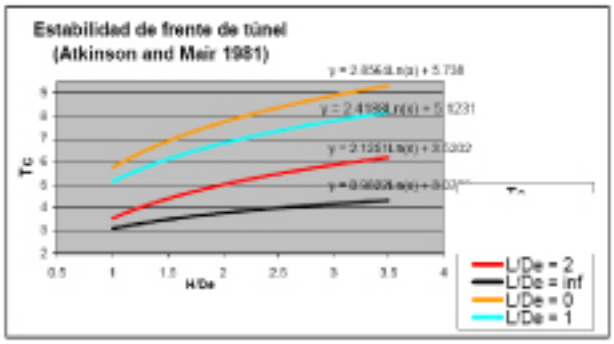


Figura 5. Gráficas de estabilidad de frente de túnel (Atkinson and Mair 1981)

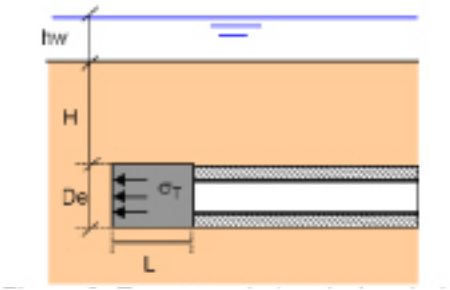


Figura 6. Esquema de tuneladora bajo terreno

Donde los parámetros son:

F_s: Factor de seguridad de valor 3
T_c: Parámetro adimensional, a obtener de gráficas de Atkinson and Mair (1981)
γt: Densidad del terreno
γa: Densidad del agua
c_u: Cohesión del terreno
D_e: Diámetro de cabeza de corte de tuneladora
h_w: Altura del agua sobre el lecho marino
H: Espesor de arenas sobre la clave de la tuneladora
D_e: Diámetro exterior de la tuneladora
L: Longitud de tuneladora

Sustituyendo los parámetros anteriores por,

$F_s = 3$
$T_c = 3{,}76$
$\gamma t = 19$ kN/m3 = 1,94 t/m3.
$\gamma a = 10{,}055$ kN/m3 = 1,025 t/m3.
$c_u = 55{,}56$ kPa = 3,05 t/m2.
$h_w = 6$ m
$H = 14$ m
$D_e = 3$ m
$L = 9$ m

la tensión mínima en el escudo de la tuneladora para el sostenimiento del frente es:

$\sigma_T \geq 269{,}8$ kPa = 27,5 t/m^2. Pmin = 200 t (empuje mínimo en el frente)

Empuje máximo

Las arenas limosas después de ser perforadas por la tuneladora no mantienen el diámetro de perforación (3020 mm), se reduce éste hasta alcanzar el diámetro exterior del tubo (3000 mm). El contacto de la arena limosa y la superficie del tubo da lugar a un efecto agarre que se incrementa en las paradas de la hinca. El efecto agarre hace que el rozamiento estático llegue a ser casi doble que el rozamiento dinámico en la obra.

La porosidad de la arena limosa hace que la lubricación que se debía producir por la inyección de fluidos (lodos de sepiolita y geles poliméricos) en la superficie de contacto entre el tubo y la arena se vea reducida. Esto es así porque el producto de inyección para lubricación a migrado hacia puntos alejados de la superficie exterior del tubo.

Debido al efecto agarre y a la reducción de la lubricación en la superficie exterior del tubo se requiere el incremento del empuje en los gatos hidráulicos, para permitir el movimiento de los tubos el movimiento de los tubos durante su empuje. El empuje máximo a realizar está limitado por el agotamiento de los materiales (hormigón, sufrideras, gatos hidráulicos, etc).

El empuje máximo a aplicar es calculado, considerando entre otros factores, la máxima tensión de contacto que es soportada en la superficie del hormigón en el las caras del hormigón de las juntas. La formulación utilizada es de la American Concrete Association de 2007 (ecuaciones: 2 y 3):

$$f_{max} = \frac{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c}{LF_J} \qquad (2)$$

$$P_{rotura} = 0.5 \cdot f_{max} \cdot A_p \qquad (3)$$

donde

f_{max} : Tensión máxima contacto de hormigón
f'_c : Resistencia característica del hormigón
ϕ : 0.9, factor reductor de empuje axial
LF_J : 1.2, factor de carga por hinca excéntrica
A_p : Área de contacto sufridera con hormigón
P_{rotura} : Empuje de rotura del hormigón

los valores de los parámetros son:

f'_c = 400 kp/cm^2
D_{ext} = 298 cm, diámetro exterior sección de conducción armada en junta
Dint = 260 cm, diámetro interior sección de conducción armada en junta

Para el contacto entre hormigones se considera una reducción de 5 cm en el diámetro exterior que coincide con la chapa de borde del tubo.
A_p = 17357 cm^2

empuje de rotura del hormigón es Protura = 2213 t,
el valor de empuje máximo en condiciones de trabajo se obtiene aplicando un coeficiente de seguridad de 1.5 (Instrucción de hormigón estructural 2008 - EHE-08) por lo que en condiciones habituales el empuje debe ser $P_{max} \leq 1475$ t,

Distancia entre estaciones intermedias

Las estaciones intermedias se colocan en este tipo de obras para no superar el empuje máximo calculado en las juntas de los tubos. Para su determinación se tiene en cuenta el rozamiento entre el terreno y la superficie de contacto con el total de los tubos empujados de una vez, para ello se ha utilizado la formulación de Terzagui (1943) (tabla 2)

Modelo de Terzagui (1943)	Ángulo de rozamiento interno del terreno φ (º)		
	34	40	45
Fricción unitaria (sin lubricación) (t/m²)	2,5	2,8	3,1
Fricción unitaria (lubricación) (t/m²) (Reducción 1.7)	1,47	1,64	1,82

Tabla 2. Rozamiento esperado entre conducción de hormigón y terreno

En el caso de la obra, los datos de partida son los siguientes:

Terreno φ = 34º, el rozamiento esperado es de 1,47) t/m² (con lubricación) a 2,5) t/m² (sin lubricación (tabla 2)
D_{ext} = 3 m
P_{max} = 1475 t



Figura 7. Gráfica de rozamiento medido en obra entre superficie de tubos y terreno atravesado, el gráfico abarca desde el inicio de la hinca hasta su final.

Las distancias de las estaciones intermedias a lo largo de la hinca que resultan de lo anterior, son:

- La distancia entre estaciones intermedias obtenida debe ser ≤ 62 m ó 108 m (dependiendo del valor tomado de rozamiento 2,5 – 1,47 t/m2), en obra se adoptaron valores de entre de 93 y 108 m entre la 1ª y 2ª estaciones intermedias en las hincas Norte y Sur, en los dos emisarios se alcanzaron rozamientos > 1,8 t/m2 (figura 7).

- Para la obtención de la distancia entre la cabeza y la primera estación intermedia se tiene en cuenta el empuje mínimo en el disco de corte > 103 t. La distancia obtenida es ≤ 54 m (el rozamiento adoptado es 2,5 t/m2, no se considera lubricado el: tramo de tuneladora y piezas especiales). En obra se adoptó 41 m y se obtuvieron resistencias > 2,9 t/m2 (figura 7).

Clima marítimo

Las estructuras de anclaje y protección de los emisarios fueron calculadas con las características del oleaje resultante (Hs, T, θ) de las propagaciones realizadas desde aguas indefinidas hasta el lugar de la obra.

Las situaciones consideradas son:

a) Construcción: periodo de retorno T = 1 año
b) Vida útil: periodo de retorno T = 100 años.

Para el cálculo de estas estructuras se utilizaron las siguientes formulaciones de obtención de fuerzas:

$$\text{Fuerza de dragado: } F_a = C_a \rho_a u_a^2 D/2$$

$$\text{Fuerza de elevación: } F_e = C_e \rho_a u_a^2 D/2$$

$$\text{Fuerza de inercia: } F_i = C_i \rho_a a_r \pi \frac{D^2}{4}$$

Donde, u_a es la velocidad horizontal de las partículas del agua en contacto con el emisario, ar es la aceleración relativa de las partículas, D es el diámetro del emisario, ρa la densidad del agua del mar y C_a, C_e y C_i son coeficientes de dragado, elevación e inercia.

PROCESO CONSTRUCTIVO

En la construcción de la obra se siguió el esquema siguiente (tablas 3 y 5):

1. Ejecución de pozo de ataque: Pantalla de HA de 80 cm de espesor, 22,90 de diámetro.
2. Instalación de medios auxiliares de tuneladora (puente grúa, caseta de control, bastidores, etc.) y montaje de tuneladora en el interior del pozo de ataque.
3. Empuje de tuneladora y piezas especiales (pieza de conexión HA y PRFV, estaciones intermedias, etc.)
4. Hinca general de tubos y estaciones intermedias.
5. Final de hinca y acabados interiores de tramo hincado:
   a. Cierre de estaciones intermedias
   b. Cierre provisional de pieza de conexión HA y PRFV
   c. Separación de tuneladora del emisario
   d. Retirada de conductos auxiliares: cable de alimentación a Tuneladora, conductos de productos de inyección de lubricantes, agua de limpieza de frente de tuneladora, etc.
   e. Instalación provisional de sistemas de ventilación interior para trabajos de acabado: soldaduras, pintura, productos de sellado etc.
   f. Realización de trabajos de acabado, soldadura de juntas.
6. Rescate marino de tuneladoras:
   a. Lastrado provisional interior de emisario submarino
   b. Continuación de trabajos de acabados en el interior de los emisarios
   c. Dragado del fondo marino
   d. Batimetrías de control del fondo marino
   e. Instalación de medios sumergibles y traslado a puerto de Tuneladoras
   f. Izado de tuneladora en puerto
7. Instalación de tubos de PRFV:
   a. Apertura de zanja de dragado
   b. Colocación de tubo a tubo
   c. Colocación de lastres de protección
   d. Conexión de conducción de PRFV y HA
   e. Colocación de difusores
8. Relleno de zanja y colocación de elementos de protección
9. Construcción de pozo de rotura mediante transformación del pozo de ataque.

10. Colocación de boya de señalización y anti-arrastreros
11. Pruebas de estanqueidad, batimetrías, etc.

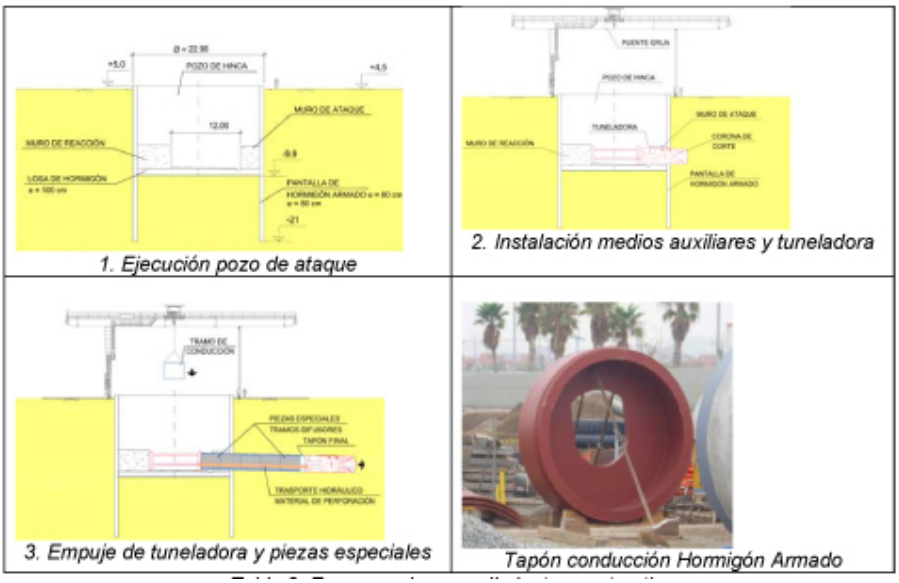


Tabla 3. Esquema de procedimiento constructivo

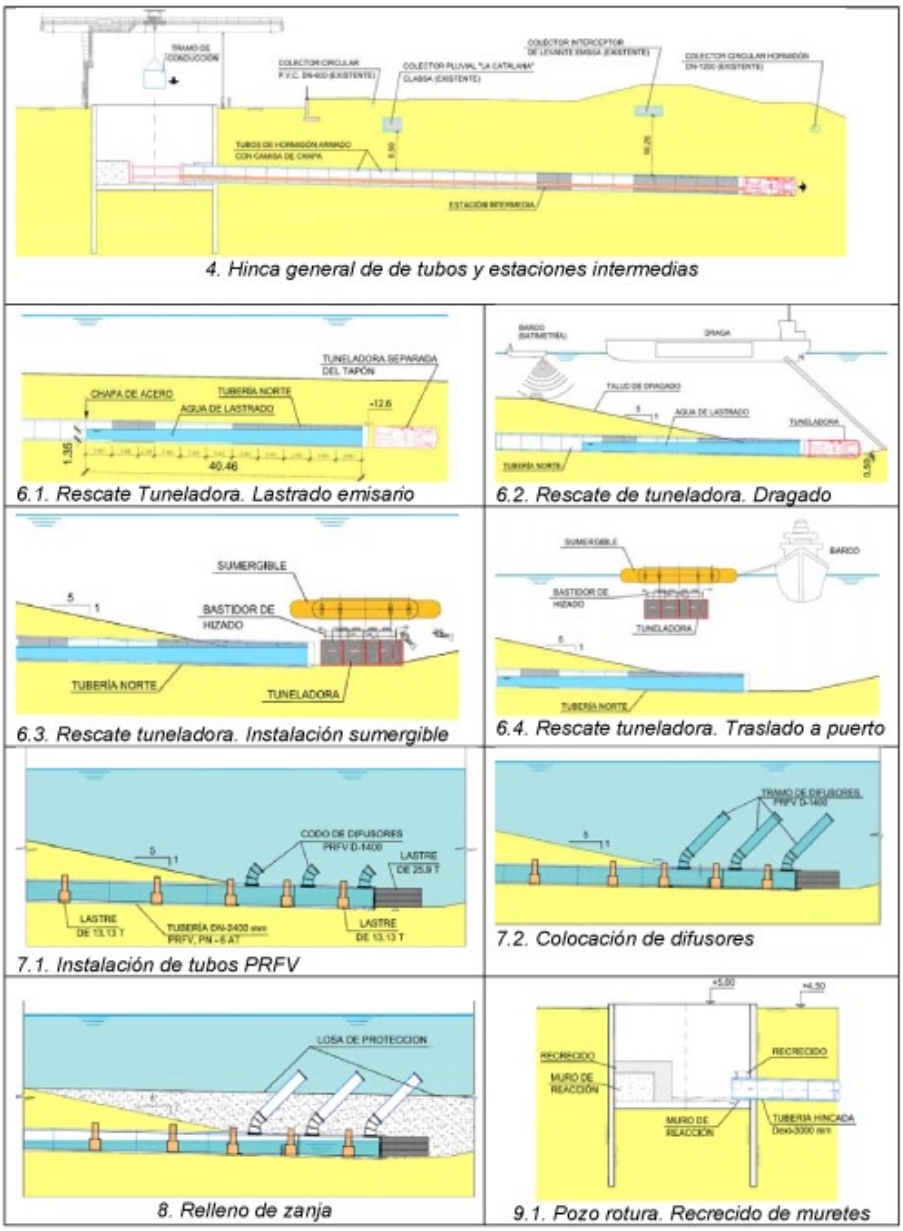


Tabla 4. Esquema de procedimiento constructivo (continuación)

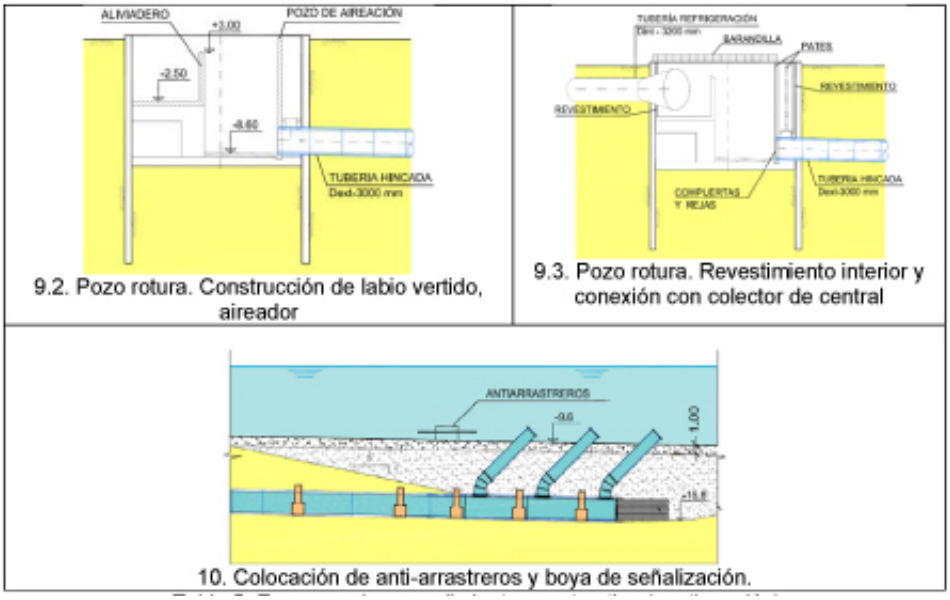


Tabla 5. Esquema de procedimiento constructivo (continuación)

MATERIALES SUSTITUTIVOS DEL ACERO

Dadas las características agresivas del ambiente marino se sustituyeron elementos de acero por otros de PRFV y fibras plásticas, el objeto era mantener las características mecánicas, evitar la corrosión, obtener un producto de mayor calidad y duradero. Los principales elementos fueron los indicados en la tabla 6.

UNIDAD DE OBRA	PRODUCTO PLÁSTICO UTILIZADO	CANTIDAD
PANTALLAS DE HORMIGÓN ARMADO EN POZO DE ROTURA	BARRAS DE POLIESTER REFORZADAS CON FIBRA (PRFV) DE VIDRIO SUSTITUYEN A BARRAS DE ACERO	2305 kg
672 m2 DE MORTERO DE REVESTIMIENTO DE PAREDES DE POZO DE ROTURA Y CONDUCCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO	FIBRAS DE POLIPROPILENO	220 Kg.
REJAS DE POZO DE ROTURA	SUSTITUCIÓN COMPLETA DEL ACERO POR POLIESTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO: PERFILES CUADRADOS Y REDONDOS	2 Uds. de rejas de dimensiones exteriores de 3622 mm x 3622 mm
CONDUCCIONES PRINCIPALES DE EMISARIOS Dint- 2400 mm 6 at	PARED EN POLIESTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO	304 m
CODOS DE EMISARIOS Dint- 2400 mm	PARED EN POLIESTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO	2 Uds.
PIEZAS ESPECIALES DE CONEXIÓN	POLIESTER REFORZADO CON FIBRA	4 Ud. de 12

UNIDAD DE OBRA	PRODUCTO PLÁSTICO UTILIZADO	CANTIDAD
EMISARIO Dint- 2400 mm con DIFUSORES Dint- 1400 mm	DE VIDRIO	m de longitud cada una
CONDUCCIONES DE DIFUSORES Dint- 1400 mm 6 at	PARED EN POLIESTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO	60 m
REJAS, TAPAS, CODOS Y TORNILLERÍA DE DIFUSORES Dint-1400 mm 6 at	PLETINAS DE POLIESTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO	8 Uds. de cada elemento y tortillería necesaria
PATES DE ACCESO A POZO	POLIPROPILENO	130 Uds.

Tabla 6. Materiales plásticos utilizados en obra

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a todos los que han intervenido y colaborado en esta obra en especial a la empresa promotora ENDESA, constructora ACCIONA Infraestructuras y la ingeniería ACCIONA Ingeniería.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ROM 0.5-05 (2005) "Recomendaciones de Obras Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias". Editado por el Ministerio de Fomento. España.

Det Norske Veritas (1981) "Rules for submarine pipeline Systems".

"Guide to best practice for installation of pipe jacks and microtunnels", editado: Pipe Jacks Associations PJA (1995)

"Desing jacking concrete pipe", editado por American Concrete Pipe (2007)

Atkinson, J.H. Mair, R.J (1981) "Soil mechanics aspects of soil ground tunnelling". Ground Engineering. Vol 14 Nº 5. No.5, pp. 20-26,38.

Kim, S.H. 2003. "Theoretical Approach for ground behaviour during tunneling in soils." Tunnelling Technology, Volume 5, Number 4, December, Korean Tunnelling Association, pp.301~312.

Terzaghi, K., (1943) "Theoretical soil mechanics." John Wiley and Sons, New York

4.5. OBRAS MARÍTIMAS, MANTOS MONOCAPA Y BICAPA

4.5.1. LAS MALLAS DE COLOCACIÓN DE CUBOS Y CUBÍPODOS Y LA POROSIDAD DEL MANTO PRINCIPAL DE LOS DIQUES EN TALUD

V. Pardo[1], J. Molines[2], J.R. Medina[3]

Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia. 1 vipardeg@cam.upv.es, 2 jormollo@cam.upv.es, 3 jrmedina@upv.es

INTRODUCCIÓN

Los diques en talud son estructuras de protección ampliamente utilizadas en todo el mundo para proporcionar áreas abrigadas del oleaje; a medida que el tamaño de los buques crecía era necesario construir nuevos diques a profundidades mayores.

Durante siglos el único elemento que constituía el manto principal de los diques en talud fue la escollera; a partir del S. XIX aparecieron los bloques cúbicos y paralelepípedicos de hormigón para sustituir a la escollera natural en los lugares donde no había una cantera que proporcionase un tamaño de piedra apropiado. A partir de mediados del siglo XX aparecieron multitud de elementos prefabricados de hormigón en masa para mantos de diques en talud, los cuales buscaban una optimización de estas estructuras, proporcionando una mayor estabilidad hidráulica y reduciendo los costes de construcción y mantenimiento. Estos elementos prefabricados de hormigón pueden clasificarse de diversas formas en función de la resistencia estructural (masivas, esbeltas, etc.), de la resistencia hidráulica (peso propio, trabazón, etc.), del número de capas (monocapa, bicapa, etc.), etc.

El cubo para mantos bicapa colocados aleatoriamente, es un elemento masivo que resiste por su propio peso y es el más utilizado en España debido a sus ventajas logísticas, producción eficiente (dos puestas/día), manipulación segura (pinzas de presión), acopio denso (p%=30%), alta resistencia estructural y bajo riesgo de fallo progresivo. Sin embargo, los bloques cúbicos presentan algunos inconvenientes: baja estabilidad hidráulica (KD=6), alta compactación heterogénea (ver Gómez-Martín y Medina, 2008) con adoquinamientos cara contra cara que generan un mayor remonte y rebase, además de pérdida de fricción con la capa de filtro. Gómez-Martín y Medina (2008) describen el Cubípodo, un nuevo elemento masivo que tiene la mayoría de las ventajas logísticas del cubo, pero no sus desventajas. El Cubípodo presenta una alta estabilidad hidráulica (ver Medina y otros, 2010) con KD=12 para mantos monocapa, K_D=28 para mantos bicapa una baja compactación heterogénea.

La estabilidad hidráulica del manto principal de un dique en talud depende de una serie de variables climáticas y estructurales, tales como D_n, Δ, α, Ir o K_D. Es normal que manuales de ingeniería portuaria proporcionen valores de porosidad nominal y coeficientes de capa asociados a cada uno de los elementos de protección, siendo asumidos estos valores en los ensayos de laboratorio y en prototipo. Desafortunadamente, la construcción del manto principal está condicionada por una colocación ciega, el oleaje y la maquinaria empleada en la colocación, mientras que en los ensayos de laboratorio la colocación es a mano y con una visión perfecta sin agua. Estas diferencias pueden desembocar en grandes efectos de modelo, sobretodo en lo relativo a la porosidad del manto principal que es un factor clave al que no se le suele dar la importancia que tiene; diferencias significativas entre las porosidades de diseño y de construcción suelen derivar en aumentos significativos del riesgo estructural y desviaciones incontroladas de programación

y presupuesto. La porosidad del manto influye en el comportamiento hidráulico de la estructura afectando a la estabilidad, reflexión, remonte y rebase, además del volumen de material necesario para la construcción.

Este artículo se centra en el estudio de las mallas de colocación de cubos y cubípodos y su relación con la porosidad del manto principal. El objetivo principal de esta investigación ha sido encontrar las mallas de colocación con las que se obtiene una porosidad real similar a la ensayada en laboratorio, encontrándose ésta en el entorno del 37% para cubos y del 41% para cubípodos. Para ello se han llevado a cabo series de experimentos de colocación realista 3D bajo distintas condiciones de oleaje y utilizando una grúa radial a escala de las empleadas en prototipo. En ellos se ha trabajado con bloques cúbicos (empleados habitualmente en ensayos de laboratorio), bloques pseudocúbicos (utilizados en prototipo) y cubípodos. Se ha analizado especialmente la malla de colocación real de bloques pseudocúbicos empleada en la construcción del dique de Punta Langosteira. Además, se propone un nuevo tipo de malla de construcción denominada *malla* progresiva, la cual se adapta a la compactación que sufren los elementos de protección a medida que se avanza con la construcción del manto principal.

POROSIDAD DEL MANTO PRINCIPAL

Cuando los diques en talud se construían con escolleras naturales, tanto el diseño como la construcción eran relativamente simples (vertido de piedras). Con la aparición de los nuevos elementos prefabricados de hormigón, sobre todo los esbeltos a partir de 1950, nuevos criterios relativos a su colocación, forma y resistencia estructural tuvieron que definirse para garantizar una correcta construcción.

En relación a la orientación de una pieza con respecto a las vecinas, hay diferentes tipos de colocación (regular, concertada, trabada, etc.) donde ésta se tiene que definir con precisión, y la colocación aleatoria. Independientemente de la orientación con respecto a piezas vecinas, los elementos del manto se colocan según una malla de colocación que fija sus coordenadas horizontales X-Y. En la fig. 1 se puede ver un tipo de malla diamante (Oever 2006) habitualmente utilizada en colocación aleatoria; donde "a" es la distancia entre centros de gravedad de dos piezas consecutivas de la misma fila en la dirección de avance del dique y "b" es la distancia entre centros de gravedad de dos piezas de filas consecutivas en la dirección del pie a la coronación del manto.

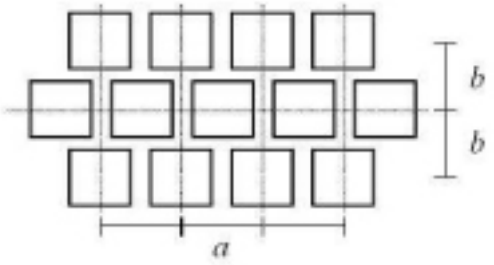


Figura 1. Malla de colocación con forma de diamante.

En los manuales de ingeniería marítima, como el Shore Protection Manual (1984), suelen recomendar una porosidad nominal del manto y un coeficiente de capa específicos para cada una de las piezas. Este coeficiente de capa es un corrector del espesor de manto o capa si se considera que el espesor de un manto es numero entero de lados de cubo equivalentes (capas) o diámetros nominales. Por otro lado, el concepto de porosidad es claro e intuitivo (porcentaje de huecos en un sistema granular); sin embargo, el de porosidad del manto no lo es debido a la dificultad de establecer el espesor de una capa de piezas colocadas aleatoriamente. Para definir con claridad la porosidad, se requiere previamente la definición de un espesor de manto, el cual no es sencillo para piezas colocadas regularmente pero no para las de colocación aleatoria, tanto en modelo reducido como en prototipo (ver fig. 2). El SPM de 1984 da una formulación para calcular el espesor del manto en la que introduce el coeficiente de capa (ver ec.1).

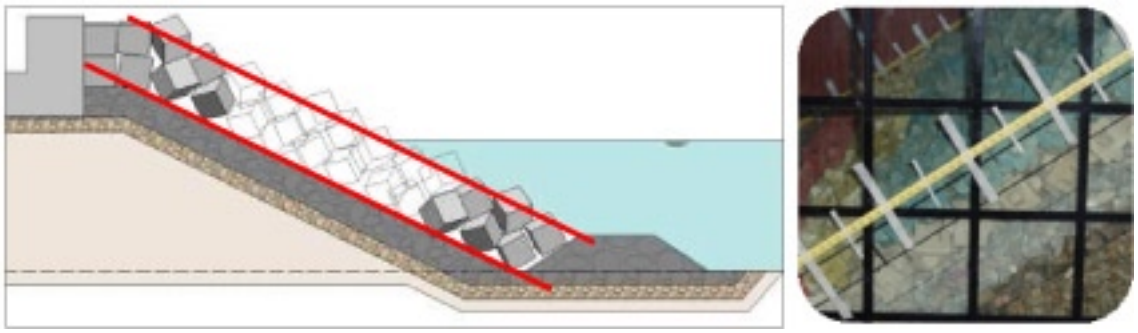


Figura 2. Espesor de manto para bloques colocados aleatoriamente.

$$\text{Espesor del manto: } r = n\, k_{\Delta}\, (W/\gamma r)^{1/3} \qquad (1)$$

donde r es el espesor del manto, n es el número de capas del manto, K_{Δ} el coeficiente de capa y W/γr el volumen de la pieza del manto. Otros parámetros de diseño son la densidad de colocación (*"placing density"*) y la densidad de empaquetamiento (*"packing density"*). La densidad de colocación (*Nr/A en uds./m²*) es una variable dimensional afectada por la malla de colocación y relaciona la porosidad nominal del manto y el coeficiente de capa según muestra la ec.2.

$$N_r/A = n\, k_{\Delta}\, (1\text{-}P\%)\, (\gamma r/W)^{2/3} \qquad (2)$$

donde Nr es el número de elementos colocados en una superficie A y P% es la porosidad nominal del manto. Según esta formulación, diferentes valores de porosidad nominal (P%) y de coeficiente de capa (K_{Δ}) pueden conducir a la misma densidad de colocación. Por ejemplo, una porosidad nominal de P%=47% con un coeficiente de capa de K_{Δ}=1.10 es equivalente a una porosidad de p%=42% con un coeficiente de capa de K_{Δ}=1.00. Frens (2007) describe los malentendidos causados por la adopción de distintos criterios en cuanto a la elección del coeficiente de capa (subjetiva y dependiente de los autores). Por otro lado, el *"packing density"* puede considerarse la densidad de colocación adimensionalizada por el lado del cubo equivalente (D_n), muy útil para calcular el consumo relativo de hormigón en los mantos principales (ver ec.3).

$$\Phi = nk(1\text{-}P\%) = n\,(1\text{-}p\%) \qquad (3)$$

donde Φ es el *packing density*, n es el número de capas del manto, K_{Δ} es el coeficiente de capa, P% la porosidad nominal del manto y p% la porosidad correspondiente a K_{Δ}=1.00. Para evitar malentendidos, en el caso de mantos de colocación aleatoria es recomendable hacer referencia a porosidades p% de mantos principales con coeficientes de capa iguales a la unidad (K_{Δ}=1.00) en lugar de referirse a porosidades nominales P% asociadas a coeficientes de capa subjetivos (ver Medina y otros, 2010) que pueden ser diferentes de unas a otras fuentes.

La construcción de los mantos principales a escala prototipo está condicionada por condicionantes ambientales (oleaje, viento, colocación ciega bajo el agua,...) y del equipo utilizado (maquinaria, pinzas de presión, eslingas,...). Sin embargo, los modelos a escala reducida de laboratorio se construyen en condiciones ideales (visión perfecta sin agua, construcción a mano,...). En estas condiciones es relativamente fácil construir una porosidad de manto más baja, la cual es más estable que las porosidades más altas que se obtienen en prototipo. Este hecho puede conducir a efectos de modelo significativos del lado de la inseguridad, que no se suelen tener en cuenta habitualmente ya que muy pocas fórmulas de estabilidad hidráulica incluyen la porosidad como variable explícita.

Así pues, la porosidad de los mantos es un factor clave a controlar tanto en modelos a escala reducida como en construcciones a escala prototipo; diferencias entre las porosidades de diseño, laboratorio y prototipo pueden suponer un

riesgo importante descontrolado. La porosidad del manto afecta al comportamiento hidráulico de la estructura cambiando la reflexión del oleaje, la estabilidad, el remonte y el rebase. Además, en la fase de diseño es necesario conocer el valor de porosidad del manto para poder programar la obra y estimar el volumen de materiales necesario para la construcción del dique.

ENSAYOS DE MANTOS CON DIFERENTES POROSIDADES

Dado que los ensayos físicos con diferentes porosidades del manto no son muy abundantes, en este apartado se van a describir algunos de los más relevantes. Van der Meer y D'Angremond et al. (1999) estudiaron mantos de tetrápodos y demostraron la influencia de la densidad de colocación en la estabilidad hidráulica. Para ello llevaron a cabo numerosos ensayos con distintos valores de *"packing density"* (Φ) del manto principal del modelo (Φ=0.48, 0.88, 0.95 y 1.02). Los resultados de los mismos reflejaron claramente que los Φ menores tenían menor estabilidad hidráulica.

VandenBosch et al. (2002) describieron la influencia de la densidad de colocación en la estabilidad de cubos dispuestos en dos capas y de tetrápodos y escolleras en una capa. En el caso de cubos, una alta densidad de colocación conducía a una mayor estabilidad hidráulica hasta un cierto valor, en el que la estructura se comportaba como una pared adoquinada, a partir del cual la estabilidad disminuía. En el caso de tetrápodos y escolleras a mayor Φ se obtuvo una mayor estabilidad hidráulica.

Yagci and Kapdasli (2003) presentaron un estudio sobre técnicas alternativas para colocar bloques Antifer en un dique rompeolas; se compararon colocación regular, colocación irregular (con alta y baja porosidad) y colocación concertada. La forma de colocación tuvo una gran influencia sobre la estabilidad hidráulica y las baja porosidad genera mantos con mayor estabilidad hidráulica.

Gürer et al. (2005) estudiaron la estabilidad de un dique en talud formado por tetrápodos dispuestos según dos métodos de colocación diferentes, sometidos a oleaje regular sin rotura por el fondo. El primer método de colocación presentaba una porosidad del 54% y un Φ=1.03, mientras que el segundo tenía una porosidad del 61% y un Φ=0.90. El primer manto (p%=48.5%) mostró una progresión del daño gradual con el aumento de la altura de ola significante, mientras que el segundo manto (p%=55%) presentaba un inicio de averías más tardío que el primer método pero su progresión del daño no era gradual sino brusca cuando se alcanzaba una altura de ola crítica. Por consiguiente, el manto de mayor porosidad resultó ser menos robusto y más frágil que el de menor porosidad.

Cevik et al. (2005) estudiaron la estabilidad de una estructura monocapa de Core-loc para diferentes tipos de colocación con oleaje regular (con y sin rotura por fondo). Los tipos de colocación fueron regular (P%=61%) y aleatoria (P%=63%) con porosidades similares. El inicio de averías se presentó primero en el de colocación regular y el aleatorio resultó tener mayor estabilidad hidráulica. Además se apreció que la elevación y descenso de la lámina de agua era mayor para el caso de colocación regular que para el aleatorio.

Muttray et al. (2005) estudiaron dos formas distintas de colocar elemento Xbloc. La primera eslingando el elemento de una de las patas de la base en forma de X y el segundo eslingando una de las patas cúbicas. Con el primer método se obtuvieron valores de densidad de colocación mayores, las cuales presentaban valores de estabilidad hidráulica mayores y menos asentamientos. Por ello recomendaron el primer método para la construcción con Xbloc a escala prototipo. Oever et al. (2006) continuaron con los estudios sobre la colocación de las piezas Xbloc en diques en talud; llevaron a cabo una serie de ensayos de construcción, con y sin control sobre la orientación de las piezas, siguiendo una malla con forma de diamante. En general, la calidad de la construcción con orientación

de la pieza eslingada fue muy superior a la ejecutada con ausencia de la misma; además, en la primera no se producían errores acumulativos de colocación, no siendo así en la segunda, donde se apreciaba una clara diferencia de calidad entre las primeras y las últimas filas de elementos. Por lo que se consideró necesario el control de la orientación de la pieza para la construcción real.

ENSAYOS 3D DE CONSTRUCCIÓN REALISTA DE MANTOS

Para analizar las mallas de colocación óptimas de cubos y cubípodos y su relación con la porosidad de los mantos principales, se han llevado a cabo ensayos de construcción realista de mantos de diques en el tanque de oleaje (15x7.5x0.5m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia. Para ello se construyó un modelo a escala 1/100 de la sección completa del dique de Punta Langosteira (ver fig. 3) con talud H/V=2/1, sobre el cual se ensayó la construcción de su manto principal bajo distintas condiciones climáticas (en prototipo: calado h[m]=40; Hs[m]=1.5 y 2.5; Tp[s]= 10 y 12) y distintas porosidades del manto.

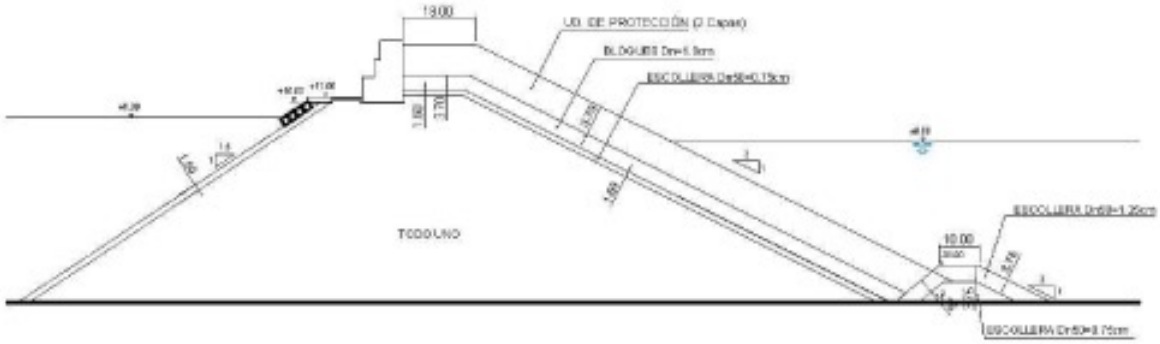


Figura 3. Sección tipo del dique Punta Langosteira ensayada (cotas modelo en cm).

En la construcción de los mantos principales se utilizaron tres tipos de elementos de protección: cubípodos, bloques cúbicos regulares (empleados en ensayos de laboratorio) y bloques pseudocúbicos (utilizados en prototipo). En la figura 4 pueden verse las dimensiones de las piezas ensayadas.

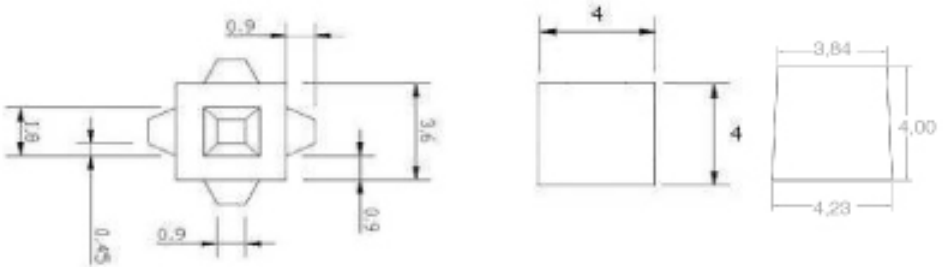


Figura 4. Elementos de protección ensayados: Cubípodo, bloque cúbico regular y bloque pseudocúbico.

En los ensayos de construcción se emplearon dos tipos de mallas de colocación en forma de diamante: una *fija* (ver fig. 1), donde la distancia entre filas de elementos es constante y otra denominada progresiva (ver fig. 5), donde dicha distancia decrece a razón Δb a medida que se avanza con la construcción en la dirección del pié a la coronación. La idea de una malla progresiva surge para adaptarse a la compactación observada de las piezas a medida que se avanza en la construcción del manto.

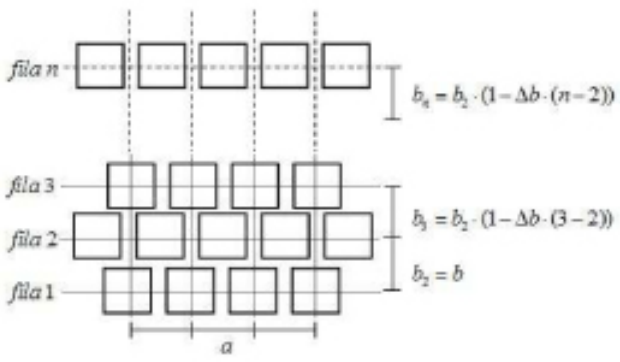


Figura 5. Malla progresiva de colocación.

donde: a= distancia entre centros de gravedad de dos elementos contiguos en la dirección de avance del dique, b_i= distancia entre los centros de gravedad de los elementos de la fila i y de la fila i-1, medidas sobre el talud en dirección del pié a la coronación ("i" adquiere valores entre 2 y "n"); $b_i = b_2[1-b(i-2)]$, Δb= decremento, en tanto por uno, del parámetro bi para implementar a la malla el efecto de la compactación de las filas inferiores y n= número de filas totales del manto de construcción.

Para cada uno de los ensayos llevados a cabo se calcula la porosidad de la malla de construcción así como la porosidad real obtenida. Estas dos porosidades no tienen por qué coincidir, ya que los elementos no terminan en las coordenadas exactas que fija la malla debido a movimientos de reorganización. Para el caso de la malla fija, la fórmula teórica que proporciona su porosidad es $P_{fija}=1-[(D_n/a)(D_n/b)]$, y para la malla progresiva es $P_{progresiva}=1-(2D_n^2/[a(b_2+b_n)])$. El método establecido para calcular la porosidad real tras cada ensayo es mediante un área de referencia móvil que se mueve en distintas direcciones para evitar el efecto de borde (fig. 6). La formulación para obtenerla es $P_{real}=1-[(N_rD_n^2)/A]$, donde N_r es el número medio de elementos dentro del área de referencia, D_n el diámetro nominal de los elementos y A el valor del área de referencia móvil.

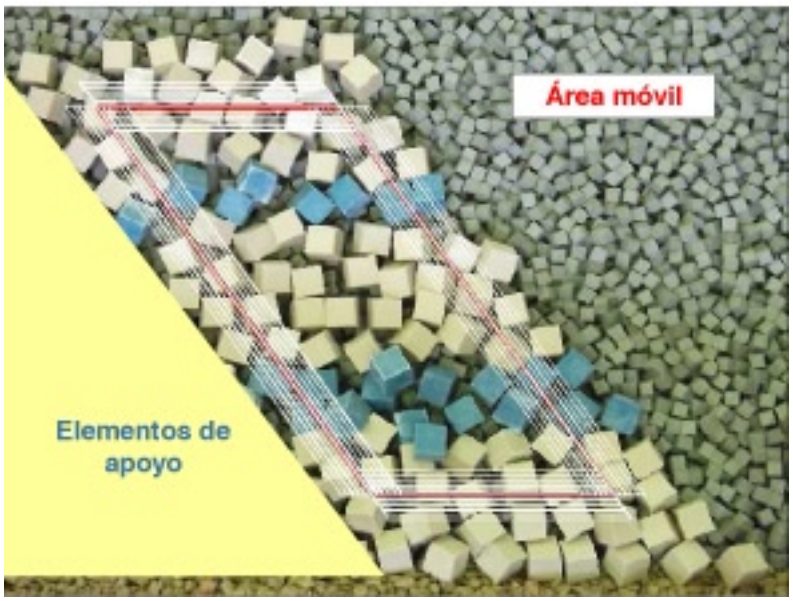


Figura 6. Área de referencia móvil para el cálculo de la porosidad real.

Para reducir el tiempo necesario de ensayos realistas de colocación 3D, se empleó un Sistema cartesiano X-Y de colocación ciega (ver fig. 7), el cual dispone los elementos a razón de 6 ud./min, frente a 1 ud/min necesarios en la colocación realista con grúa radial. En este sistema el oleaje no afecta a la colocación al realizarse en seco y con pinza rígida; sin embargo, este método de colocación es más parecida ala real que la colocación a mano habitual en laboratorio, pero no tanto como la colocación realista con grúa radial a escala reducida que se describirá más adelante. Pardo (2010) describe con detalle los ensayos con el Sistema Cartesiano X-Y.

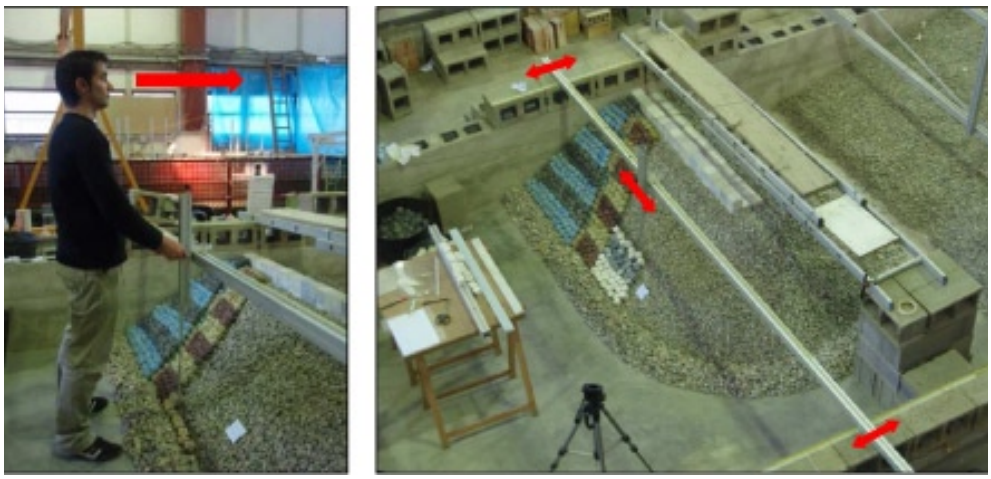


Figura 7. Sistema cartesiano X-Y de colocación ciega. Operador y vista general.

El principal objetivo de los ensayos preliminares con pinza rígida fue estimar el rango de porosidades con los que cubos y cubípodos pueden colocarse. Para obtener dichos valores se ensayó una gran variedad de mallas de colocación fijas. Obteniéndose para el cubo un rango de porosidades del 35% al 45% (ver fig. 8), y para el Cubípodo del 37% al 51% (ver fig. 9).

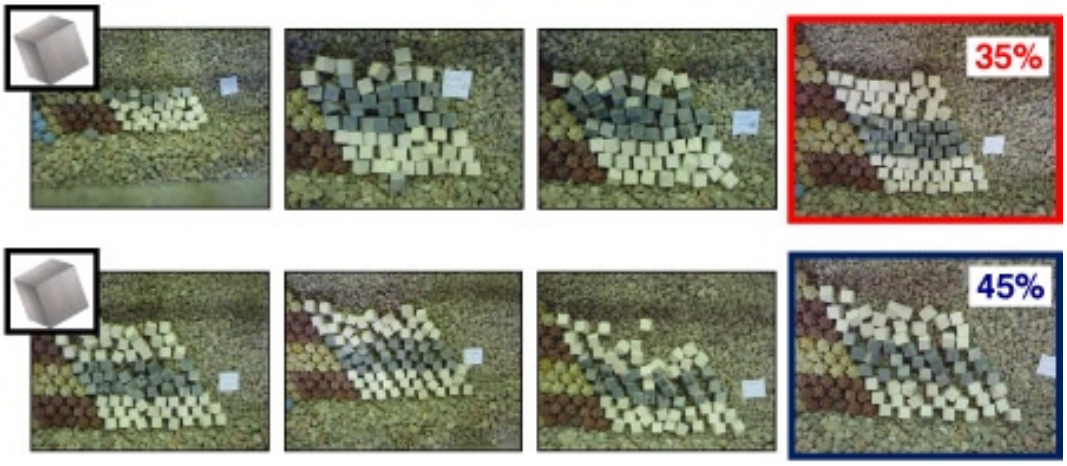


Figura 8. Ensayos obtención rango porosidades del bloque cúbico.

Una vez estimado el rango de porosidades de trabajo se procedió a realizar los ensayos realistas de colocación 3D. En ellos se empleó una grúa radial a escala 1/100 de la utilizada en el dique de Punta Langosteira, modelo LIEBHERR LR 11350, a la que se le acoplaron pinzas de presión a escala similares a las empleadas en prototipo (ver fig. 10).

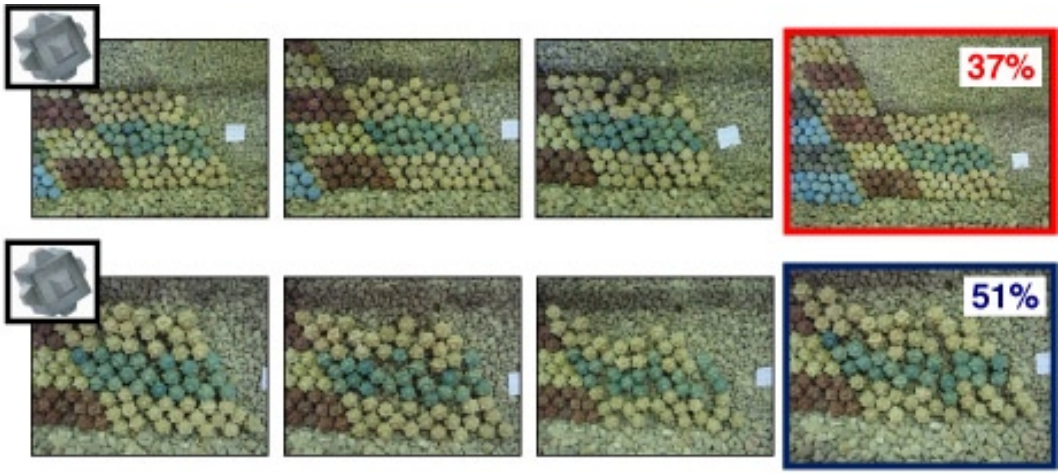


Figura 9. Ensayos obtención rango porosidades del Cubípodo.

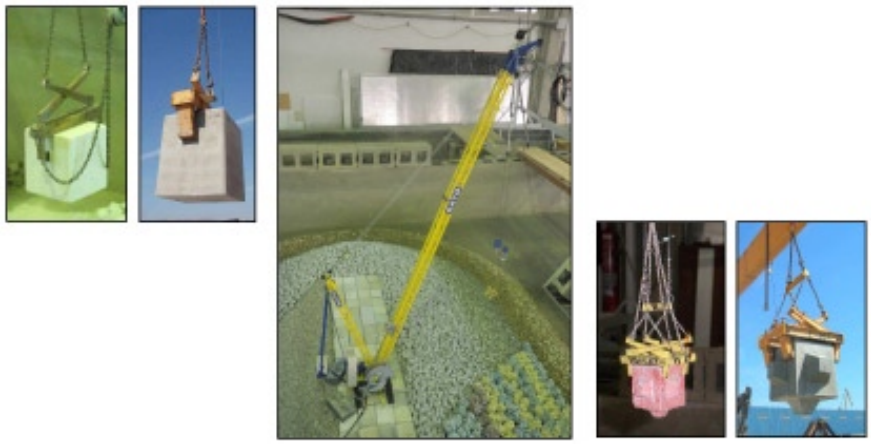


Figura 10. Grúa LIEBHERR LR 11350 a escala 1/100 y pinzas de presión reales y a escala reducida para cubos y cubípodos.

En cuanto a los ensayos de construcción realista de mantos de cubípodos, se partió de los resultados de los ensayos precedentes en los que se empleó una malla fija. Durante la realización de éstos se apreció una ligera compactación de las filas a medida que se avanzaba con la construcción del manto, por lo que se decidió utilizar la malla progresiva para reducir los movimientos de las piezas. Se realizaron ensayos sucesivos de primera y segunda capa con distintas mallas progresivas, variando sus parámetros a, b y b, hasta obtener una malla considerada como óptima, tanto porque obtenía una porosidad real similar a la ensayada en laboratorio (p%=41%) como porque reducía el número de elementos perdidos. Se consideran como tal a aquellos elementos que salen de la capa de construcción y acaban en capas superiores. Este valor se expresa como porcentaje en relación a la totalidad de elementos colocados.

A continuación (ver fig. 11) se muestra la primera y segunda capa del manto principal de cubípodos construidas con la malla progresiva óptima (a/D_n=1.60; b/Dn=1.17; Δb=1%b) según los criterios anteriores y para oleaje en prototipo Hs[m]=1.5 y Tp[s]= 10, así como los valores de porosidad real con 1.4% de elementos perdidos.

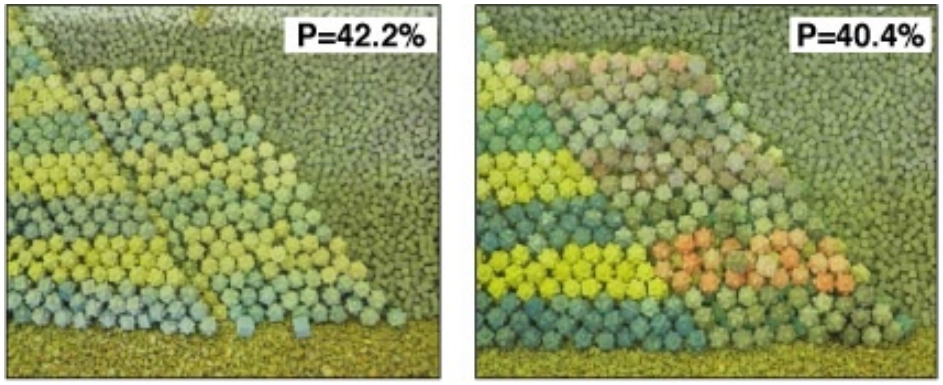


Figura 11. Primera y segunda capa de cubípodos construida con malla progresiva.

En los ensayos de bloques, se parte de una malla fija de construcción real, la empleada en el dique de Punta Langosteira, la cual presenta una porosidad de malla del 45.4%. Con esta malla se construyeron repetidos mantos principales, primera y segunda capa, bajo los dos oleajes seleccionados con bloques cúbicos (utilizados en laboratorio) y pseudocúbicos (empleados en prototipo). En ambos casos, los valores de porosidad real (en el entorno de p%=45 %) y elementos perdidos (alrededor del 1%) fueron muy similares, por lo que se concluyó que se podía hacer un uso indiferente de estos bloques durante los ensayos.

A la vista de los resultados de porosidad real de la malla de Punta Langosteira se optó por ensayar con mallas fijas y progresivas más compactas, para tratar de conseguir una porosidad real similar a la de 37% ensayada normalmente en laboratorio, manteniendo un bajo número de elementos perdidos. En el caso del bloque cúbico la malla fija resultó más eficiente que la progresiva. En la figura 12 se muestra la primera y segunda capa del manto principal de bloques construidas con la malla fija de colocación seleccionada como óptima (a/D_n=1.44; b/D_n=1.19) según los criterios anteriores y para oleaje en prototipo Hs[m]=1.5 y Tp[s]= 10, así como los valores de porosidad real y 0.4% de elementos perdidos en segunda capa.

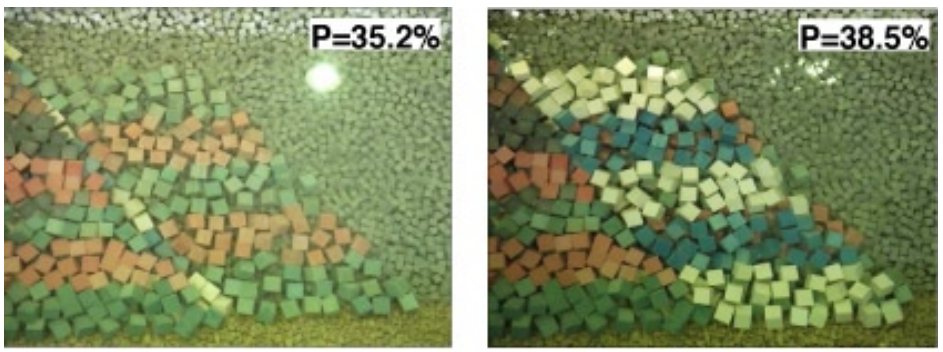


Figura 12. Primera y segunda capa de bloques cúbicos construida con malla fija.

CONCLUSIONES

La mayoría de los manuales de ingeniería portuaria recomiendan un valor de porosidad nominal asociada a un coeficiente de capa para cada elemento de protección de mantos de diques en talud. En el caso de piezas de colocación aleatoria el coeficiente de capa es un parámetro subjetivo e innecesario, por lo que se recomienda adoptar un valor de este coeficiente igual a la unidad, K_{Δ}=1.00, para evitar malentendidos.

Las condiciones de construcción son muy diferentes en prototipo y en modelo, lo que ocasiona diferencias entre los valores de porosidad del manto principal entre la realidad y en laboratorio, dando lugar a posibles efectos de modelo importantes que no se suelen tomar en consideración.

Para colocar cubípodos se propone un tipo de malla de colocación progresiva, en la cual la distancia entre filas de elementos decrece progresivamente para adaptarse a la compactación de las piezas a medida que se avanza en la construcción del manto.

Durante esta investigación se ha obtenido el rango de porosidades máximo con el que cubos y cubípodos pueden colocarse en el manto, del 35% al 45% para cubos y del 37% al 51% para cubípodos. Además, se han conseguido las mallas de colocación que proporcionan una porosidad real similar a la ensayada en laboratorio, estando ésta en el entorno del 37% para cubos y del 41% para cubípodos, que además se consiguen con un número de elementos perdidos del orden del 1%. Para el caso del manto de cubípodos, se recomienda la malla de construcción progresiva definida por los parámetros a/D_n=1.60, b/D_n=1.17 y Δb=1%b. Para la colocación de bloques cúbicos se recomienda la malla fija caracterizada por los valores de los parámetros a/D_n=1.44 y b/D_n=1.19.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el soporte financiero de SATO y del CDTI (Proyectos CUBIPOD y CLIOMAR) y la colaboración de la Oficina Técnica de SATO en el desarrollo de los experimentos.

REFERENCIAS

Cevik, Y., Cihan, K. y Yüksel, Y., 2005. Stability of Tetrapod Breakwateers for Different Placing Methods. *Turkish Journal of Engineering & Environmental Sciences*. Volumen 29, número 4,. 225-233.

Coastal Engineering Research Centre. Shore Protection Manual. Volumen II. 4ªEdición. Department of the Army. Waterways Experiments Station, Corps of Engineers. PO Box 631. Vicksburg, USA .1984.

Frens, A.B. 2007. The impact of placement method on Antifer-block stability. Tesis Doctoral, Universidad Tecnológica de Delft.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2008. Erosion of cube and Cubipod armor layers under wave attack. *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 3461-3473.

Gürer, S., Cevik, Y. y Günbak, A.R. 2005. Stability of Tetrapod Breakwateers for Different Placing Methods. *Journal of Coastal Research*. Volumen 21, número 3, 464-471.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., y Santos, M. 2010. Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos, *Revista de Obras Públicas*, Col. ICCP, Madrid. 157(Nov.): 37-52

Muttray, M., Reedijk, J., Vos-Rovers, I. y Bakker, P. 2005. Placement and Structural Strength of Xbloc and other Single Layer Armour Units. *Coastlines, Structures and Breakwaters 2005*. UK, 556-568.

Oever, E., Verhagen, H., Klabbers, M. y Reedijk, B. 2006. Theoretical and Experimental Study on the Placement of Xbloc Armour Units. *Coastal Engineering 2006: Proceedings of the 30th International Conference*. Volumen 5. California (USA). 4841-4848.

Pardo, V. Experimental analysis of the influence of armor unit placement method on armor porosity. *Proceedings on the Third International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*. Barcelona (España). 2010. Technical session 25.

VandenBosch, A., Verhagen, H., d´Angremond, K. y Olthof, J.2002. Influence of the density of Placement on the Stability of Armour Layers on Breakwaters. *Coastal Engineering. Proceedings of the 28th International Conference*. Volumen 2. Cardiff (Reino Unido). 2002. 1537-1549.

Van der Meer J. 1999. Design of Concrete Armour Layers. *Proceedings of Coastal Structures ´99*. Santander (España). 213-221.

Yagci, O. y Kapdasli, S. 2003. Alternative Placement Technique for Antifer Blocks Used on Breakwaters. *Ocean Engineering* 30. 1433-1451.

4.5.2. INFLUENCIA DE LA POROSIDAD DEL MANTO PRINCIPAL DE CUBOS Y CUBÍPODOS SOBRE LOS CAUDALES DE REBASE

J. Molines[1], E. Ripoll[2], V. Pardo[3], G. Zarranz[4], J.R. Medina5

Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia. 1jormollo@cam.upv.es, 2enrido@cam.upv.es, 3vipardeg@upvnet.upv.es, 4guizarbu@upvnet.upv.es, 5jrmedina@tra.upv.es

INTRODUCCIÓN

La porosidad del manto principal de un dique en talud tiene un efecto directo sobre el coste de construcción y el consumo de hormigón e influye en su respuesta; el coeficiente de reflexión, la estabilidad hidráulica, el remonte y el rebase se pueden ver sensiblemente afectados por la porosidad del manto (ver Medina, 2010). Pese a que los diques se proyectan con una porosidad nominal dada, en realidad es difícil construir un manto que se corresponda con las disposiciones de proyecto (oleaje, malla de colocación, etc.). El resultado habitual suele ser un dique que presenta una porosidad del manto que puede diferir bastante de la prevista en la fase de diseño. Por otro lado, debe tenerse en cuenta que los ensayos de laboratorio a escala reducida que se realicen deben presentar la misma porosidad que el prototipo para minimizar los efectos de modelo. Así pues, la porosidad del manto afecta de manera significativa tanto el coste de construcción del dique como su respuesta frente al oleaje. El desprecio de la porosidad del manto como variable fundamental de diseño puede generar desviaciones presupuestarias y de riesgo estructural importantes (ver Medina, 2010). Caudales excesivos de rebase pueden generar desde riesgos para peatones hasta el fallo total del dique (ver Aminti y Franco, 1988); por ello, este artículo se centra en la influencia de la porosidad sobre el rebase de los diques en talud con especial atención a los mantos de cubos y cubípodos.

Para los diques de escollera, Shankar y Jayaratne (2003) concluyeron que la porosidad del manto no afectaba al remonte; sin embargo, no se ha estudiado la influencia de la porosidad en el rebase para los elementos prefabricados de hormigón (ver Bruce et al., 2009). Atendiendo a las formulaciones de rebase propuestas por diversos autores (ver EurOtop Manual, 2007), no se hace referencia en ninguna de ellas a la porosidad como factor influyente en el rebase. Por ello, es relevante la investigación sobre el efecto de la porosidad en los caudales de rebase de los diques en talud, para las piezas cubo y Cubípodo, que se realiza en paralelo con otras investigaciones sobre el efecto en la estabilidad hidráulica y comportamiento del manto a largo plazo.

ANTECEDENTES

Shankar y Jarayatne (2003) realizan ensayos de remonte estudiando tres porosidades diferentes con escolleras naturales (30.4 %, 51.3 % y 53.8 %). Concluyen que los resultados para pared lisa y rugosa del SPM (1984) ajustan correctamente. Además, concluyen que el remonte disminuye cuando se incrementa el peralte, particularmente en el caso de modelos impermeables. Estudian la influencia de diversas variables estructurales (factor de rugosidad, espesor del manto y porosidad del mismo) e hidráulicas (Iribarren, peralte, altura de ola, periodo y energía del rebase). En cuanto a la influencia de la porosidad, concluyen que es mucho más relevante la rugosidad del manto que la propia porosidad.

EuroTop (2007) presenta una formulación para calcular el rebase en una amplia variedad de situaciones, desde diques verticales hasta diques en talud pasando por diques berma, etc. La ec. 1 permite calcular el caudal de dependiendo del francobordo adimensional (Rc/Hm0) y del factor de rugosidad (γ_f) que depende de cada tipo de pieza y colocación. Smolka et al. (2009) analizan el rebase para mantos de cubos y cubípodos (monocapa y bicapa) encontrando una relación

similar (ver ec. 7) pero con más variables significativas.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 * exp\left(-2.6 * \left[\frac{Rc}{\gamma_f H_{m0}}\right]\right) \quad (1)$$

Bruce et al. (2009) realizan una profunda investigación acerca de la influencia de diversas piezas prefabricadas y disposiciones en el rebase. Realizan ensayos a escala reducida para cubos, escollera, cubos Antífer, Haro, tetrápodos, Accropode, Core-loc y Xbloc. Obtienen los factores de rugosidad para cada uno de ellos utilizando la fórmula del EuroTop Manual (2007) e introducen estos factores de rugosidad en la base de datos del proyecto CLASH. Bruce et al. (2009) destacan la influencia del talud de la estructura (un leve incremento del talud puede suponer una rebaja importante del rebase) y del número de Iribarren. El número de estabilidad (Ns=Hs/ΔDn), número de capas (monocapa o bicapa), coeficiente de capa (k_t), porosidad nominal (P%) y densidad de empaquetamiento (Φ) de los mantos ensayados por Bruce et al. (2009) son los siguientes:

Type of armour	Hs/ ΔDn	No. Of layers	Layer thickness coeff. Kt	Porosity (%)	Packing density ϕ
Rock	1.5	2	1.15	40	1.38
Cube	2.2	2	1.1	47	1.17
Antifer	2.2	2	1.1	47	1.17
Tetrapod	2.2	2	1.04	50	1.04
Dolosse	2.8	2	0.94	56	0.83
Accropode	2.7	1	1.51	59	0.62
Core-Loc	2.8	1	1.51	63	0.56
Xbloc	2.8	1	1.49	61	0.58
Cubes (1 layer)	2.2	1	1	30	0.7
Haro		2		51	

Tabla 1. Características de los mantos ensayados por Bruce et al. (2009).

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Para analizar la influencia de la porosidad en el rebase se han llevado a cabo ensayos en el canal de oleaje y viento (30x1.2x1.2m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia. Se trata de un modelo a escala 1/46 que representa la sección en fase de construcción del dique de Punta Langosteira (núcleo, filtro y manto secundario representado en la Fig. 1). Los ensayos se refieren a una porosidad alta y baja para cada elemento: p%=37 % y 42 % para cubípodos y p%=37 % y 46 % para cubos.

Se han ensayado dos calados representando PMVE (Δh=+5.0) y BMVE(Δh=+0.0), atacando al dique en cada nivel con oleajes regulares (de calibración) e irregulares (espectro JONSWAP, γ=3.3, N=1000 olas) hasta la destrucción del dique o un rebase masivo. Los ensayos se han realizado aumentando Hs y Tp por escalones y manteniendo el número de Iribarren constante (Irp=3, 4 y 5). Se han empleado ocho sensores de nivel capacitivos para medir oleaje incidente y reflejado (dos sobre la coronación para detectar rebase), un step-gauge para medir el remonte y una báscula en el trasdós del dique para medir los caudales de rebase. La separación de oleaje en incidente y reflejado se ha realizado utilizando el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004), capaz de separar oleaje no estacionario y ondas no lineales. Al final de cada serie se realiza una fotografía perpendicular referenciada al talud. A partir de estas fotografías se puede evaluar la erosión o nivel de avería del modelo, utilizando el Método de la Malla Virtual (ver Gómez-Martín y Medina, 2006).

ANÁLISIS Y RESULTADOS

Existen multitud de investigaciones experimentales sobre le fenómeno de rebase. Como regla general, se caracteriza la influencia del tipo de elemento del manto principal sobre el rebase con un factor de rugosidad específico (ver por ejemplo la tabla 1 y la ec. 1), pero no se ha estudiado la influencia que presenta una variación de porosidad en el rebase ni tampoco el rebase de mantos inestables (fase de construcción) donde un daño significativo puede producirse al mismo tiempo que el rebase.

En todo momento hay que tener presente que se está estudiando la sección de avance del dique en talud de Punta Langosteira (fase de construcción), la cual está constituida por el manto secundario y puede ser dañada en caso de un fuerte temporal, llegando incluso a la destrucción antes de que el rebase sea muy elevado. Esta situación no es habitual ya que generalmente se estudia el rebase de secciones completas en la fase de servicio (mantos estables frente a temporales de cálculo).

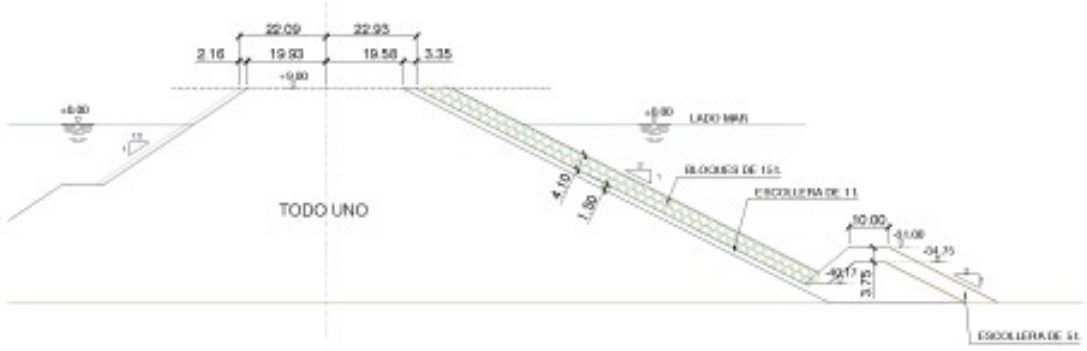


Figura 1. Sección incompleta del dique de Punta Langosteira ensayada. Manto secundario bicapa: de cubos (15t) o de cubípodos (13t)

Esta sección difiere mucho de los ensayos convencionales de rebase en los que se estudia una sección completa con espaldón y una única porosidad (digamos p%=37%) y un daño del manto casi nulo. La figura 2 toma como referencia los ensayos de Bruce et al. (2009) similar a la sugerida en el EurOtop Manual (2007), que incluyen una sección de bloques cúbicos con talud 2/1 semejante a la ensayada. Se observa que los ensayos de calado bajo (BMVE) tienen un Rc/d=0.22< [0.56 a 0.26] similar a los de referencia pero un Rc/Dn=4.9>> [3.5 a 2.2] muy superior a los de referencia; por otro lado los ensayos de calado alto (PMVE) tienen un Rc/d=0.09<< [0.56 a 0.26] muy inferior a los de referencia y un Rc/Dn=2.2 [3.5 a 2.2] en el rango de referencia. Así pues, estamos analizando unos ensayos fuera del rango habitual y resulta evidente que el ratio Rc/d tiene una influencia clara sobre el rebase (ver figura 2).

Si observamos los resultados para una porosidad elevada en la figura 3 (p%=46%), se observa la misma tendencia; los mantos profundos (Rc/d<0.1) típicos de los mantos secundarios en fase constructiva, reducen el rebase significativamente respecto de los mantos de profundidad normal (Rc/d>0.26). Por otro lado, los mantos con porosidad p%=46% son más dañados por los oleajes en BMVE y muestran en PMVE mayores rebases; sin embargo, para porosidades 37%<p%<41%, los daños son menores y los rebases similares a los mantos sin daños.

La figura 2 y 3 muestran los rebases adimensionales en función del francobordo adimensional para mantos con porosidad baja (p%=37%) y porosidad alta (p%=46%) con 3<Irp<6 en BMVE y PMVE. Como es previsible, tanto Irp como Rc/Hm0 tienen una gran influencia sobre el rebase adimensional (Q). Lo que resulta anómalo es la gran influencia de la profundidad del ensayo (Rc/d), en parte ligado al daño en el manto, pero sobretodo asociado al hecho de que los

mantos secundarios en fase constructiva son relativamente mucho más profundos que los mantos principales (misma profundidad pero con coronación más baja en pleamar).

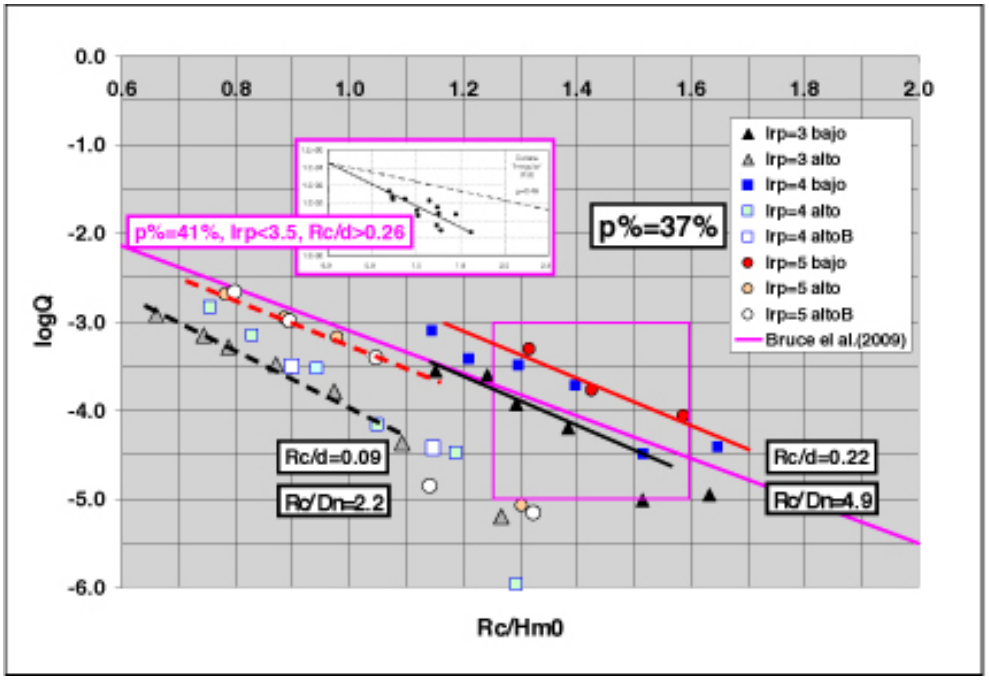


Figura 2. Caudales de rebase (p%=37%) comparados con los de Bruce et al. (2009).

Los cuadrados y círculos blancos de la figura 2 son ensayos de calado alto después de ensayos (daños pequeños o moderados) de calado bajo; los resultados de rebase son similares a los de calado alto. Lo mismo ocurre con los mantos de porosidad p%=41%. Por el contrario, si la porosidad es alta (p%=46%), los daños en el manto y los rebases son mayores. La figura 3 muestra en los triángulos blancos los ensayos de calado alto de secciones ensayadas previamente con calado bajo (daños elevados). En la figura 3, un daño D≈11 parece el responsable de un incremento de rebase en un orden de magnitud.

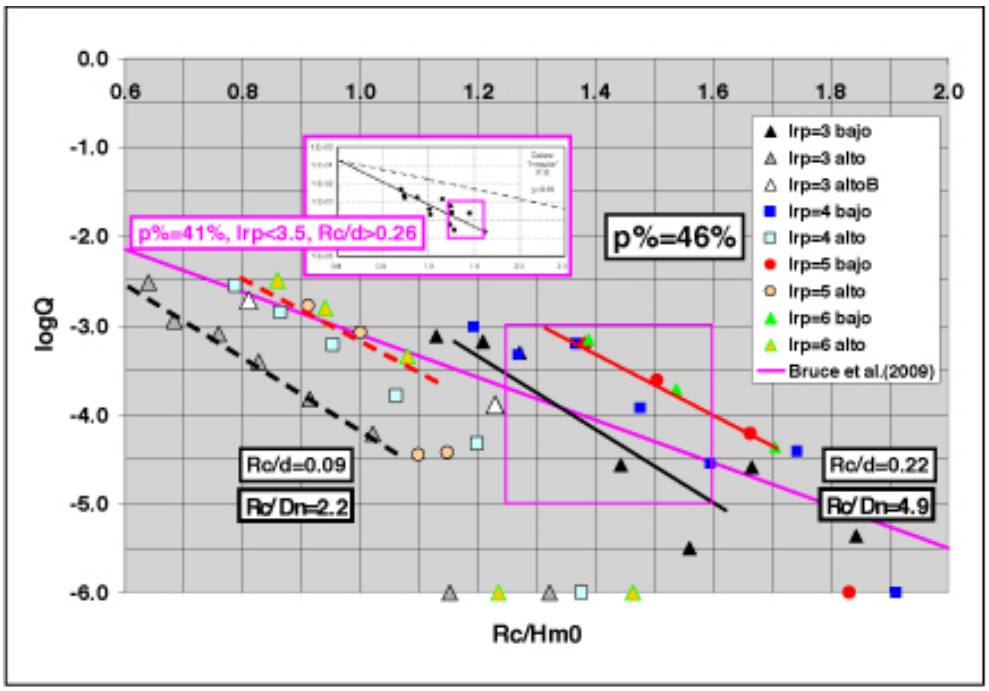


Figura 3. Caudales de rebase (p%=46%) comparados con los de Bruce et al. (2009).

En lugar de una sección convencional completa estable y rebasable, se han ensayado secciones incompletas (manto secundario) inestables, rebasables, con mantos profundos y con berma de pie. Además, en algunos casos los daños en el manto son significativos y afectan los caudales de rebase (si la porosidad es elevada).

Las variables Rc/d y Rc/Dn están fuera del rango habitual. Por tanto, estas variables parecen tener una posible influencia en el fenómeno del rebase. A ellas se deben sumar las variables porosidad (p%) y daño del manto (D), pues la primera ha sido incluida en el diseño experimental y la segunda ha tomado valores muy elevados tras los ensayos. Por consiguiente, como variables significativas para el posterior análisis estadístico se presentan las habituales del problema del rebase y las mencionadas anteriormente: Rc/Hm0, Irp, Rc/Dn, Rc/d, p%, daño y U(m/s).

Así pues, en un ensayo de rebase con una sección no convencional como la descrita en la figura 1, cabe esperar una relación del tipo (ec. 2):

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = A \times \exp\left(a * Irp + b * p\% + c * U + d * \frac{Rc}{d} + e * \frac{Rc}{H_{m0}} + f * daño \right) \quad (2)$$

donde {A,a,b,c,d,e,f}= parámetros a estimar, q= caudal unitario de rebase, Q= rebase adimensional, Irp= número de Iribarren calculado con Tp y Hm0, p%=porosidad del manto, U[m/s]= velocidad del viento en el canal, d=profundidad del manto, Rc= francobordo, Hm0= altura de ola significante y daño del manto calculado mediante el método de la malla virtual (Gómez-Martín y Medina, 2006). En los ensayos convencionales tenemos un daño D≈0 y una porosidad p%≈37%, pero estos ensayos tienen porosidades muy diferentes y niveles de daño importantes.

Manto bicapa de cubos

Tras realizar un primer análisis estadístico con los caudales de rebase registrados para mantos de cubos, las variables p% y daño (D) resultaron no significativas con un error de primera especie de 0.05. La bondad del ajuste se puede estimar empleando el RMSE calculado conforme a la ecuación 3:

$$RMSE = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{N} \frac{(o_i - e_i)^2}{Var(o_i)} \quad (3)$$

RMSE=0.25 en esta regresión (gráfico que se muestra en la figura 4 a).

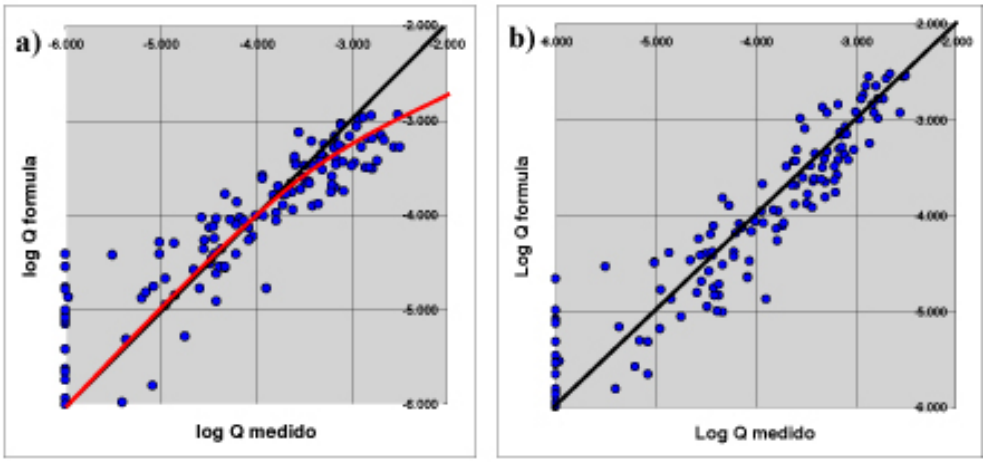


Figura 4. (a) Ajuste de la ecuación obtenida para cubos tras el primer análisis estadístico. (b) Ajuste de la ecuación definitiva obtenida para cubos.

La línea roja muestra una cierta tendencia no lineal que no es explicada por la

regresión directa de las variables. Por ello se pasó a estudiar las interacciones entre variables, por si alguna de ellas resultaba de especial interés. Tras analizar todas las interacciones, se opta por ajustar un modelo con las dos interacciones más influyentes, pues proporciona buenos resultados sin aumentar las variables (ec. 4):

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = A \times \exp\left(a * Irp + b * p\% + c * U + d * \frac{Rc}{d} + e * \frac{Rc}{H_{m0}} + f * daño + g * \frac{Rc}{H_{m0}} * Irp + h * \frac{Rc}{H_{m0}} * \frac{Rc}{d}\right) \quad (4)$$

En este caso, la variable porosidad (p%) es eliminada y se obtiene un mejor RMSE=0.14<0.25 . El gráfico de ajuste se muestra en la figura 4b). Así pues, el ajuste por regresión lineal múltiple (log Q) del modelo de la ec. 4, tienen como resultado la fórmula de la ec. 5

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = Ab * \exp\left(ab * (Irp - 3) + cb * U - db * \left(\frac{Rc}{d} - 0.25\right) - eb * \frac{Rc}{H_{m0}} + fb * D - gb * \frac{Rc}{H_{m0}} * Irp + hb * \frac{Rc}{H_{m0}} * \frac{Rc}{d}\right) \quad (5)$$

donde Ab=4.80 10^{-3}, ab=2.17, cb=0.23, db=36.3, eb=11.5, fb=0.12, gb=1.15 y hb=48.8, siendo Q = rebase adimensional, q[m^3/s/m]= rebase por unidad de longitud, g[m/s^2]= aceleración de la gravedad, Irp=(tan α)/(Hm0/Lp)$^{0.5}$= número de Iribarren calculado con Tp y Hm0, Rc= francobordo hasta la cota de coronación, Hm0= altura de ola significante obtenida del análisis espectral, U]m/s]= velocidad del viento en canal, d= profundidad a pie de dique y D= daño adimensional del manto estimado mediante el método de la malla virtual.

El rango de validez de la ec. 5 para manto de cubos bicapa se detalla en la tabla 2.

Variable	Mínimo	Máximo
Rc/Hm0	0.639	2.667
Irp	2.989	6.302
U[m/s]	0.000	7.000
Rc/d	0.090	0.225
daño	0.000	20.000

Tabla 2. Rango de aplicación para las variables en el modelo de cubos.

Manto bicapa de cubípodos

El proceso es análogo al de cubos pero sin observar daños en el manto principal (el manto bicapa de cubípodoa de W[t]=13 es mucho más estable que el bicapa de cubos de W[t]=15). Tras realizar un primer análisis estadístico con los caudales de rebase registrados para mantos bicapa de cubípodos, las variables porosidad (p%) y daño (D) resultaron no significativas con un error de primera especie de 0.05. En esta primera regresión RMSE=0.30 y el gráfico de ajuste es el que se muestra en la figura 5a; la figura indica una cierta relación no lineal. Por ello se pasó a estudiar las interacciones entre variables, por si alguna de ellas resultaba relevante para mejorar el ajuste. En este caso, por coherencia con el modelo de cubos, se introducen directamente las dos interacciones que habían resultado influyentes en el caso de los cubos: (Rc/Hm0)*Irp y (Rc/Hm0)*(Rc/d). La forma que debe tener la ecuación del rebase para los cubípodos es análoga a la ec. 4 de cubos.

En este caso, las variables porosidad (p%), daño (D) y Rc/d son eliminadas y se obtiene un RMSE=0.16. El gráfico de se muestra en la figura 5b.

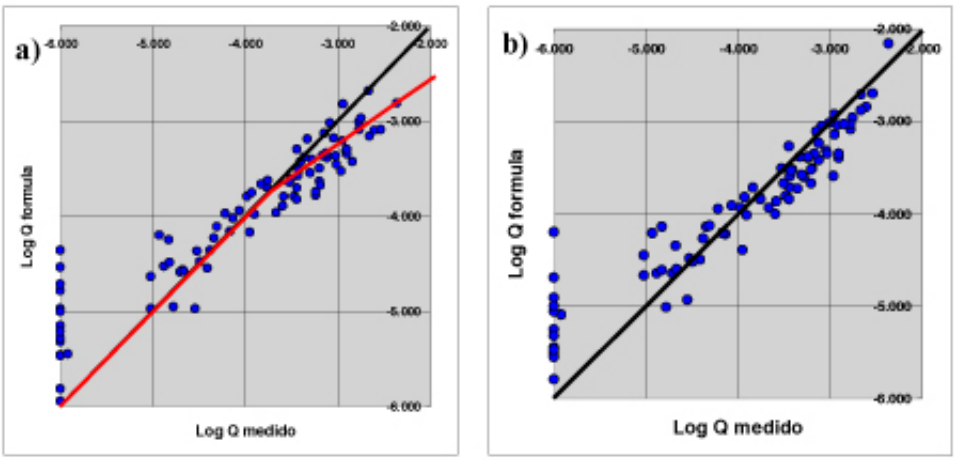


Figura 5. (a) Bondad del ajuste de la ecuación obtenida para cubípodos tras el primer análisis estadístico. (b) Bondad del ajuste de la ecuación definitiva obtenida para cubípodos.

Así pues, el ajuste por regresión lineal múltiple (log Q) del modelo de la ecuación 3, tienen como resultado la siguiente fórmula (ec. 6):

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = Ac * \exp\left(ac * (Irp - 3) - dc * \left(\frac{Rc}{d} - 0.25\right) - ec * \frac{Rc}{H_{m0}} + fc * D - gc * \frac{Rc}{H_{m0}} * Irp + hc * \frac{Rc}{H_{m0}} * \frac{Rc}{d}\right) \quad (6)$$

donde Ac=13.2 10-3,ac=2.96, dc=23.8, ec=7.77, fc=0, gc=1.90 y hc=42.9, siendo la definición de variables la misma que se ha detallado para el caso de los cubos. El rango de validez se muestra en la tabla 3.

Variable	Mínimo	Máximo
Rc/Hm0	0.642	3.243
Irp	2.857	5.345
Rc/d	0.090	0.225

Tabla 3. Rango de aplicación de las variables para el modelo de cubípodos.

Si se observan las dos ecuaciones definitivas obtenidas anteriormente, centrándonos en las variables que aparecen en cada una de ellas, se puede comprobar como en ambos casos influyen las mismas variables salvo el daño y el viento. El viento (U[m/s]) no aparece en la fórmula de cubípodos porque el dique de cubípodos no fue ensayado con viento. El daño del manto (D) no aparece en la fórmula de cubípodos porque los daños del dique de cubípodos eran muy pequeños en comparación con el de cubos; por consiguiente, parece razonable que el daño no influya sobre el caudal de rebase en el caso del manto de cubípodos.

SECCIÓN CONVENCIONAL COMPLETA Y SECCIÓN INCOMPLETA

A continuación se comparan las fórmulas de rebase de una sección convencional completa obtenidas por Smolka et al. (2009) con las de sección incompleta ensayadas. Las fórmulas de Smolka et al. (2009) son de aplicación para secciones con manto principal de cubos y cubípodos (monocapa y bicapa), manto secundario de escollera y espaldón en coronación (figura 6).

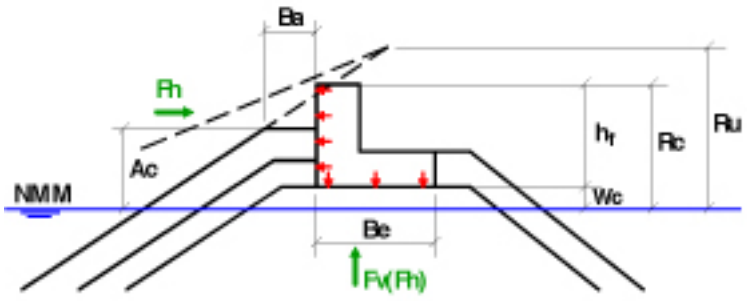


Figura 6. Sección convencional completa estudiada por Smolka (2008).

La fórmula de Smolka et al.(2009) es la de la ecuación 7

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 * exp\left(0.530 * Irp - 3.275 * \frac{Ac}{Rc} - 2.155 * \left[\frac{Rc}{\gamma_f H_{m0}}\right]\right) \quad (7)$$

Donde:

Q: Rebase adimensional
q: Rebase por unidad de longitud (m3/s/m)
g: Aceleración de la gravedad (m/s2)
Irp: Número de Iribarren calculado con Tp y Hm0.
Ac: Francobordo hasta la berma de coronación.
Rc: Francobordo hasta la cota de coronación del espaldón.
Hm0: Altura de ola significante obtenida del análisis espectral.
γ_f: Factor de rugosidad: 0.46 (cubípodo monocapa), 0.44 (cubípodo bicapa), 0.5 (cubos)

Si se aplica la fórmula de Smolka et al. (2009) a los ensayos de sección incompleta para el caso bicapa de cubos, se obtiene un RMSE= 0.57 (ver figura 7a); los resultados que obtiene la ec. 7 son aceptables como primera aproximación al rebase de secciones incompletas. Prestando atención a la variable Rc/d (ver figura 7b), se observa como la ec. 7 ajusta bien para el caso Rc/d = 0.225 (francobordo alto), pues es un valor habitual en torno al cual se realizan los ensayos de rebase convencionales. Sin embargo, cuando el francobordo es bajo, la fórmula de sección convencional completa no ajusta correctamente al rebase observado en sección incompleta. Por ello, las formulaciones de sección convencional deben aplicarse con precaución en el caso de secciones en fase constructiva, prestando especial atención a las situaciones de calado alto (la variable Rc/d toma valores bajos), siendo además estos casos los que producen mayores caudales de rebase.

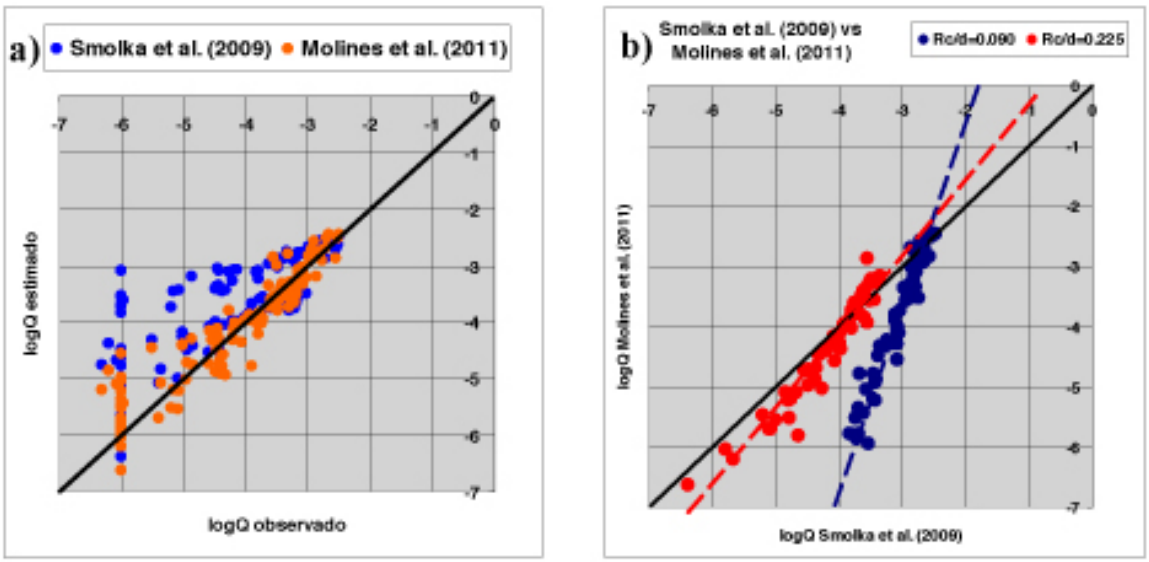


Figura 7. (a) Cubos Smolka et al.(2009) y Molines et al.(2011) vs. rebase observado. (b) Cubos Smolka et al.(2009) vs. Molines et al.(2011) en función de Rc/d.

Para los cubípodos ocurre algo similar. La fórmula de Smolka et al. (2009) presenta un RMSE= 0.50 (figura 8a, proporcionando resultados aceptables cuando la variable Rc/d toma valores elevados, mientras que no ajusta satisfactoriamente cuando se trata del calado alto (ver figura 8b).

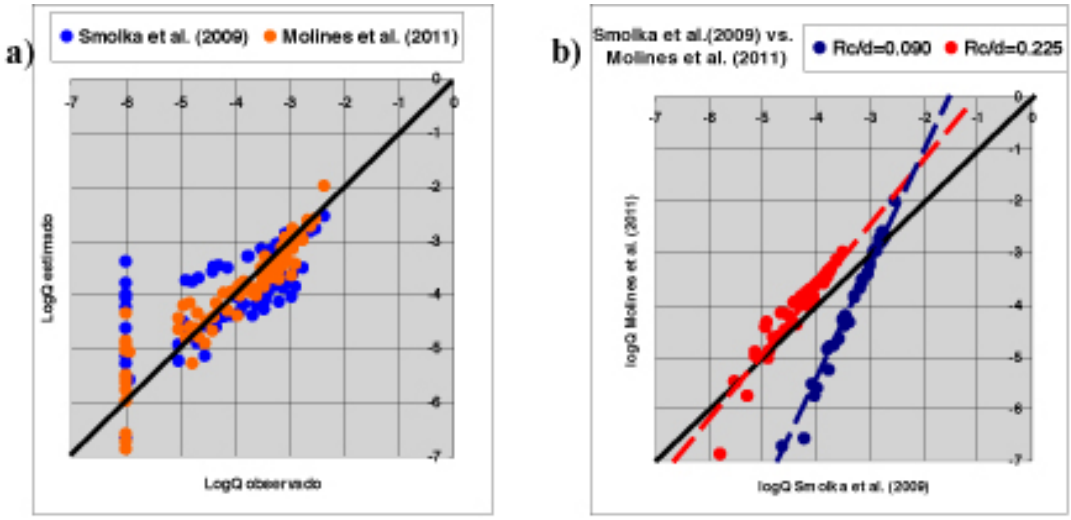


Figura 8. (a) Cubípodos Smolka et al.(2009) y Molines et al.(2011) vs. rebase observado. (b) Cubípodos Smolka et al.(2009) vs. Molines et al.(2011) en función de Rc/d.

A continuación, se aplican ambas fórmulas a un caso concreto de sección incompleta:

Rc[m]	Ac[m]	Irp	U[m/s]	Hmo[m]	h[m]	daño
6	6	4	10	6	40	2

Q(Cubos Molines et al. (2011)) (m3/s/m)	6.47E-04
Q(Cubípodos Molines et al. (2011)) (m3/s/m)	3.59E-04
Q(Cubos Smolka et al. (2009)) (m3/s/m)	8.46E-04
Q(Cubípodos Smolka et al. (2009)) (m3/s/m)	4.70E-04

Tabla 4.Naranja: Rebases calculados con las fórmulas de esta investigación para sección incompleta. Azul: Rebase calculados con Smolka et al. (2009) para sección completa.

Si se comparan los resultados de cubos con cubípodos, con ambas fórmulas, el dique de cubípodos presenta menor rebase que el de cubos (tabla 4).

CONCLUSIONES

La porosidad es una variable del diseño de diques en talud que influye sensiblemente en la respuesta del dique frente al oleaje: coeficiente de reflexión, estabilidad hidráulica, remonte y rebase son sólo algunas variables que pueden verse afectadas por ella, amén de la influencia que la porosidad tiene sobre el coste del manto principal, pues influye directamente en el volumen de hormigón colocado en obra.

Se trata de una variable que se fija en proyecto sobre el papel pero que luego es realmente difícil de controlar en obra. Hay que tener siempre presente que es muy sencillo conseguir una porosidad objetivo en laboratorio, dado que los elementos son fáciles de manejar a mano y la visibilidad es total, pero es muy difícil controlar la porosidad en el prototipo. Por tanto, es de gran importancia que los ensayos en modelo reducido presenten la misma porosidad que el prototipo a construir, para que los resultados se puedan extrapolar correctamente (sin efectos de modelo apreciables).

La influencia de la porosidad del manto principal sobre el rebase es un factor que ha sido muy poco estudiado hasta el momento. La influencia del tipo de elemento colocado en el manto principal se suele considerar a través de un factor de rugosidad específico para cada uno de ellos, pero en pocas ocasiones se encuentran estudios que hayan evaluado cómo influyen las variaciones de poro-

sidad de una misma pieza sobre el rebase. Por ello, se han estudiado diferentes porosidades para dos elementos en concreto: cubos y cubípodos. Se han llevado a cabo ensayos con oleaje regular e irregular en el canal de oleaje y viento de LPC-UPV de la sección incompleta de Punta Langosteira a escala 1:46. Tras analizar los resultados de los ensayos, se puede concluir que:

1. La porosidad afecta sensiblemente los niveles de daño del manto principal de cubos bicapa. Las secciones con mayor porosidad sufren un mayor daño que las secciones con una porosidad menor.
2. Debido a que la avería del dique construido con cubos es mucho mayor que la del dique de cubípodos, la porosidad y el daño se revelan como influyentes en el rebase del dique de cubos pero no en el de cubípodos. Tal y como se ha podido observar en los distintos ensayos realizados hasta el momento, el coeficiente de estabilidad del cubípodo es mucho mayor que el del cubos (tabla 4); por consiguiente, la avería que sufre el dique de cubípodos es mucho menor, aunque las piezas son de menso peso.

					Inicio de Destrucción (IDe)		Inicio de Averías (IDa)	
Tramo	Pieza	K_D	nº capas	talud	SF(IDe5%)	SF(IDe50%)	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)
tronco	cubo	6.0	2	3/2	1.05	1.35	0.67	0.86
	Cubípodo 2	28.0	2	3/2	1.09	1.40	0.82	0.99
	Cubípodo 1	12.0	1	3/2	1.31	1.64	1.06	1.27
	Accropode	15.0	1	4/3	1.05 a 1.40	1.26 a 1.51	0.93 a 1.24	1.15 a 1.38
	Xbloc	16.0	1	4/3	1.17	1.68	1.17	1.32
morro	cubo	5.0	2	3/2	1.17	1.40	0.88	1.13
	Cubípodo 2	7.0	2	3/2	1.19	1.36	0.99	1.18

Tabla 4. KD y coeficientes de seguridad implícitos del cubo, Cubipod, Accropode y Xbloc.

3. Se ha podido observar que, tanto en el caso de cubos como de cubípodos, la porosidad y el daño afectan en poca medida al rebase (sólo resulta significativo en el caso de cubos). Como contraejemplo se puede citar el caso del incremento de rebase en los diques de cubos que se han adoquinado. En este caso, se han ensayado porosidades entre el 37% y el 46%, no suponiendo una variación tan drástica como la mencionada anteriormente (donde se tendría aproximadamente un 0% a 20% con los cubos adoquinados).
4. El rebase del dique con manto de cubípodos es menor que el del dique con manto de cubos.
5. La variable Rc/d influye sobre le rebase. Al contrario de lo que ocurre en los ensayos convencionales de sección completa, donde el francobordo hasta la coronación es muy elevado en comparación con la profundidad del manto, debe recordarse en todo momento que los ensayos se han realizado para una sección incompleta en la cual el manto es muy profundo y la variable Rc/d es muy pequeña.
6. Se han obtenido dos fórmulas para estimar el rebase de un dique sección incompleta de cubos y Cubípodos. En ambas se han revelado como influyentes las interacciones Rc/d, (Rc/Hm0)*Irp y (Rc/Hm0)*(Rc/d).
7. Al comparar las fórmulas de esta investigación con sección incompleta con la de Smolka et al. (2009) de sección convencional completa, se observa como la fórmula de sección convencional puede emplearse con cautela para una primera aproximación al rebase en secciones en fase constructiva. Debe extremarse la precaución cuando el parámetro Rc/d sea muy bajo, pues en este caso los resultados para sección convencional difieren considerablemente de los obtenidos para sección incompleta. Tanto para secciones completas como incompletas, el rebase de un dique de Cubípodos es menor que el de cubos.

REFERENCIAS

Aminti, P., Franco, L. 1988. Wave overtopping on rubble mound breakwaters. Proceedings of the 21st ICCE, ASCE, 770-781.

Bruce, T., Van der Meer, J.W., Franco, L., Pearson, J.M. 2009. Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters. Coastal Engineering, 56, 166-179.

EurOtop Manual 2007. Wave overtopping of sea defences and related structures: Assesment manual. Ea Environment Agency, Expertise Netwerk Waterkeren, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen.

Figueres, M., Medina, J.R. 2004. Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model. Proc. 29th ICCE, ASCE, 594-603.

Medina, J.R., M.E. Gómez-Martín, A. Corredor, 2010. Influence of armor unit placement on armor porosity and hydraulic stability. Proc. 32nd Int. Conf. Coastal Eng., ASCE, ASCE, Paper No. 255 / structures41.

Shankar, N.J., Jayaratne, M.P.R. 2003. Wave run-up and overtopping on smooth and rough slopes of coastal structures. Ocean Engineering, 30: 221-238.

Smolka, E., Zarranz, G., Medina, J.R. 2009. Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos. Libro de Ponencias de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, 803-809.

4.5.3. MANTOS MONOCAPA PARA REDUCIR LOS COSTES DE LOS DIQUES EN TALUD

J. R. Medina[1], M.E. Gómez-Martín[2], A. Corredor[3], M. Santos[3]

1. Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, 14, 46022 Valencia. jrmedina@upv.es
2. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig, s/n, 03690 San Vicente del Raspeig, Alicante. esther.gomez@ua.es
3. SATO (Grupo OHL), Pº Castellana 259-D-8º, "Torre Espacio", 28046 Madrid. acorred@ohl.es y mosantos@ohl.es

INTRODUCCIÓN

Los grandes diques en talud sometidos a oleajes intensos requieren piezas prefabricadas de hormigón para los mantos. El volumen de hormigón utilizado en ellos es el factor clave que determina el coste de construcción y su huella energética y del carbono. Para unas condiciones ambientales de diseño dadas, el consumo de hormigón asociado al dique depende fundamentalmente del número de capas del manto (monocapa o bicapa) y en segundo lugar de la geometría de la pieza (cubo, Tetrápodo, Cubípodo, etc.). En este artículo se analizan las ventajas e inconvenientes de los mantos monocapa en relación a los mantos bicapa convencionales.

Los mantos bicapa de escollera y bloques de hormigón (escollera artificial), colocados aleatoriamente, se han utilizan desde antiguo (S. XIX). Los estudios sistemáticos de Iribarren y Hudson hace medio siglo impulsaron el uso del manto bicapa convencional también con piezas especiales como el Tetrápodo y otras piezas (ver SPM, 1984). Se estudiaron piezas nuevas como el Dolo (creado en 1963) con coeficientes de estabilidad elevados. Sin embargo, el fallo de grandes diques como el de Sines (Portugal) en 1978, protegido con dolos de W[t]=42, puso de relieve la importancia de la resistencia estructural de las piezas además de su estabilidad hidráulica. La Fig. 1 muestra la evolución del diseño de piezas prefabricadas de hormigón, influenciada por el fallo del dique de Sines, descrita por Dupray & Roberts (2009).

El bloque cúbico de hormigón convencional, utilizado ya en el siglo XIX, muestra una estabilidad hidráulica baja, pero tiene una elevada resistencia estructural y es muy fácil de encofrar, almacenar, manipular (pinzas de presión) y colocar en obra. Así pues, además del volumen de hormigón necesario y los problemas logísticos de fabricación y puesta en obra de las piezas, la resistencia estructural del elemento (ver Medina et al., 2011) es un aspecto esencial que determina la selección del tipo de pieza que se puede utilizar en la práctica.

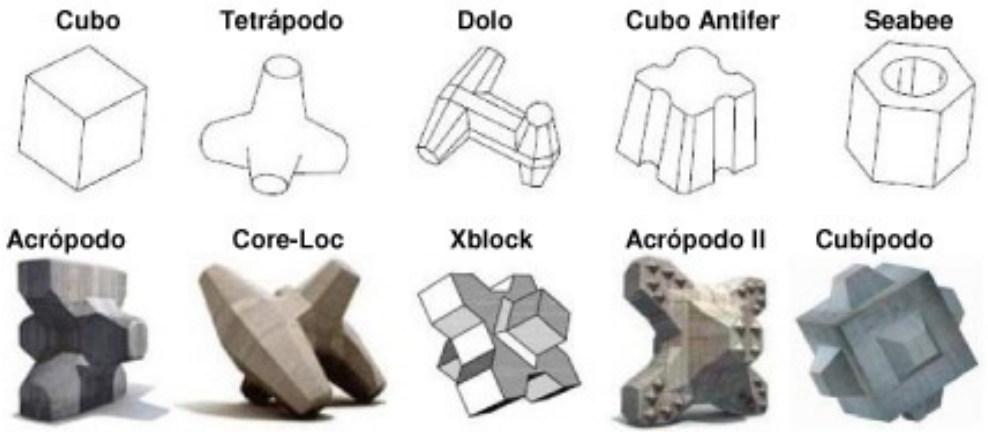


Figura 1. Elementos prefabricados de hormigón para el manto principal.

Cada forma geométrica tiene una resistencia estructural y condicionantes logísticos distintos y una estabilidad hidráulica diferente asociada a la geometría, la colocación (aleatoria, ordenada, adoquinada, etc.) y el número de capas del manto (monocapa o bicapa). Para obtener mayor resistencia estructural y elevada estabilidad hidráulica, se inventó el Accropode en 1980, la primera pieza "bulky" para una colocación monocapa. De esta forma se reducía aproximadamente a la mitad el consumo de hormigón de los mantos convencionales de tretrápodos o dolos compensando con ello los costes asociados a los encofrados y la colocación cuidadosa (especial) exigida para estas piezas. Posteriormente, se han inventado otras piezas para su utilización en mantos monocapa como el Core-loc (creado en 1993) y Xbloc (creada en 2003). En la actualidad, hay más de 200 diques construidos con mantos monocapa y decenas en construcción por todo el mundo, algunos han alcanzado temporales de cálculo Hs[m]=8.7 con piezas "bulky" sin armar de W[t]=47. Las costas con temporales de cálculo muy grandes (Hs[m]>10) han estado durante años fuera del alcance de los mantos monocapa debido a la fragilidad de las piezas "bulky" de gran tamaño; sin embargo, la pieza masiva Cubípodo ha terminado con esta limitación práctica.

MANTOS MONOCAPA Y BICAPA

Los mantos bicapa convencionales con colocación aleatoria, además de ser fáciles de construir con grandes tolerancias, suelen tener en laboratorio una gran flexibilidad entre el Inicio de Averías (IDa) y el Inicio de Destrucción (IDe). Siempre que se garantice la integridad estructural de las piezas (SPM, 1984), la estructura de manto bicapa convencional tendrá una gran tenacidad (ver Fig. 2). Por el contrario, los mantos monocapa suelen tener una respuesta rígida con un IDa próximo al IDe; por consiguiente, los mantos monocapa requieren unos coeficientes de seguridad a IDa e IDe mayores (ver Medina y otros, 2010). Con todo, el coste económico y la huella energética y del carbono de los mantos monocapa suelen ser muy inferiores a los bicapa, siempre que se pueda garantizar una buena colocación en obra y la integridad estructural de la pieza (sin armar). Las piezas "bulky" se han utilizando en mantos monocapa hasta el límite W[t]<50 y Hs[m]<9, no se han podido utilizar para los diques sometidos a grandes temporales de cálculo (Hs[m]>10). Para los grandes diques sometidos a temporales muy intensos (ver Medina et al, 2011), se han utilizado hasta la fecha mantos bicapa convencionales de piezas masivas sin armar (cubos en España) o piezas esbeltas fuertemente armadas (tetrápodos y dolos en Japón); sin embargo, la aparición del Cubípodo (ver Medina y otros, 2010) permite también utilizar en la actualidad la solución monocapa en costas con grandes temporales de cálculo.

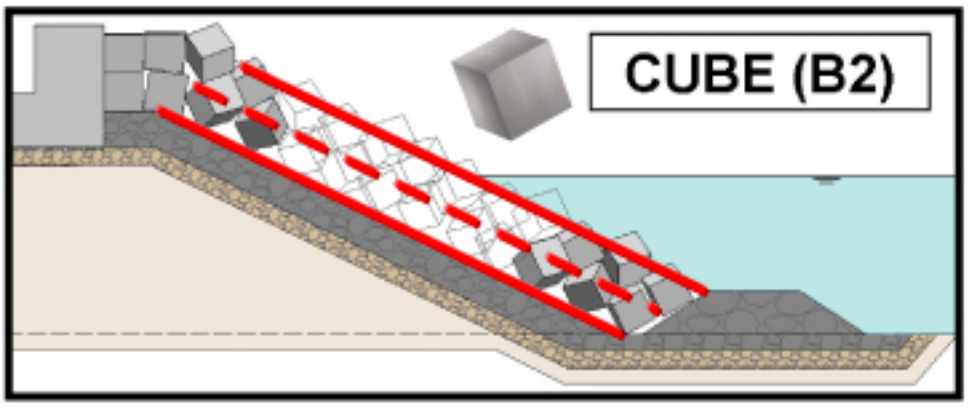


Figura 2. Manto bicapa convencional de bloques cúbicos.

Mantos monocapa

Respecto de los mantos bicapa convencionales, los mantos monocapa de piezas "bulky" (ver www.concretelayer.com y www.xbloc.com) permiten reducir el coste de construcción, el consumo de hormigón y las huellas energéticas y del car-

bono. Estas piezas funcionan por trabazón y se suele aconsejar su construcción en talud H/V=4/3 para reducir el consumo de hormigón y aumentar la trabazón. En el lado negativo puede señalarse la necesidad de una colocación precisa de acuerdo con protocolos bien definidos, pequeñas tolerancias de construcción y un elevado nivel de control de la obra y de los correspondientes ensayos a escala reducida. El tamaño máximo por resistencia estructural queda limitado en la práctica a temporales de cálculo Hs[m]<9.

Respecto de los mantos bicapa convencionales, el manto monocapa de cubípodos (ver www.cubipod.com) tiene también grandes ventajas económicas y de reducción del consumo de hormigón y de las huellas energéticas y del carbono. Además, respecto de las piezas "bulky", presenta importantes ventajas logísticas (2 puestas/día, manipulación con pinzas de presión, etc.) y no necesita un sistema de colocación muy preciso ya que resiste por gravedad y no por trabazón. El Cubípodo tiene tendencia al auto-posicionamiento aleatorio con porosidad uniforme de p%42 y sólo requiere mallas y técnicas de colocación convencionales. Además, al ser una pieza masiva con elevada resistencia estructural, permite la construcción en cualquier condición climática (Hs[m]<15).

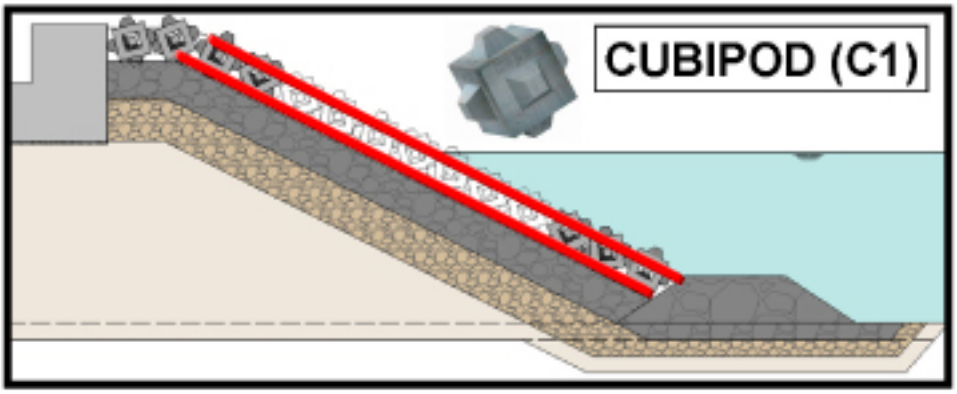


Figura 3. Manto monocapa de cubípodos.

Finalmente, hay que señalar la existencia de piezas prefabricadas diseñadas para ser colocadas de forma concertada (por ejemplo "Seabee" en Fig. 1) en un manto monocapa tipo mosaico. En este tipo de mantos monocapa, la colocación ordenada y precisa y la fricción entre piezas es fundamental; por consiguiente, las condiciones de trabajo van a determinar su viabilidad (trabajo en seco y con medios terrestres). El uso de bloques cúbicos o paralelepipédicos en mantos monocapa está restringido a los mantos de bloques concertados (porosidad p%0%) tipo mosaico, o mantos ordenados porosos sólo en ensayos a escala reducida (ver Bruce, 2009). Los mantos monocapa de bloques cúbicos porosos (no concertados) no existen a escala prototipo debido a la baja fiabilidad y riesgos de reproducir en el mar lo construido a escala reducida. El bloque cúbico de hormigón se utiliza generalmente para mantos bicapa convencionales colocados aleatoriamente con una estabilidad hidráulica muy baja, lo que implica mayores costes y consumos muy elevados de hormigón.

Estabilidad de mantos monocapa a corto y largo plazo

Para explicar porqué algunas piezas se pueden colocar en disposición monocapa (Accropode, Core-loc, Xbloc, Cubípodo, etc.) y otras no (bloque cúbico, cubo Antifer, etc.), es necesario analizar la estabilidad hidráulica del manto a corto y largo plazo. A corto plazo, las piezas están colocadas en el manto de acuerdo con lo realizado en el proceso de construcción. A corto plazo, el oleaje que ataca el dique y los asientos del terreno son pequeños y las piezas no se mueven significativamente de su posición inicial. A largo plazo, los oleajes atacando el dique y las posibles socavaciones y asientos del terreno y las capas granulares son significativos; las piezas se mueven ligeramente de su posición inicial y los

procesos de compactación heterogénea (HeP) descritos por Gómez-Martín y Medina (2008) pueden ser muy importantes. A largo plazo, las piezas del manto tienden a moverse hacia las zonas inferiores de manto, reduciendo la porosidad en la zona inferior y aumentando la porosidad en la zona superior (desprotección). Dado que el manto monocapa está situado sobre un manto secundario o filtro con piedras o piezas de tamaño muy inferior, si la desprotección de la zona superior del manto es significativa, se alcanza la situación IDe y la ruina del dique con cualquier temporal no muy intenso. Así pues, a diferencia del dique bicapa convencional, el manto monocapa debe garantizar que los procesos de compactación heterogénea no serán significativos ni a corto ni a largo plazo. En la actualidad pueden señalarse cuatro estrategias para conseguir un dique monocapa hidráulicamente estable a largo plazo:

1. ***Manto con piezas concertadas (tipo mosaico)***. Si los elementos prefabricados ("Seabee", "Haro", cubos, paralelepípedos, etc.) se colocan concertados formando un mosaico, con una porosidad muy baja que no pueda reducirse con pequeños movimientos, el manto será estable a largo plazo. La colocación suele requerir equipos y procedimientos especiales para conseguir una buena concertación con tolerancias muy pequeñas, ya que un error de colocación en una sola pieza puede significar el debilitamiento de una gran zona del manto. Este tipo de mantos monocapa están indicados para zonas con excelentes condiciones de trabajo, en seco por encima del NMM o áreas muy abrigadas como el trasdós de diques (ver Noya y otros, 2011), sin asientos diferenciales y donde se puede construir y verificar con facilidad que todas las piezas están bien concertadas y apoyadas.
2. ***Manto con piezas "bulky" trabadas***. Es la forma usual de construir mantos monocapa. Para cada pieza (Accropode, Core-loc, etc.) se estudia a escala reducida una forma de colocación con eslingas que genere piezas trabadas con una baja porosidad en modelo (40%<p%<34%). Al estar las piezas orientadas, trabadas y con una baja porosidad, resulta difícil que esa porosidad se reduzca con los péquelos movimientos inducidos por el oleaje. La porosidad del manto se mantiene a largo plazo dado que cabe esperar una compactación heterogénea pequeña; los pequeños movimientos de piezas no pueden afectar significativamente la estabilidad del manto y el nivel de protección que ofrece. Para erosionar el filtro o manto secundario es necesario antes sacar o romper algunas piezas del manto principal. La colocación suele exigir el uso de equipos y protocolos de colocación precisos para conseguir la orientación y trabazón deseada; en estos mantos se exigen tolerancias de construcción pequeñas y estrictos sistemas de control en obra. Este tipo de mantos monocapa están indicados en zonas con oleajes no muy intensos (Hs[m]<9), donde no se esperen asientos diferenciales significativos (pueden romper las piezas trabadas) y donde se disponga de equipos de construcción y control de obra buenos y experimentados.
3. ***Manto con cubípodos.*** La colocación de cubípodos en mantos monocapa se realiza de forma convencional con pinzas de presión y mallas progresivas. El Cubípodo tiende a autoposicionarse con orientación aleatoria y porosidad uniforme p%42%. La forma geométrica del Cubípodo dificulta la HeP, que es muy baja a largo plazo, propiciando un manto de porosidad homogénea en el espacio y el tiempo. Para erosionar el filtro o manto secundario es necesario sacar primero alguna pieza del manto principal; una vez extraída, los cubípodos del entorno tienden a moverse ligeramente para cubrir o fijar el hueco existiendo una resistencia residual muy importante. En general es necesario extraer varias piezas separadas para llegar al IDe. La colocación no requiere equipos y protocolos especiales de colocación, basta con pinzas de presión y mallas de colocación convencionales; la colocación aleatoria está garantizada sin operadores de grúa experimentados (necesarios para colocar aleatoriamente cubos convencionales). Este tipo de mantos monocapa están indicados en zonas con todo tipo de climas (Hs[m]<15), donde no se esperen asientos diferenciales muy importantes y se disponga de los equipos de construcción y control de obra habituales (posicionamiento GPS).

4. ***Manto de baja porosidad con piezas colocadas aleatoriament***e. Esta es una estrategia de construcción que todavía no se ha llevado a la práctica, pero es teóricamente posible. Dado que es la HeP y subsiguiente desprotección de la zona superior del manto a largo plazo lo que hace inviables muchos de los mantos monocapa, si se minimiza la compactación heterogénea a largo plazo se puede hacer viable un manto monocapa de cualquier pieza masiva. En efecto, si se construye un manto con piezas colocadas aleatoriamente pero con porosidad muy baja, será muy difícil que se reduzca a largo plazo una porosidad que ya es baja; si no se reduce la porosidad de la zona inferior del manto, no se desprotegerá la zona superior del manto y el manto monocapa será estable a largo plazo, aunque es muy probable que aumenten los caudales de rebase respecto del manto de porosidad normal. El punto crítico de esta estrategia es definir unas mallas de colocación que sean viables en la práctica, ya que no es nada fácil colocar piezas aleatoriamente y con baja porosidad. Además, el desarrollo práctico de esta estrategia exigiría ensayos de estabilidad hidráulica y rebase para ver la influencia de la porosidad y ensayos de construcción realista de mantos para determinar las mallas de colocación viables, que garanticen que la baja porosidad conseguida en laboratorio se puede reproducir en prototipo.

En resumen, para que un manto monocapa sea estable hidráulicamente a largo plazo, es necesario que las piezas no tengan una HeP importante (desprotegería la zona superior). Esto se puede conseguir colocando inicialmente piezas con muy poca porosidad (estrategias 1 y 4), colocando las piezas trabadas para que no se muevan (estrategia 2) o colocando cubípodos (estrategia 3) que están diseñados expresamente para minimizar la compactación heterogénea (HeP). Cualquier manto monocapa de porosidad alta está condenado al fracaso a largo plazo debido a la previsible HeP.

En la actualidad, los mantos monocapa (piezas "bulky" o cubípodos) tienen ventajas económicas y ambientales respecto de los mantos bicapa convencionales, en todas las circunstancias ambientales excepto: (1) los diques muy pequeños, (2) los diques que pueden sufrir grandes asientos diferenciales (muy poca capacidad portante del terreno) y (3) los diques que tienen que construirse con equipos y técnicas anticuadas o con un control de obra deficiente.

Mantos de cubos y cubípodos

El manto bicapa de cubos o paralelepípedos es el único utilizado en los grandes diques en talud españoles. No solamente domina el nicho de los diques sometidos a grandes temporales (Hs[m]>9), sino el de todos los diques en talud que no se construyen de escollera, en todas las fachadas marítimas. Por el contrario, los mantos monocapa de piezas "bulky" tienen una presencia mínima en las costas españolas; una situación completamente distinta de la observada fuera de España, donde los diques protegidos con mantos monocapa llevan años extendiéndose por el mundo, impulsados por las mejoras en los equipos y las técnicas de colocación y control de obra.

Respecto de los mantos monocapa, los mantos bicapa de cubos requieren un consumo de hormigón muy elevado con el consiguiente sobre-coste y aumento de las huellas energética y del carbono. El bloque cúbico tiene una gran resistencia estructural y es muy fácil de encofrar, acopiar y colocar en obra, lo que reduce los costes de manipulación y puesta en obra, pero el bloque masivo Cubípodo (ver Fig. 1) tiene unas características logísticas similares y sí puede colocarse en una sola capa con el consiguiente ahorro económico y de reducción de las huellas ambientales. Para estimar los costes de construcción de los mantos de cubos y cubípodos, Corredor y otros (2008) realizaron un estudio paramétrico de costes para mantos bicapa de cubos (B2), mantos bicapa de cubípodos (C2) y mantos monocapa de cubípodos (C1) correspondientes a la sección tipo definida en la Fig. 4.

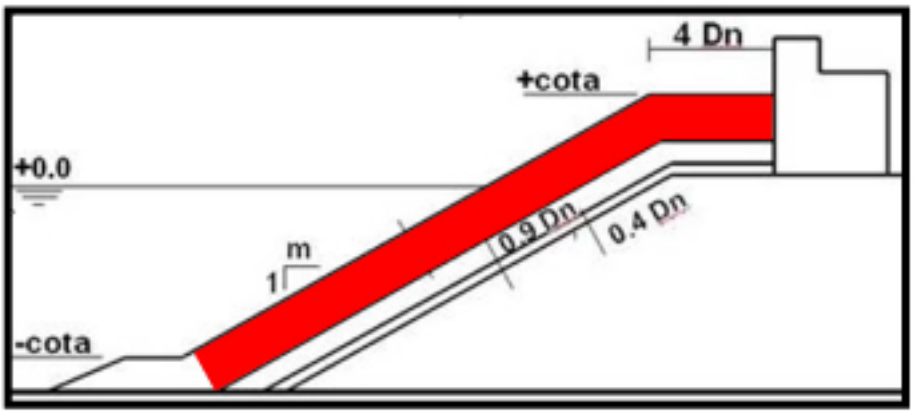


Figura 4. Sección tipo del estudio paramétrico de costes.

El coste de construcción del manto principal de cubos (C_B) y Cubípodos (C_C) se ha visto que puede estimarse (ver Medina y otros, 2010) mediante las expresiones siguientes:

$$C_B\left[\frac{€}{m^3}\right] = (205 + HOR) + 0.75 \times \left[10^5 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)}\right)^2 - 10^4 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)}\right)\right] \quad (1)$$

$$C_C\left[\frac{€}{m^3}\right] = (265 + HOR) + 1.00 \times \left[10^5 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)}\right)^2 - 10^4 \times \left(\frac{1}{\ln(V \times W)}\right)\right] \quad (2)$$

donde HOR[€] es el coste en euros del m3 de hormigón suministrado (por ejemplo, HOR[€]=60), W[t] es el peso en toneladas de las piezas del manto, V[m3] es el volumen total en metros cúbicos del hormigón utilizado en piezas de peso W[t]. El manto monocapa de cubípodos (C1) permite ahorros del orden del 40% frente al manto bicapa de cubos (B2), siendo mayor el ahorro en el caso de los diques más grandes.

Salvo en diques muy pequeños que no pudieran construirse de escollera, la solución de manto B2 es muy desfavorable respecto de la solución C1, demanda un aumento del consumo de hormigón de más del 60%, mayor coste económico y mayores huellas ambientales. Por otro lado, la solución C2 (K_D=28) suele ser desfavorable frente al C1 (K_D=12) ya que requiere un aumento del consumo de hormigón de más del 50% con el consiguiente efecto sobre el coste y las huellas ambientales. Sin embargo, si el terreno tiene muy poca capacidad portante y cabe esperar fuertes asientos diferenciales a largo plazo, cualquier solución monocapa plantea una gran incertidumbre a largo plazo y una solución bicapa de cubípodos (C2) puede ser la alternativa prudente.

CONSTRUCCIÓN DE MANTOS MONOCAPA

Los mantos bicapa convencionales fueron una tipología adecuada para una época ya pasada que se caracterizaba por las grandes incertidumbres (climáticas, del terreno, constructivas, etc.) y las fuertes limitaciones de los equipos de construcción. En los laboratorios se ensayaba con oleaje regular y la construcción tenía muy poca precisión. En estas condiciones, el manto bicapa ofrecía un considerable margen de seguridad frente a las múltiples fuentes de incertidumbre que afectaban los diques en talud. En la actualidad, la situación técnica ha cambiado drásticamente en muchos países; Los equipos de construcción son mucho más potentes y precisos y el conocimiento existente sobre el clima marítimo y las condiciones del terreno es muy superior. A escala reducida se ensaya con oleaje irregular y con técnicas de construcción realista de mantos; a escala prototipo, además del posicionamiento preciso de grúas con GPS, se dispone de software y técnicas para la "visión" bajo el agua. La mejora de las técnicas constructi-

vas ha propiciado el abandono progresivo de los mantos bicapa a favor de los mantos monocapa, que consumen menos recursos y son mucho más eficientes económica y ambientalmente. En este apartado se van a describir algunos de los aspectos constructivos de los mantos monocapa.

Muttray et al. (2004) analiza la resistencia estructural de la pieza Xbloc en comparación con Accopode y Core-loc. Estudia las técnicas de colocación de Accropode, Core-loc y Xbloc con eslingas y los ensayos paramétricos de colocación y extracción desarrollados para el Xbloc, dando unas porosidades óptimas de p%[Accropode]=34%, p%[Core-loc]=40.5% y p%[Xbloc]=42%, observando que porosidades mayores (menor consumo de hormigón) reducen la estabilidad hidráulica y aumentan los asientos y la compactación heterogénea del manto.

Besley and Denechere (2009) muestran algunas soluciones aplicables a piezas trabadas (Accropode y Core-loc) para las bermas de pié, coronaciones y morros monocapa. Se asume una respuesta rígida del manto y no se permite la pérdida de ninguna pieza; el talud recomendado es H/V=4/3 para aumentar y garantizar la trabazón. Dado que las piezas trabadas funcionan como una unidad, es fundamental garantizar la correcta colocación y el apoyo de pié adecuado; además, son críticos la coronación y los tramos curvos donde puede perderse la trabazón de los tramos rectos. Radios inferiores a 10xHs pueden plantear problemas de trabazón que hay que analizar con cuidado, aunque existen protocolos de colocación eficaces en morros para radios (PMVE) R>2.5xHs (Accropode y Core-loc).

Los equipos, técnicas y protocolos de colocación mejoran con los años; recientemente, POSIBLOC (ver Mouquet, 2009) permite el posicionamiento preciso bajo el agua (nula visibilidad) que requieren las piezas trabadas. A cada pieza se le adhiere el posicionador que transmite la orientación 3D de la pieza y su posición en el espacio; una vez colocada, se recupera el posicionador y el software VISIBLOC integra la información para proporcionar al operador de grúa con una visión 3D de todas las piezas colocadas a ciegas bajo el agua. Sólo se requieren buzos para comprobar la correcta colocación de la primera fila de piezas; si no se producen desplazamientos incontrolados después de cada colocación, el sistema proporciona una visión virtual fiable de todas las piezas colocadas bajo el agua. Estos equipos de asistencia permiten trabajar hasta 30 metros de profundidad facilitando la correcta trabazón de las piezas y reduciendo la proporción de piezas que quedan fuera de perfil.

Paulsen and Wareing (2009) describen la construcción, monitorización y seguimiento de un dique exento en Newbiggin (UK) protegido con Core-loc de W[t]=9. El punto crítico fundamental era la colocación de Core-loc para garantizar el correcto trabado; Paulsen and Wareing (2009) indican 10 criterios que deben seguirse en la colocación de las piezas Core-loc. La primera fila es la crítica y debe controlarse con buzos; un error en la primera fila suele generar problemas de colocación mayores en las filas superiores. Entre los requerimientos de colocación tenemos: hormigón con 35 MPa de resistencia a compresión (28 días), capa de filtro (0.5<W[t]<1.5) correctamente perfilada, diferentes eslingados para conseguir la orientación y el número de contactos deseados para cada pieza, malla de colocación prefijada, 36.5%<p%<41%, etc. Al dique se le realizó una inspección al acabar las obras (en 2007) y otra inspección un año después (en 2008). Aunque el dique era pequeño (-1.0<cota<+4.5) y el control de construcción bueno (zona intermareal), la segunda inspección detectó un 1% de piezas rotas, la mayoría a causa del asentamiento del dique y la consiguiente rotura de las piezas de una pequeña zona. Este 1% de piezas rotas se consideró un resultado satisfactorio, aunque Paulsen and Wareing (2009) indican que es conveniente reducir el número de impactos durante la manipulación de piezas (rotura internas) y reducir en lo posible la porosidad del manto (para minimizar movimientos posteriores).

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los grandes diques en talud se han protegido durante décadas con mantos bicapa de piezas prefabricadas de hormigón que se colocaban de forma aleatoria (cubo, Tetrápodo, Dolo, etc.). Los mantos bicapa convencionales eran la respuesta adecuada a las grandes incertidumbres y limitaciones de los equipos de construcción de la época ya que ofrecían un gran margen de seguridad entre el Inicio de Averías (IDa) y el Inicio de Destrucción (IDe). Con el paso de los años, la incertidumbre de diseño se redujo y las técnicas de construcción aumentaron de potencia y precisión, esto propició la construcción de mantos monocapa, con la consiguiente reducción del coste de construcción del consumo de hormigón y de las huellas energética y del carbono. En la actualidad, existen por todo el mundo más de 200 diques en talud protegidos con mantos monocapa de piezas de hormigón prefabricadas, sobretodo de Accropode y Core-loc. En la actualidad, salvo condiciones logísticas, climáticas o del terreno muy especiales, no tiene ningún sentido diseñar mantos bicapa para proteger diques en talud, porque existen una variedad de soluciones monocapa que son viables y consumen mucho menos recursos económicos y ambientales que las soluciones bicapa convencionales.

Aunque los mantos monocapa pueden construirse con muchos tipos de piezas, para garantizar la estabilidad hidráulica a largo plazo es imperativo que la compactación heterogénea (HeP) sea pequeña, lo que en la práctica sólo se puede conseguir de tres formas distintas: (1) usando piezas concertadas en mosaico, (2) usando piezas "bulky" trabadas y (3) usando cubípodos con colocación aleatoria.

La fragilidad relativa de las piezas "bulky" (Accropode, Core-loc, Xbloc, etc.) con la que se suelen construir mantos monocapa de piezas trabadas, ha impedido hasta la fecha superar la barrera climática de Hs[m]=9; sin embargo, la aparición reciente de la pieza masiva Cubípodo (ver Medina y otros, 2010 y 2011) permite superar esta barrera y construir mantos monocapa para resistir temporales muy intensos (hasta Hs[m]=15). Comparando la estabilidad hidráulica y los costes de construcción de los mantos bicapa convencionales de bloques cúbicos (B2) con los mantos monocapa (C1) y bicapa (C2) de cubípodos, se puede comprobar que el manto convencional B2 consume más recursos económicos y un consumo de hormigón más de un 60% superior al bicapa de cubípodos (C2). Más aún, el monocapa de cubípodos (C1) consume menos de la mitad del hormigón necesario para el B2 y es la solución óptima general desde le punto de vista económico y ambiental. Además, como el Cubípodo resiste por gravedad y tiende a auto-posicionarse aleatoriamente sobre el talud con porosidad uniforme, no requiere una técnica muy precisa de colocación; mallas de colocación y pinzas de presión convencionales (posicionamiento GPS) son suficientes para lograr una colocación adecuada de los cubípodos. En resumen, los mantos monocapa son preferibles a los bicapa con carácter general ya que reducen considerablemente el coste económico de construcción, el consumo de hormigón y la huella energética y del carbono.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CDTI el soporte financiero para los trabajos de investigación y desarrollo del Cubípodo dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2010).

REFERENCIAS

Besley, P. and Denechere, M. 2009. Single layer armour systems-toe, crest and roundhead details. Proc *Coasts, Marine Structures and Breakwaters 200, ICE, Thomas Telfors Ltd. Vol 1, 128-141.*

Bruce, T., Van der Meer, J.W., Franco, L. and Pearson, J.M. 2009. Overtopping performance of different armour units for rubble mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 56(2009): 166-179.

Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndes, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. y Medina, J.R. 2008. CUBÍPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. *Libro de ponencias del III Congreso Nacional de la ATPyC*, O.P. Puertos del Estado, 187-211.

Dupray, S. and Roberts, J. 2009. Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. *Proc. Coastal., Marine Structures and Breakwaters 2009*, ICE (in press).

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2008. Erosion of cube and Cubipod armor layers under wave attack. *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 3461-3473.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., y Santos, M. 2010. Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos, *Revista de Obras Públicas*, Col. ICCP, Madrid. 157(Nov.): 37-52

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M. 2011. Prototype drop tests of cube and Cubipod armor units. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineerin*g, ASCE, 137(2): 54-63.

Mouquet, A. 2009. Armour unt placement and positioning in 3D real time. Proc *Coasts, Marine Structures and Breakwaters 200, ICE, Thomas Telfors Ltd.* Vol 1, 437-447.

Muttray, M., Reedijk, J.S., Vos-Rovers, I. and Bakker, P. 2005. Placement and structural strength of Xbloc® and other single layer armour units. Proc. *Coast., Struct.and Breakwaters*, ICE, 555-567.

Noya, F., Bajo, V., García E., Pérez-Noguer, J.E. y Vázquez, M. 2011. Colocación de bloques de 53 t concertados en el talud interior del Dique de Punta Langosteira. XI Jornadas españolas de Costas y Puertos, Las Palmas de Gran Canaria, 5-6 mayo 2011 (en prensa).

Paulsen J. and Wareing, A. 2009. An overview of the construction of the Core-loc armoured breakwater at Newbiggin-by-the-Sea, Northumberland. Proc *Coasts, Marine Structures and Breakwaters 200, ICE, Thomas Telfors Ltd. Vol 1, 412-424.*

Shore Protection Manual. 1984. Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missisipi.

4.6. OBRAS MARÍTIMAS, CONSTRUCCIÓN

4.6.1. ADECUACIÓN Y MEJORA DEL PRIMER TRAMO DEL MUELLE DE LEVANTE EN EL PUERTO DE VALENCIA

M.Burgos[1], F.Senent[2]

1. Autoridad Portuaria de Valencia, Avda. Muelle del Túria S/N, C.P.: 46024 Valencia
2. cyes, S.A. Gerencia Marítima. C/J.J. Dominé nº 6 Pta.5 CP 46011 Valencia.

INTRODUCCIÓN

El primer tramo del Muelle de Levante del Puerto de Valencia ha sufrido diversas actuaciones y ampliaciones a largo de su historia. La última de ellas, en los años 80, fue la construcción de un muelle claraboya de 429 m de longitud y 12 m de calado.

La estructura básica de este muelle estaba formada por 26 pórticos a base de pilas de hormigón separadas 16,25 m entre ejes, que servían de apoyo a las vigas cantiles prefabricadas de hormigón pretensado y 110 tn de peso. A su vez en el trasdós de las vigas cantiles existían unos pequeños voladizos de apoyo de las vigas pretensadas de soporte del tablero del muelle claraboya.

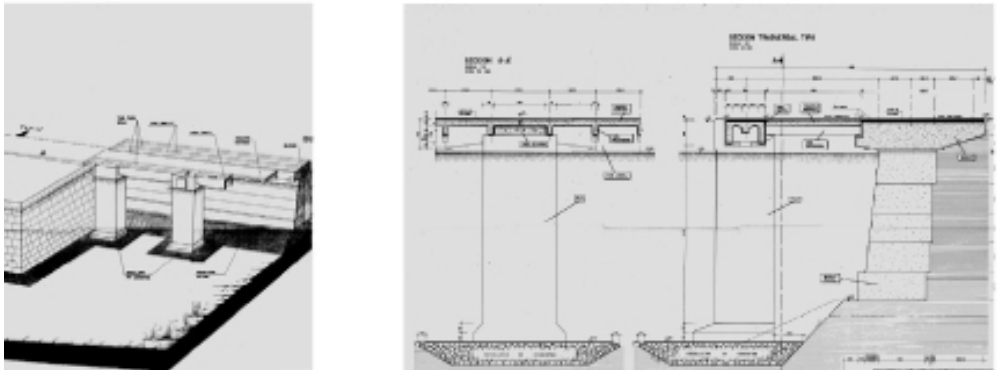


Figura 1. Muelle Claraboya años 80

Graves problemas de corrosión en los voladizos de apoyo de las vigas del tablero del muelle llevaron a la Autoridad Portuaria de Valencia a decidir la paralización de la explotación y posteriormente la demolición del muelle existente y construcción de un nuevo muelle.



Figura 2. Voladizos de apoyo de las vigas del tablero y detalle del estado de corrosión de uno de ellos

La solución proyectada consistía en un nuevo muelle de gravedad de bloques de hormigón prefabricados que se disponían macizando los vanos entre pilas del

muelle existente, fabricando un total de 962 bloques (37 por vano) cuyo peso variaba entre 70 tn para los bloques de la base y 15 tn para los bloques superiores.

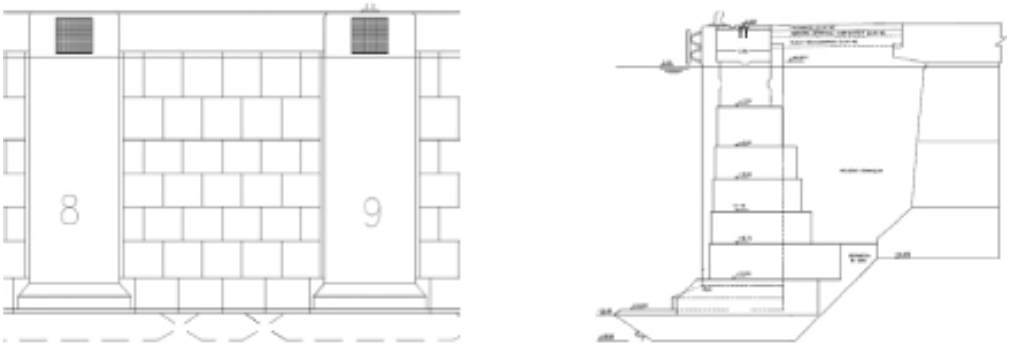


Figura 3. Alzado y sección del muelle de bloques proyectado

La solución de bloques prefabricados presentaba varios problemas:

1. Implicaba la necesidad de ocupación una gran área para el parque de fabricación de bloques, zona de acopio y circulación de maquinaria, etc. en un entorno (puerto) donde la superficie seca es un bien muy escaso.
2. Por otro lado, suponía la acumulación de riesgos en el tiempo y el espacio (movimiento de grandes cargas junto con trabajos submarinos, circulación de vehículos pesados, dragados, etc.).
3. Podía presentar problemas de calidad final debido a posibles asientos diferenciales entre los bloques, que podrían generar juntas abiertas por las que se podrían fugar los finos del material de relleno del trasdós, repercutiendo esto en asientos y roturas del pavimento del muelle acabado.

Por todo ello se decidió ejecutar el muelle a base de grandes bloques "in situ".

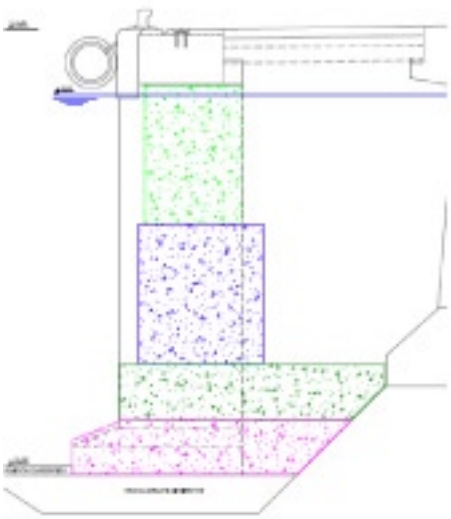


Figura 4. Sección propuesta para el muelle de bloques de hormigón sumergido.

Esta forma de realizar la obra no solo reducía riesgos en la ejecución sino que representaba mejoras estructurales, de calidad final y de plazo y todo ello sin incremento de coste para la propiedad.

Finalmente comentar que los principales condicionantes de la obra fueron su ejecución por fases para mantener la explotación tanto del muelle como del tacón ro-ro existente en el arranque del mismo (con entregas parciales de cada una de las fases) y un plazo de tan solo 5,5 meses para cada una de las fases de más de 200 m longitud.



Figura 4. Planta de la obra y división en fases para su ejecución

PROCESO CONSTRUCTIVO

Dada la peculiaridad de la estructura modulada del muelle que se ha comentado anteriormente, el proceso constructivo de la obra, fue realmente la repetición 26 veces (una por cada vano) de la misma secuencia de actividades: Desmontaje del tablero, rehabilitación de la cara inferior de las bielas, dragado, vertido de banqueta, enrase, muelle de hormigón sumergido, rellenos del trasdós, viga cantil, bases y pavimentos.

A continuación se describe sucintamente los trabajos que se llevaron a cabo en cada una de las actividades que componen el proceso constructivo de la obra.

Desmontaje del tablero y la viga cantil

El desmontaje de los elementos tenía como principal condicionante el uso de medios que no introdujeran en la estructura vibraciones que podrían causar el colapso de la misma debido al avanzado estado de corrosión de algunos elementos estructurales.

Tras el análisis del funcionamiento estructural ponderando el posible mal estado de la armadura inferior del tablero, se diseñó la demolición del muelle como un proceso de deconstrucción que se iniciaba mediante el corte del tablero con sierra de disco de diamante.



Figura 5. Corte del tablero con sierra de diamante

De esta manera se independizaban losas de 50 tn de peso que eran estructuralmente estables después del corte, de manera que no era necesaria la colaboración de grúas soportando las losas durante el corte.

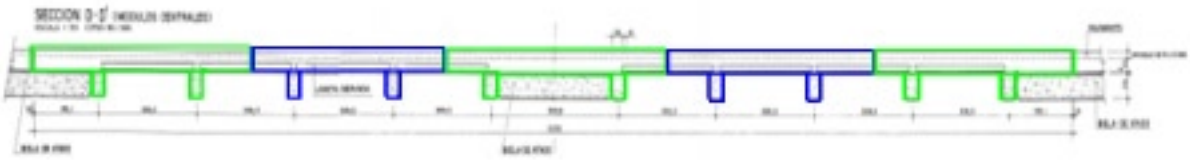


Figura 6. Sección longitudinal del muelle con las losas resultantes después del corte

Para la extracción de las losas cortadas se estudió la ubicación de los puntos de tiro para minimizar la introducción de esfuerzos flectores positivos que la armadura inferior de las losas podría no soportar debido a su posible corrosión. Además se utilizaron eslingas de gran longitud para conseguir la mayor verticalidad posible en el tiro. Una vez cortadas todas las losas del muelle se procedía a su retirada con dos grúas telescópicas de 400 tn, que las llevaban directamente al lugar donde posteriormente se procedía a su demolición.

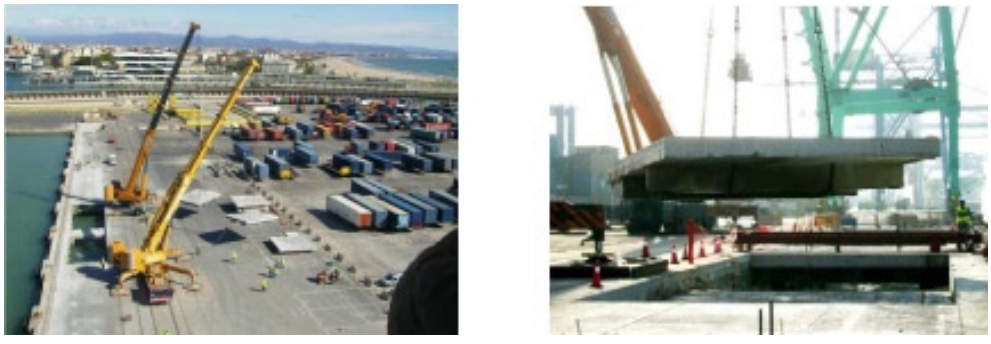


Figura 7. Extracción de losas cortadas

Una vez retiradas todas las losas del tablero, el equipo de extracción de losas procedía a retirar las vigas cantiles de una en una, para lo cual era necesario el tiro conjunto con las dos grúas de 400 tn. A pesar de que el peso de cada viga era de 110 tn, no iniciaban el despegue hasta que el tiro alcanzaba las 150 tn debido a los acodalamientos sufridos tras 30 años de asientos diferenciales del muelle. En algunos casos era necesario introducir vibraciones en la zona acodalada mediante una retroexcavadora con martillo para resolver el acodalamiento.



Figura 8. Aspecto del muelle tras la retirada de losas y vigas cantiles

Dragados, vertido de banqueta y enrase

Finalizada la retirada de losas y vigas se procedía a la realización del dragado del cimiento del nuevo muelle de bloques.

Para la ejecución de la obra, se realizaron tres tipos dragado: Dragado de limpieza entre pilas y en la parte exterior de las pilas, dragado de limpieza bajo bielas y dragado en zanja de cimentación.

La realización de los distintos tipos de dragado (en zanja y de limpieza), la existencia de distintos materiales, las particularidades geométricas de las zonas a dragar y el dragado bajo bielas implicaba la necesidad de movilizar y emplear distintos tipos de equipos en función del tipo de dragado a realizar.



De esta manera el dragado de limpieza de la parte exterior de las pilas hasta la cota -12,25 m y el dragado entre pilas hasta la cota -12,50 m se llevaba a cabo mediante una draga-gánguil equipada con un pulpo de 3 m3 y 8 tn de peso.

Figura 9. Dragado con draga-gánguil y pulpo.

Así el dragado en zanja (por debajo de la cota -12,50 m) en la zona comprendida entre cada dos bielas se ejecutaba por medíos terrestres con grúa de celosía y cuchara bivalva hidráulica.

Finalmente la existencia de las pilas y bielas de unión entre el trasdós de las pilas del muelle adelantado y la alineación del muelle de gravedad imposibilitaba el dragado con draga-gánguil o grúa bajo las bielas, siendo necesario recurrir al uso de una bomba Toyo y manejada por una retroexcavadora con cazo adaptado especialmente para el manejo de la bomba.

Estos dragados se realizaban de forma consecutiva a lo largo de todo el muelle, de manera que, finalizado el dragado bajo biela con bomba Toyo y aprobado el dragado de cimentación por parte de la Dirección de Obra podía comenzarse el vertido de escollera, que se realizaba mediante grúa de celosía y bandeja.

Finalmente, una vez aprobados los perfiles de banqueta por parte de la Dirección de Obra se procedía al enrase de la misma mediante buzos.

Muelle de hormigón sumergido.

Con 19.000 m3 de hormigón sumergido y un total de 104 puestas, el hormigonado de la sección tipo del muelle de hormigón sumergido se dividió en cuatro fases, utilizando un encofrado para la fase 1, otro fase 2 y otro para las fases 3 y 4. Esta actividad era con diferencia la actividad más crítica de la obra, siendo por tanto fundamental la optimización de tiempos y equipos asignados.

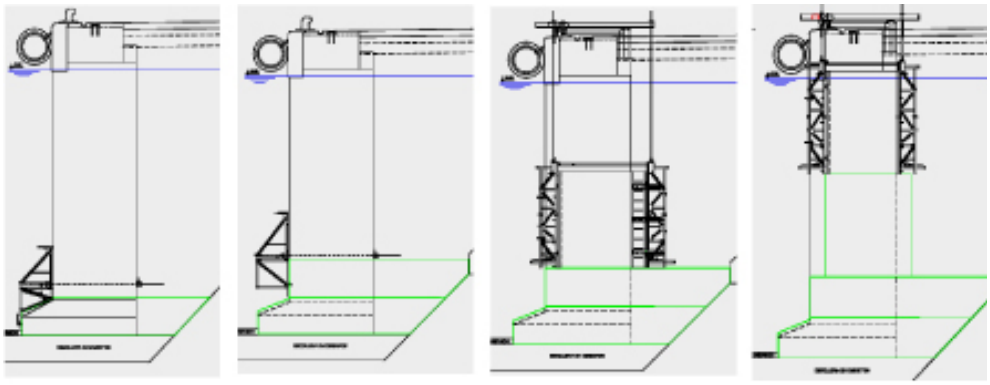


Figura 9. Fases de hormigonado del muelle de bloques de hormigón sumergido

Dentro del hormigonado, el proceso que más recursos consumía era el encofrado de las puestas, por tanto, la clave del éxito de la obra pasaba por el diseño de unos encofrados sencillos y fáciles de manejar. Con este objetivo se diseñaron todos los encofrados que a continuación se describen.

Los encofrados de fase 1 y la fase 2 tenían la misma filosofía de funcionamiento, eran encofrados a una cara que se adaptaban a la geometría de la base de las pilas contra la que quedaban apoyados.

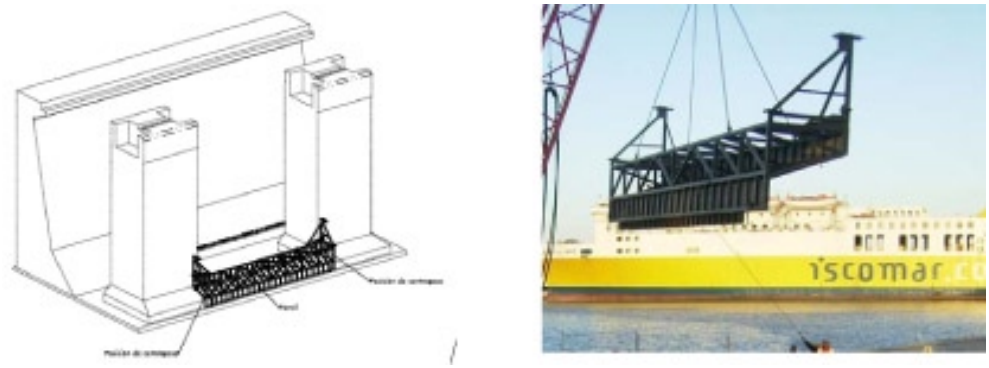


Figura 10. Encofrado fase 1 de las puestas de hormigón sumergido.

Con una longitud de 12 m, una altura de 1,75 m, estaban preparados para una velocidad de ascensión del hormigón dentro del encofrado de 1 m a la hora. Cada uno de ellos se manejaba por un equipo de 4 buzos que realizaba una puesta diaria.

El encofrado de fase 3 y fase 4 era el mismo, adaptándose la geometría del encofrado de fase 3 al de fase 4 mediante el cierre de unos portones traseros abatibles 90º. Estos encofrados tenían una longitud de 12 m, una altura de 4,5

m y una capacidad de 200 m3 para fase 3 y 160 m3 para fase 4. Para su puesta en obra solo era necesario el apriete de 4 barras de 30 mm de diámetro que trabajaban a una tensión de 30 tn y tenían un sistema de desencofrado hidráulico. Para facilitar los ajustes del encofrado a las pilas se dotó al tape frontal de unas tajaderas hidráulicas que permitían un cierre independiente de la parte superior y de la inferior, consiguiendo así un cierto grado de inclinación de la tajadera para adaptarse a posibles desplomes de las pilas. Finalmente para facilitar el manejo del encofrado se adquirió un pescante que permitía mover el panel frontal y el trasero de forma conjunta manteniendo fijada entre paneles el ancho de la puesta a encofrar.

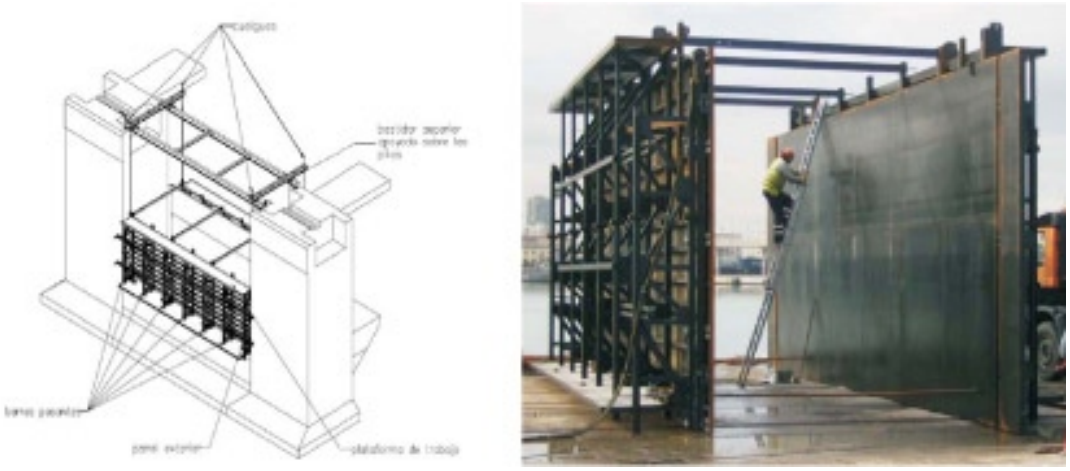
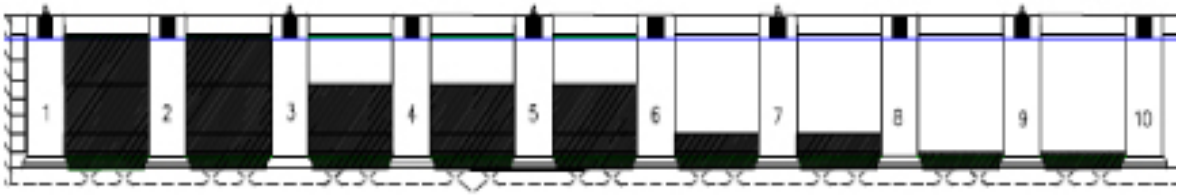


Figura 11. Encofrado fase 3 y 4 de las puestas de hormigón sumergido.

El avance del hormigonado a lo largo del muelle se realizaba de forma escalonada con tres equipos de buzos, cada uno de ellos manejaba el encofrado correspondiente a cada una de las distintas fases. Entre los equipos de fase 1 y fase 2 se dejaban dos puestas de distancia, el equipo que manejaba el encofrado de las fases 3 y 4 hacía un ciclo semanal, realizando 5 puestas seguidas de fase 3 de lunes a viernes, se desencofraba sábado y se adaptaba el encofrado a la geometría de las puestas de fase 4 y se preparaba para encofrar y hormigonar la puesta correspondiente de fase 4 el lunes. De esta manera se minimizaba el número de veces que había que cambiar la geometría del encofrado de puesta 3 a puesta 4 a la vez que se permitía a las puestas de fase 3 coger resistencia antes



de hormigonar sobre ellas las puestas de fase 4.

Figura 11. Avance de las puestas de encofrado a lo largo del muelle.

Finalizado el hormigón sumergido se procedía al relleno del material del trasdós por vertido directo de camiones y posteriormente se ejecutaban las vigas cantiles.

Viga cantil

Se recalculó la viga cantil para las cargas actuales del muelle , teniendo en cuenta el posible asiento de los bloques sobre los que apoya la viga cantil , de manera que esta quedara biapoyada sobre las pilas. El resultado mostró que la armadura de diseño venía dada por la condición de servicio, siendo necesario un aumento del 35% de la cuantía prevista en proyecto. Además se tomó la decisión de galvanizar la armadura para prolongar la durabilidad de la obra.



Figura 12. Evolución grúas terminal Muelle de Levante

La armadura llegaba a la obra en jaulas de acero galvanizado en caliente totalmente montadas, con unas dimensiones de 13,5 x 2,5 x 1,5 m y se colocaban en el interior del encofrado mediante una grúa telescópica.



Figura 13. Jaulas de armadura galvanizada.

Una vez colocada la jaula se terminaba de encofrar la viga cantil y se procedía al hormigonado de la misma, dejando previstos unos conductos para inyectar el apoyo de la viga cantil sobre los bloques en caso de que estos asentaran en un futuro.

Pasados siete días desde el hormigonado de la viga cantil se ejecutaban los rellenos del trasdós de la misma y finalmente se realizaba la pavimentación.



Figura 14. Pavimentación y acabados del muelle.

4.6.3. RECONVERSIÓN DE UN MUELLE PESQUERO EN MUELLE COMERCIAL PROCESO COMPLETO DE PROYECTO A OBRA ADELANTAMIENTO DEL MUELLE DEL ESTE. PUERTO DE A CORUÑA

C. López[1], V.Bajo[2], F. Noya[3], J.M. González[4], R. Gómez[5]

1. Acciona Ingeniería. Anabel Segura 11 28108 Alcobendas, Madrid. clopez9@acciona.es
2. Autoridad Portuaria de A Coruña. Av. de la Marina s/n 15001 A Coruña. vbajo@puertocoruna.com
3. Autoridad Portuaria de A Coruña. Av. de la Marina s/n 15001 A Coruña. fnoya@puertocoruna.com
4. Acciona Ingeniería. Anabel Segura 11 28108 Alcobendas, Madrid. jgherrer@acciona.es
5. Acciona Ingeniería. Anabel Segura 11 28108 Alcobendas, Madrid. rgomeze@acciona.es

INTRODUCCIÓN

La Autoridad Portuaria de A Coruña, con el fin de ampliar la línea de atraque y plataforma de servicio, plantea la transformación de un muelle pesquero del 1900, el Muelle del Este, en uno comercial, y la unión de esté con el muelle comercial ya existente, el Muelle del Centenario.

Se aprovechará la implicación de los ponentes en el recorrido global de este proyecto, desde el diseño hasta la construcción, para contar como ha sido cada una de sus fases y revisar con perspectiva el proceso completo.



Figura 1. Muelle original para tráfico pesquero

PROYECTO

El cambio de uso que sufrirá el muelle, plantea ya desde el principio una serie de retos, pues las nuevas exigencias estructurales a las que se verá sujeto, suponen un importante incremento frente a las que soportaba. Quede ejemplarizado este extremo en los cuatro puntos más significativos:

A. **Variación de calado.** De la cota -6.50 hasta la cota -10.50 ambos referidos al cero del puerto.
B. **Sobrecarga de uso.** De 1 t/m^2, supuesta para un muelle pesquero de la época, a 3 t/m^2 y 6 t/m^2 operación y almacenamiento en la zona del Muelle del Este o 5 t/m^2 y 10 t/m^2 en la del Muelle del Centenario,
C. **Grúa fija.** Sin grúa, a Portainer de 600 t o Postpanamax
D. **Tiro de bolardo.** Original de 12 t cada 20 m, a un tiro de 75 t cada 20 m.

Muelle actual. Recopilación de información.

Se comienza el trabajo estudiando la información disponible, recabando la topografía, batimetría y geotecnia necesarias, y marcando cuáles serán los criterios de diseño.

En este caso se vuelve especialmente relevante el estudio del muelle actual y su estado de conservación. Como se trata principalmente de una remodelación de un muelle actual, no será suficiente con contar con lo que se diseñará y construirá nuevo, sino también lo que otros han diseñado y construido anteriormente.

El muelle en cuestión era una estructura formada por un muro de bloques de hormigón, de 7.20 m en la base y 12.00 m de altura, con bloques máximos de 3.60x2x1.85 m. Se cimienta sobre una banqueta de escollera y tiene un calado supuesto de -6.5 m.

Fueron de especial interés los resultados del estudio geotécnico, que añadían complejidad a la tarea que se perseguía. Se presentan a continuación de forma esquematizada:

· **Estructura.** El estado de conservación del hormigón de los bloques es variable, en coronación es muy deficiente.
· **Banqueta.** El muro de bloques está cimentado sobre una banqueta de 6 m de espesor, con piedras no muy grandes, granítica y contaminada por fangos.
· **Terreno natural.** En un *primer estrato* se encuentra una capa de fangos de potencia variable (del orden de 6 m), están muy poco consolidados, especialmente en la zona mar, aunque justo debajo de la banqueta tienen un grado de consolidación mayor.
Hay un *segundo estrato* formado por jabres provenientes de la degradación del granito, son más plásticos en superficie y mejoran con la profundidad.
Por *último* aparece el granito con bajo índice de degradación, aunque su cota de presentación es muy variable, entre la -20 y la -55.
· **Trasdós.** Curiosamente aparecen una serie de intercalaciones horizontales de fangos arenosos, otros con restos conchíferos y otros de gran plasticidad, que impedirán parcialmente el drenaje vertical y por lo tanto una rápida consolidación ante las nuevas cargas a las que se verá sometido.

Se muestra a continuación una sección tipo del muelle actual, en la que se puede observar claramente todos los elementos descritos anteriormente, incluyendo las características geotécnicas mostradas de forma esquemática.

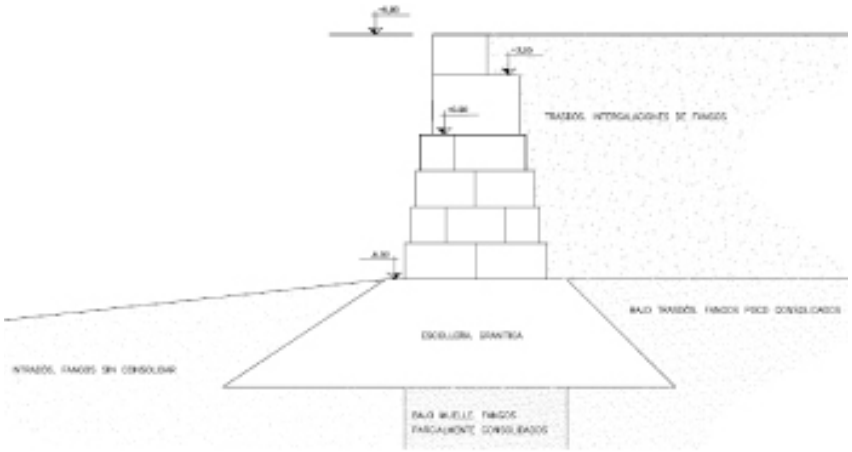


Figura 2. Boceto de muelle original

Como conclusión a esta primera fase se puede extraer que nos encontramos ante un muelle situado en unos **terrenos con baja capacidad portante**, que se va a someter a nuevos **esfuerzos muy exigente**s y que además es el primer muelle del que se tiene noticia que está íntegramente **trasdosado con fangos**.

Estudio de alternativas

Para solucionar los problemas antes expuestos, se barajaron un gran número de alternativas, de las que a continuación se extraen las principales, enumerándolas y citando los elementos que hicieron que se descartasen:

· Adelantamiento de un pilote y apoyo sobre muro original, estabilización con Súper-jet Grouting e inclusiones rígidas en el trasdós, viga pilotada para grúa. Descartada por coste e incertidumbre de pérdida de la lechada y contaminación del puerto a través de la escollera.

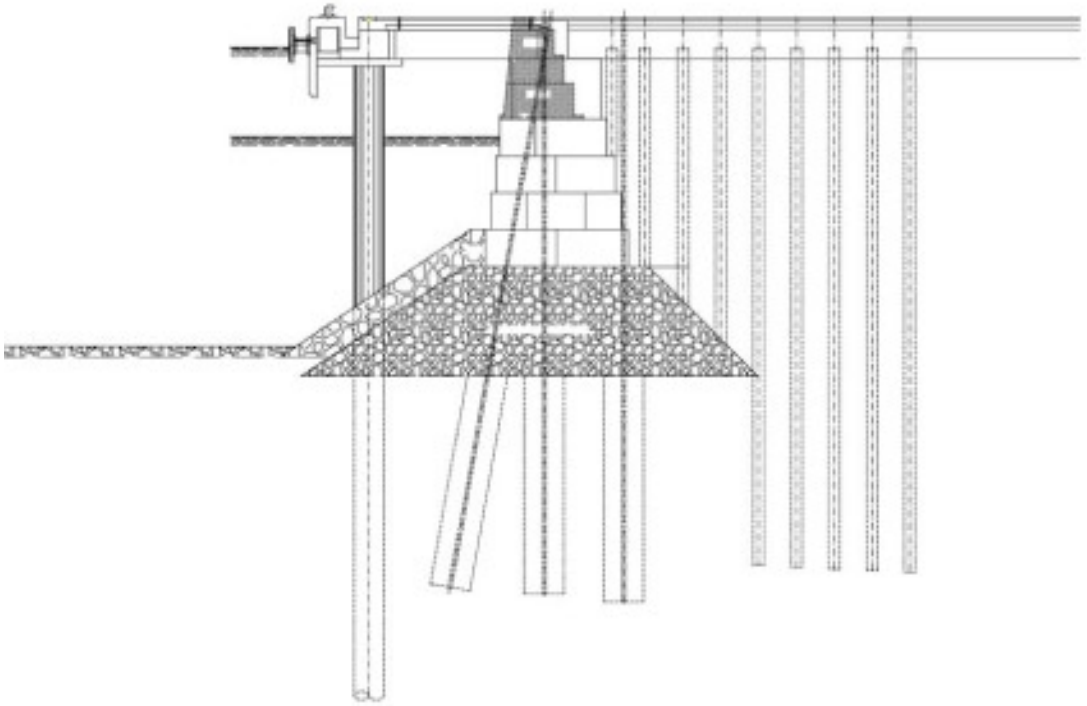


Figura 3. Alternativa Jet Grouting

· Adelantamiento de un pilote y apoyo sobre muro original, con pantalla de pilotes tangentes al pie del muro, cambio de fangos del trasdós por pedraplén con Ø=40º y viga pilotada trasera para pata de grúa. Descartada por coste y gestión medioambiental de fangos.

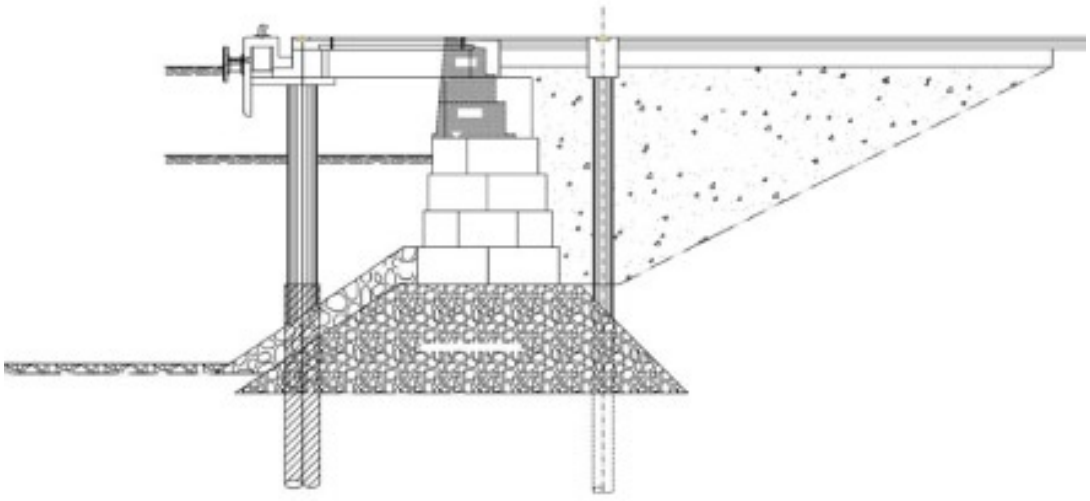


Figura 4. Alternativa Pantalla de Pilotes

· Adelantamiento de 3 pilotes, demolición de muro actual, talud con pedraplén de Ø=40º. Se descarta por coste, gestión ambiental de los fangos y las demoliciones.

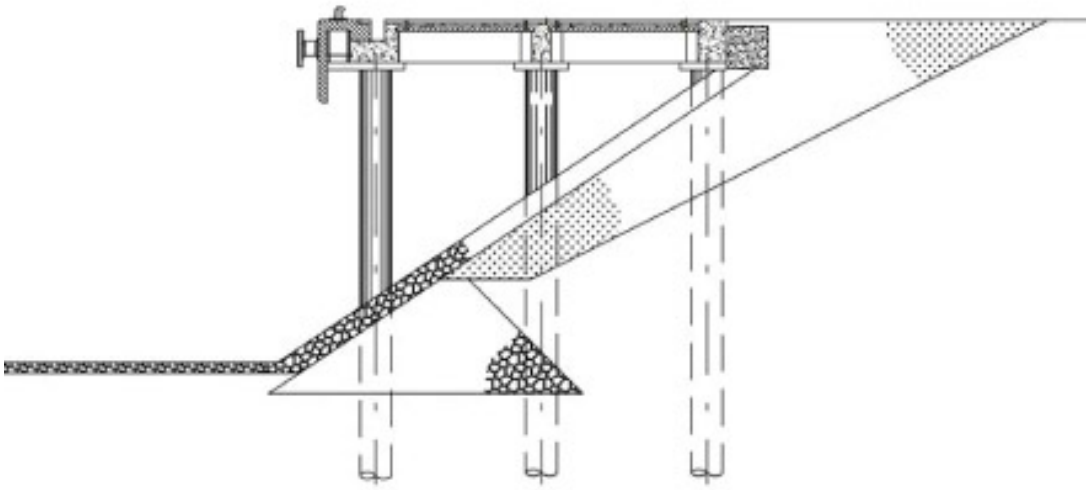


Figura 5. Demolición

· Adelantamiento de dos pilotes en el intradós del muro y un pilote en el trasdós, demolición hasta cota de vigas, apoyo de losa de superestructura y muro de transición. Alternativa elegida por menor coste, y no implicar grandes volúmenes a vertedero ni gestiones de los fangos parcialmente contaminados, ni gran aporte de material de cantera.

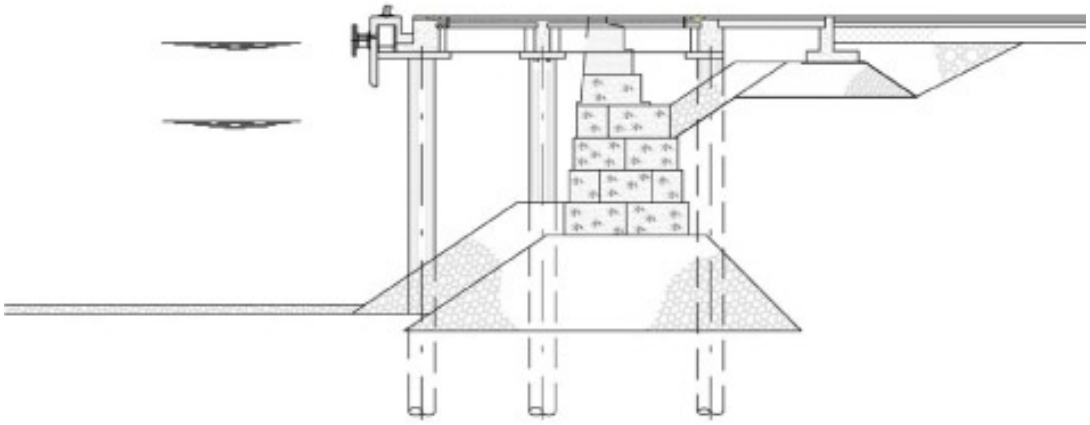


Figura 6. Conservación

Cálculo del proyecto

Con la solución elegida se busca independizar las labores de cada estructura, buscando que cada una trabaje frente a las solicitaciones a las que mejor responde:

· La cimentación profunda mediante pilotes, será la encargada de soportar los grandes tiros horizontales y transmitir las pesadas cargas de la grúa y demás cargas verticales sobre la plataforma, a estrato competente.
· El muro de bloques servirá de contención de tierras, soportando el empuje de estas, minorado por la presencia de la losa de transición y el muro trasero, que consiguen bajar lo máximo posible el punto de aplicación de cargas.

Especial atención mereció la estabilidad del muro de bloques debido a los fangos que lo trasdosan. Fue necesario hacer una estimación prudente de la capacidad de los fangos, ya que presentaban ángulos de rozamiento de solo 7º. Para su diseño y comprobación se utilizaron métodos de equilibrio límite y de elementos finitos.

Una de las herramientas que se manejaron para el estudio de los jabres fueron los presiómetros, resultando extremadamente útiles. También fue importante el

estudio de los esfuerzos parásitos en los pilotes, como el "rozamiento negativo" inducido por la consolidación de los fangos.

EJECUCIÓN EN OBRA

En cuanto a la ejecución de la obra, se comienza con la realización de los pilotes, diferente según nos encontremos en los del lado mar o los del lado tierra.

Los pilotes del lado mar se excavan con camisa perdida, introducida con vibrador para la zona exenta y lodos para el sostenimiento de las paredes, se hace la limpieza de fondo, se coloca la jaula de armaduras y se realiza el hormigonado. En estos pilotes se llega a 11 m desde el cantil en el mar, consiguiéndolo mediante una plataforma metálica en voladizo con un contrapeso desde el cantil actual, que sirve de guía, posicionamiento y plataforma de trabajo segura.

En la figura siguiente se pueden observar las dos pilotadoras trabajando, con varias camisas ya hincadas, e incluso varios pilotes con capitel en la zona izquierda. En la figura 8 la plataforma de guía y trabajo.



Figura 7. Ejecución de pilotes en voladizo



Figura 8. Plataforma de guía y trabajo

Los pilotes terrestres se excavan con camisa recuperable, hincada con collar hidráulico, y con el apoyo de lodos para la sujeción de las paredes por debajo de la camisa. Se realizan directamente desde tierra. Posteriormente lleva el mismo proceso de limpieza, armado y hormigonado que los marítimos.



Figura 9. Secuencia constructiva de pilote terrestre.

Una vez acabados los pilotes se demuele una parte mínima del muro de bloques actual, lo justo para permitir el paso de las vigas sobre este. Se re-perfila el talud en el trasdós y se coloca una protección de escollera con un filtro de geotextil. A continuación se ejecutan las vigas prefabricadas, colocándolas sobre los capiteles al efecto realizados in-situ, y hormigonando los nudos para conseguir crear el entramado hiperestático de fase 1 que luego soportará la losa en etapa de construcción.



Figura 10. Prefabricados colocados sobre capiteles

Las losas se realizan mediante grandes pre-losas prefabricadas que serán colaborantes y servirán de encofrado a la fase final hormigonada in-situ.



Figura 11. Operarios hormigonando la fase final de la losa.

Se realiza el muro trasero y la losa de conexión, que servirán de transición entre la rígida estructura de pilotes y el trasdós, con una mayor susceptibilidad a asientos. Por último se ejecutan los servicios, pavimentos y elementos de amarre y atraque, quedando el muelle rematado.

CONTROL DE OBRA

Se realiza un control de mediciones, calidades y cumplimento técnico del proyecto con un seguimiento continuo de la D.O. y la A.T. Este control no solo se circunscribe en el habitual de comprobación de la labor de la constructora, si no que intenta ir más allá buscando un reestudio continuo de la solución proyectada en función de las incidencias de ejecución.

Esto se escenifica sobre todo en el seguimiento continuo de la ejecución de los pilotes, no solo para asegurar su correcta ejecución, sino para reproyectar cada uno de los 63 pilotes que se realizan, tratando de esta forma, adecuarse a la alta variabilidad geotécnica que presentan los materiales de la zona y que habían mostrado los estudios preliminares.

De esta forma, se realizó un estudio del material excavado y los rendimientos de excavación de la maquinaria, ajustando la longitud de cada elemento en

función de las longitudes de los elementos cercanos y los rendimientos de excavación y el material que estos han mostrado.

Para realizar esta labor fue imprescindible una cuidada recopilación y tratamiento de los datos, el tiempo y la longitud excavada asociados a cada tipo de material y al útil de excavación utilizado, y guardando registro de condicionantes también influyentes, como son la grúa, el maquinista, las condiciones ambientales, hora del día…

En la siguiente figura se muestra un ejemplo del estudio realizado por pilote, con dos gráficas, una de cota frente a tiempo empleado, y una segunda de rendimiento frente a longitud excavada.

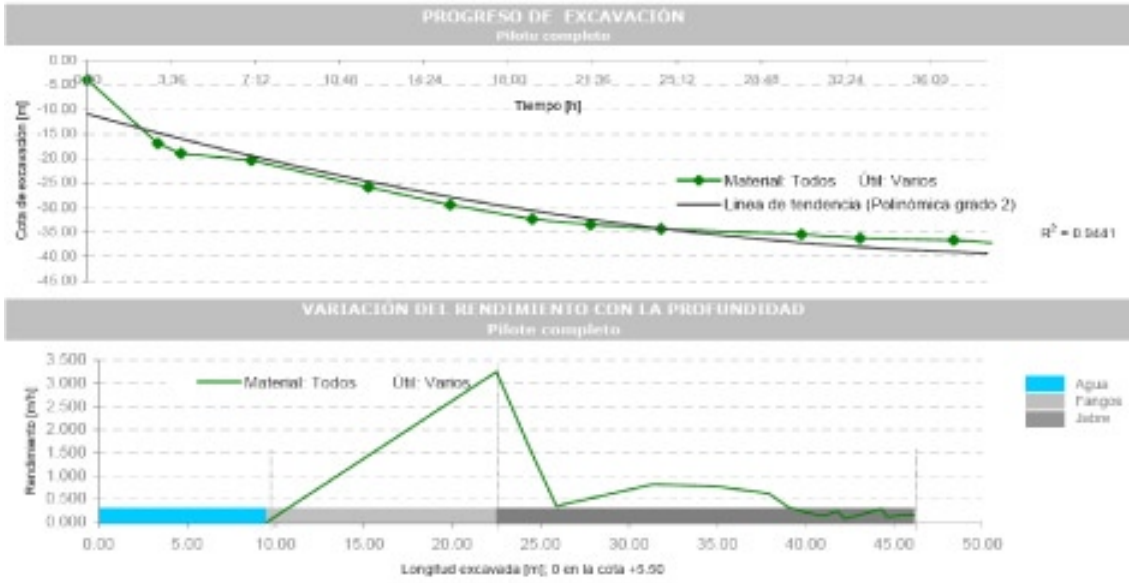


Figura 12. Gráfica pilote marino

Con la recopilación de todos estos datos se crean unas tablas a disposición de la gente a pie de obra, que contaba con un aleccionamiento previo, para poder de esta forma, tomar decisiones informadas, rápidas y directas sobre cada pilote y su cota de finalización.

Se muestra a continuación la figura número 13, se corresponde con la información por pilote, longitud excavada en cada estrato. Durante la obra esta era una tabla en constante transformación a medida que se iban recabando nuevos datos. Permitía de forma muy ágil comparar lo que estaba pasando en los pilotes más cercanos, con los datos que se iban extrayendo sobre el pilote en excavación.

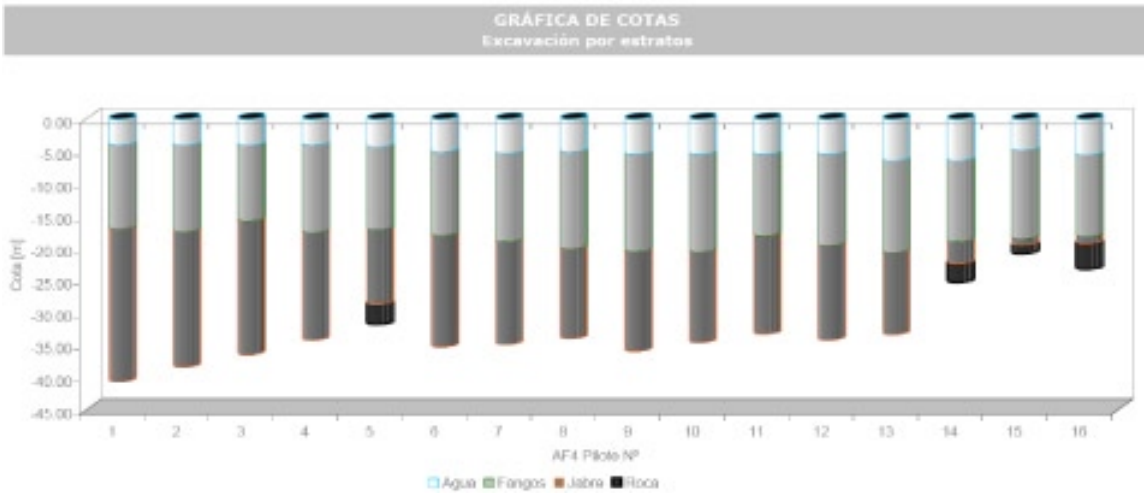


Figura 13. Longitudes de pilotes.

En la figura 14 se pueden ver los rendimientos medios en cada material, extraídos de los datos acumulados por pilote. La media era muy certera para materiales como el jabre o la roca, no tanto para los fangos.

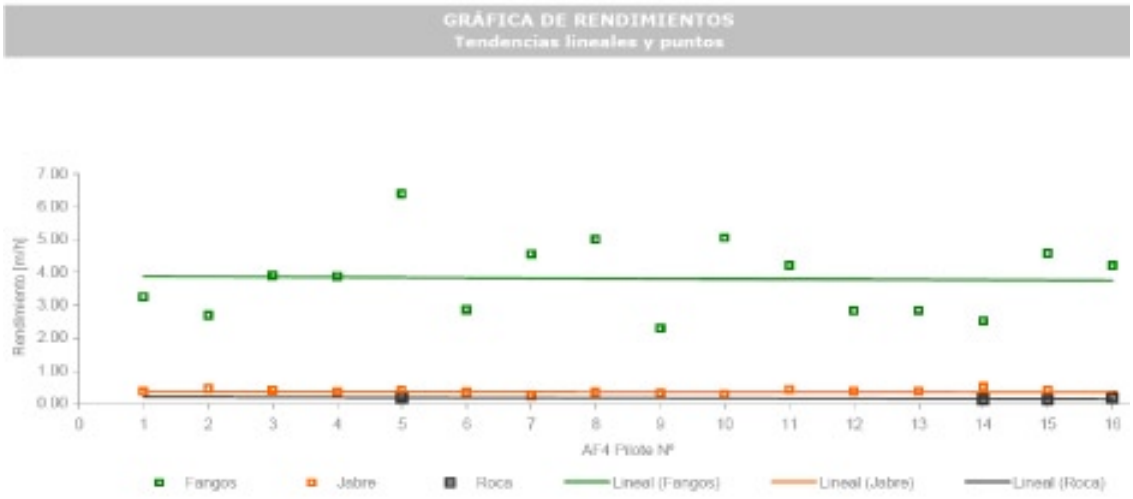


Figura 14. Rendimientos por pilote y material.

A través de este método de control se realizó un ajuste fino de los metros de pilotaje, con longitudes variables de la cota final, control que no se puede hacer en la fase de proyecto, donde el estudio es por zonas con características medias de los terrenos y por lo tanto con longitudes medias. Al final supuso una mejor adecuación a los terrenos, con una mayor seguridad de la bondad de la cimentación de la estructura y a la vez un ahorro en costes.

CONCLUSIONES

Como conclusión general se puede decir que, en esta obra se intentó un acercamiento conjunto al problema, teniendo en cuenta las conexiones entre cada etapa de proyecto que pueden redundar en beneficios de diseño. Pero también las limitaciones inherentes a cada una, que corregidas en etapas posteriores, consiguen un mejor servicio integral, identificado en ajuste de costes para la administración pero sin reducir la seguridad técnica y los objetivos de servicio.

Por último, como resumen de la ponencia, se expone de forma esquemática, las ideas principales que se querían transmitir

A. PARTIDA
- · Proyecto de gran dificultad técnica
- · Altas exigencias. Calados y acciones
- · Terrenos deficientes. Fangos en cimentación y trasdós
- · Muro original con incertidumbre

B. SOLUCIÓN DE PROYECTO
- · Sencillez técnica
- · Medioambientalmente sostenible
- · Coste mínimo

C. DE PROYECTO A OBRA. CICLO ITERATIVO
- · Mismo equipo de inicio a fin. Administración y empresa
- · Conocimiento total de la obra
- · Reducción de costes con igual seguridad y objetivos



Figura 15. Vista general obras rematadas

PONENCIAS DE LAS
XI JORNADAS
ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS

SESIÓN 5

SESIÓN 5

5.1. ESTUDIOS DE CORRIENTES

5.1.1. CORRIENTES RESIDUALES EN LA DESEMBOCADURA DEL GUADALQUIVIR

M. Ortega-Sánchez, S. Bramato, M. Díez-Minguito, D. Navidad, D. García-Contreras M. Á. Losada

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Universidad de Granada. Centro Andaluz de Medio Ambiente. Avda. Mediterráneo s/n, 18006 Granada. miguelos@ugr.es, sbramato@ugr.es, mdiezm@ugr.es, dnavidad@gmail.com, dario77g@gmail.com, mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

Cuantificar el transporte de agua, materiales y biota inducido por corrientes de baja frecuencia es un objetivo central en oceanografía costera. Si bien estas corrientes son inferiores en varios órdenes de magnitud respecto a las mareales instantáneas, juegan un papel determinante en la evolución morfológica a largo plazo, así como en el transporte y distribución de propiedades.

Las corrientes residuales están generadas a través de mecanismos estrictamente nolineales, por ello resultan ser especialmente relevantes en ambientes estuarinos, incluida la zona de desembocadura y plataforma. Los agentes forzadores más estudiados responsables de la generación de corrientes residuales son: (i) el esfuerzo tangencial asociado al viento, (ii) las fuentes de circulación por boyancia y (iii) el forzamiento mareal de origen astronómico. El punto (iii) ya ha sido tratado por este mismo equipo investigador en las X Jornadas de Costas y Puertos.

En este trabajo nos centramos en la evolución de la flecha litoral y en el estudio de las corrientes residuales inducidas por viento (punto (ii)), que se superponen a la corriente litoral, en la desembocadura del estuario del Guadalquivir. El objetivo final del estudio es determinar el transporte de sustancias en la desembocadura y litoral próximo y cuantificar el intercambio de masas de agua entre estuario y plataforma interior. El intercambio de masas de agua y propiedades es asimismo fundamental para entender la morfo-hidrodinámica y el transporte en el propio estuario interior.

ZONA DE ESTUDIO

El estuario del Guadalquivir se encuentra en el SO de la Península Ibérica (36°43'–37°32' N, 5°56'–6°30' W) y mezcla sus aguas con las del Golfo de Cádiz (Océano Atlántico). El estuario comprende, aproximadamente, los últimos 110km del río Guadalquivir, desde su desembocadura en Sanlúcar de Barrameda (véase Fig.1) hasta la presa de cabecera de Alcalá del Río.

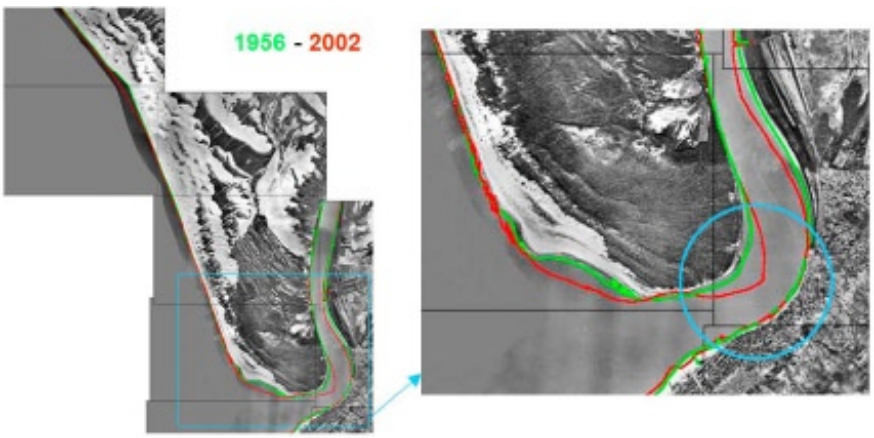


Figura 1. Comparativa de la línea de costa en la desembocadura del estuario del Guadalquivir en los años 1956 (línea verde) y 2002 (línea roja).

El tramo de costa al N de la desembocadura está sufriendo un intenso transporte longitudinal en sentido S. Dicho tramo de costa se encuentra limitado al N por la ría de Huelva, y al S por la propia desembocadura del Guadalquivir. Se estima un retroceso en la línea de costa de 170m en los últimos 240 años. El sedimento que ha sido erosionado en esta zona ha sido transportado hacia la zona de la desembocadura, lo que ha ido produciendo un avance de la misma de unos 180m durante el mismo periodo, así como una traslación del punto neutro que separaba erosión de sedimentación hacia el E. La curvatura de la costa es suave y hacia el mar conforme nos aproximamos a la desembocadura, tiene una alineación media casi NW-SE y una longitud próxima a los 53kms. Las playas tienen, como media, perfiles disipativos caracterizados por suaves pendientes (1/80), sedimento fino-medio (D50 aprox. 0.2mm) y zonas de rompientes de gran anchura. El tramo de costa próximo a la desembocadura conforma lo que comúnmente se denomina flecha de Doñana. Es la zona en la que se ha producido un mayor nivel deposicional debido tanto a aportes fluviales como marítimos. Dado que en la actualidad los aportes fluviales están muy regulados, el avance de la flecha se debe fundamentalmente al transporte de sedimentos longitudinal. Respecto a la batimetría, se observa que la mayor complejidad se presenta en la zona de la desembocadura, debido a la presencia de bajos y al canal de navegación dragado. En el tramo de costa frente a la flecha de Doñana, las batimétricas son más regulares, con pendientes suaves y en general sin presencia de barras.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los oleajes reinantes en la zona, procedentes del sector W, cuando inciden sobre el tramo de costa (Fig.1) generan una deriva litoral hacia el S con capacidad para erosionar y transportar sedimento. Este sedimento procede tanto de la desembocadura de los ríos Tinto y Odiel, al NO, como de los acantilados blandos y playas de arena del entorno. La continuidad en la alineación media del tramo hace que la deriva litoral no encuentra ningún elemento de interrupción hasta la desembocadura. Al llegar a ella, la corriente longitudinal cesa y el sedimento se deposita, produciendo el avance de la flecha.

El crecimiento y la morfología de la flecha dependen del balance entre el oleaje, el viento y la marea, principalmente. En la actualidad la progresiva reducción del prisma de marea ha supuesto una disminución de la capacidad de limpieza del estuario, lo que ha incrementado el avance de la flecha. Este efecto, conjuntamente con la progresiva reducción de las descargas fluviales facilita la penetración del sedimento hacia el interior del estuario, constriñendo la desembocadura. En la Fig.1 se muestran las líneas de costa de los años 1956 y 2002 representadas sobre la ortofoto del año 56. Se aprecia cómo, debido a los procesos anteriormente expuestos, la flecha ha incrementado sus dimensiones y ha penetrado hacia el interior del estuario, disminuyendo la anchura de la sección en la garganta. Además, las ondas de arena presentes en la línea de costa se han propagado hacia el interior. El crecimiento de la flecha ha supuesto una reducción de la anchura del cauce en la zona interior del 50% (de 1042m a 531m).

En 2008 se desplegó una red de monitorización en tiempo real entre la presa de Alcalá del Río y la plataforma continental interior. Los detalles de la instalación y de los equipos pueden consultarse en (Navarro et al. 2011). En lo que respecta a este trabajo, únicamente se ha hecho uso de los datos obtenidos mediante correntímetros perfiladores fondeados a modo de cierre en la desembocadura (Tabla.1) y de una estación meteorológica ubicada en la baliza fija de ayuda a la navegación de Salmedina, frente a la costa de Chipiona.

Nombre estación	Latitud Norte (º)	Longitud Oeste (º)	Prof. (m)	Dist. blanqueo (m)	Duración registro (días)	Frec. de muestreo (min)	Tamaño Celda(m)	Distancia lineal a Broa (km)
δ0	36.7293	6.4951	17.5	0.4	260	20	0.5	10.9
δ1	36.7597	6.4898	15.5	0.5	51	20	0.5	9.1
δ2	36.8018	6.5160	16	0.5	244	20	1	11.6
δ3	36.8378	6.4909	14	0.8	51	20	2	11.1
δ4	36.9110	6.4681	10	0.2	165	20-10	0.5	16.2

Tabla 1. Datos relativos a la instalación de equipos fondeados en la desembocadura del estuario. Los nombres de las estaciones están dados de S a N.

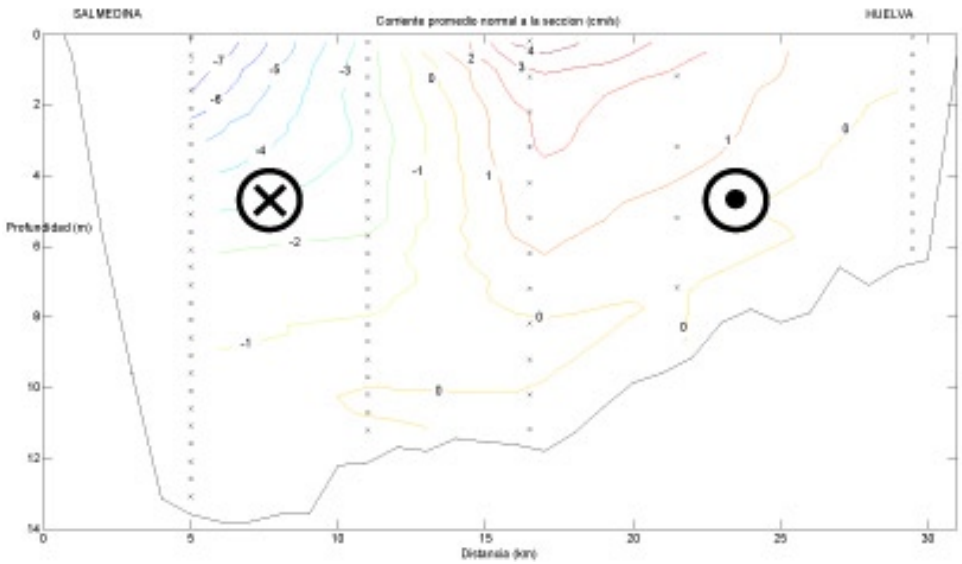
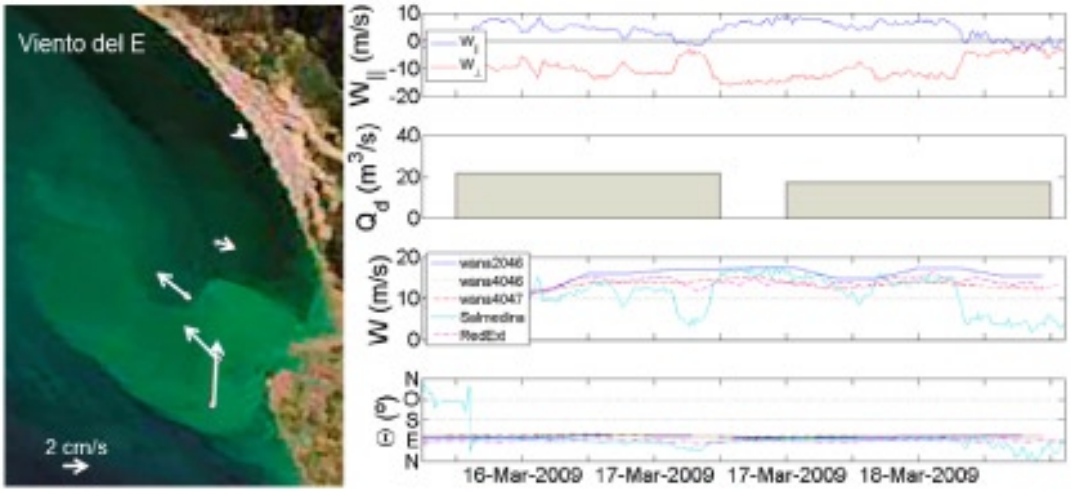


Figura 2. Sección transversal del arco de cierre frente a la desembocadura. La corriente residual se expresa en cm/s. El periodo analizado va desde 4 de julio de 2009 hasta el 10 de agosto de 2009. La corriente es en cada punto normal a la sección. Los valores negativos indican flujo hacia mar abierto. Los valores promedios se han obtenido interpolando a partir de las medidas de corrientes tomadas en los puntos indicados con cruces.

La Fig.2 presenta un mapa de isolineas del módulo de la corriente promedio en toda la sección transversal del arco de cierre. La dirección de la corriente es normal en cada punto a la sección transversal. Los datos se han obtenido interpolando la información registrada por los correntimetros a distintas profundidades (véase los puntos marcados con cruces en la Fig.2.). Valores negativos indican flujo hacia mar abierto. Se observa que existen dos regiones diferenciadas: (1) una donde el flujo va hacia mar abierto (al S, en Salmedina), que se encuentra a la izquierda de la desembocadura mirando hacia mar y (2) otra donde el flujo apunta hacia estuario adentro a la derecha y en el centro de la sección. Más de la mitad de la sección está compuesta por flujo hacia dentro, sin embargo cuando el flujo va hacia mar la corriente residual es más fuerte (hasta 7 cm/s).

Figura 3. Panel izquierdo: Corrientes residuales promediadas en la vertical obtenidas bajo vientos dominantes del E. Las corrientes se han superpuesto a una imagen del satélite MERIS obtenida durante esas condiciones (vientos fuertes del E) el 18/03/2008, 10:47:19. El origen de las flechas indica la posición del instrumento. Conjunto de paneles a la derecha: (primero) Velocidad del viento paralelo y perpendicular a la línea de costa del Coto de Doñana registrado en la baliza de Salmedina, (segundo) caudal descargado por la presa de Alcalá del Río, módulo (tercero) y dirección (cuarto) de la velocidad del viento en diferentes estaciones. El instante de tiempo final coincide con la fecha en la que la imagen vía satélite fue tomada.



Se ha analizado la correlación entre viento y corrientes residuales seleccionando un periodo de fondeo en el que las descargas desde la cuenca, que contribuyen a estratificar la columna de agua, fueran despreciables. Se han determinado las corrientes residuales para vientos procedentes de los cuatro puntos cardinales principales y para las direcciones de procedencia dominantes en la zona, a saber, N, S, E, O, NO, OSO, ESE, NE. En la Fig.3 (panel izquierdo) se muestran las corrientes residuales promediadas en la vertical para vientos, por ejemplo, de procedencia E. Éstos inducen una corriente neta en la columna en dirección NW, aproximadamente, en los equipos en los que el fetch es suficiente (δ1 y δ2). La corriente costera reduce su magnitud, pero se mantiene en dirección SE. Las corrientes residuales obtenidas en δ3 y δ4 son muy inferiores al resto. Este cambio de sentido con respecto a los equipos fondeados más al S genera vórtices, como bien puede apreciarse en el penacho que muestra la imagen vía satélite sobre la que se superponen las corrientes en la Fig.2.

La correlación entre el penacho boyante del Guadalquivir y corrientes residuales es aceptable. La proximidad a la costa del equipo δ4 hace que la dinámica aquí registrada sea distinta al resto; en esta zona, los procesos costeros cobran especial importancia. El equipo δ0 presenta una elevada excentricidad de la elipse de marea de la componente M2. Esto parece sugerir que el intercambio principal de masas de agua entre el estuario y la plataforma se realiza por la margen S.

De igual modo para otras direcciones de procedencia del viento se obtienen buenas correlaciones con las corrientes residuales y (visuales) con las imágenes del satélite MERIS bajo las mismas condiciones. A escala submareal, el viento domina la circulación en la plataforma interior. La respuesta de la columna de agua a los cambios de viento es en esta zona prácticamente inmediata. Las correlaciones entre corriente promedio-mareal y viento a tiempo cero presentan coeficientes de correlación tan elevados como 0.7.

AGRADECIMIENTOS

El estudio está financiado por el MICINN (CTM2009-10520, *Intercambio de masas de agua y de energía potencial entre el estuario del Guadalquivir y la plata-*

forma continental interior), por la JA (P09-TEP-4630, *Influencia de los procesos litorales multiescala en la gestión costera*) y por la Agencia Andaluza del Agua.

REFERENCIAS

M. Díez-Minguito, D. García-Contreras, S. Bramato, J. Ruiz, J. L. Fernández y M. A. Losada (2010) "Modelo de circulación mareal y submareal en estuario del Guadalquivir", X Jornadas Españolas de Puertos y Costas, Santander. ISBN: 978-84- 86116-11-8.

Navarro, G., F.J. Gutiérrez, M. Díez-Minguito, M.A. Losada, J. Ruiz (2011). "Temporal and spatial variability in the Guadalquivir estuary: a challenge for real-time telemetry". Ocean Dynamics, Vol.61(6), 753-765.

5.1.2. REFLEXIÓN DE LA ONDA DE MAREA EN EL ESTUARIO DEL RÍO GUADALQUIVIR

A. Baquerizo, M. Díez-Minguito, S. Bramato, M.A. Losada

Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Universidad de Granada. Centro Andaluz de Medio Ambiente. Avda. Mediterráneo s/n, 18006 Granada. mdiezm@ugr.es, abaqueri@ugr.es, sbramato@ugr.es, mlosada@ugr.es

INTRODUCCIÓN

El estuario del Guadalquivir se encuentra en el SO de la Península Ibérica (36º43'–37º32' N, 5º56'–6º30' W) y mezcla sus aguas con las del Golfo de Cádiz (Océano Atlántico). El estuario comprende, aproximadamente, los últimos 110km del río Guadalquivir, desde su desembocadura en Sanlúcar de Barrameda (véase Fig.1) hasta la presa de cabecera de Alcalá del Río, que es el último punto de control de caudal del río Guadalquivir y el límite físico de la propagación de onda de marea.

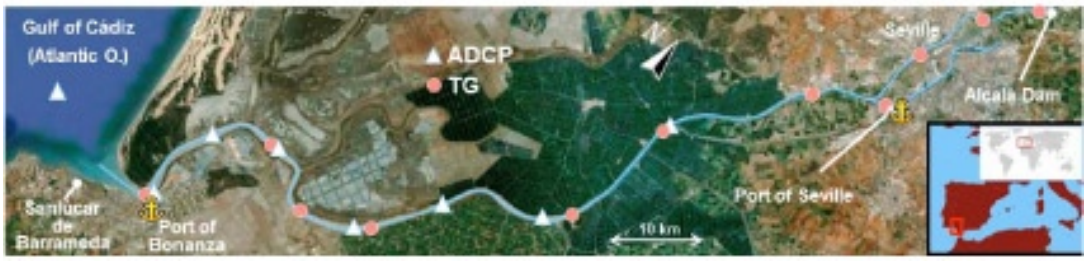


Figura 1. Zona de estudio. Incluye la ubicación de los equipos de la red de monitorización empleados en este trabajo, compuesta por correntímetros perfiladores (triángulos blancos) y mareógrafos (círculos magenta). El origen de coordenadas longitudinal al cauce se ha establecido en la desembocadura, concretamente, en la Broa de Sanlúcar (36°46.78 N, 6°23.45 W). El ramal a la altura de Sevilla, separado del cauce principal por una esclusa, forma parte de las instalaciones del Puerto de Sevilla.

El estuario es convergente con un suave decrecimiento exponencial cuya longitud de convergencia está próxima a los 60km. La profundidad media es de 7.1m, y las secciones transversales varían desde 4525m2 en el fondeadero de Bonanza (véase Fig.1) hasta 580m^2 a pie de presa de Alcalá del Río. La carrera de marea en la desembocadura es mesomareal.

El estado actual del estuario es consecuencia de su propia evolución natural y, no en menor medida, de las numerosas modificaciones que se han venido realizando, principalmente desde el siglo XVIII, en el cauce. Se han ejecutado cortas, se ha ampliado la anchura y la profundidad del cauce principal, se han desecado marismas y reducido las zonas intermareales, se han construido embalses, y se realizan labores periódicas de dragado para garantizar un calado mínimo en el canal de navegación hasta el Puerto de Sevilla.

A pesar del interés socio-económico y ambiental del estuario, ha sido escasa la atención que ha recibido la propagación de la onda de marea hasta fechas recientes, comparado con otros estuarios europeos. Uno de los trabajos pioneros en la hidrodinámica del estuario del Guadalquivir es el realizado por Álvarez et al. (2001). Estos autores observaron que la constituyente semidiurna M2 mantiene una elevada amplitud a lo largo de todo el estuario, lo que interpretan como un fenómeno de resonancia inducido por la presencia de la esclusa de Sevilla, ubicada, aproximadamente, a 85km de la desembocadura.

En este trabajo, se revisa la propagación mareal en el estuario del Guadalquivir a partir de los datos registrados en la extensa campaña de monitorización del estuario que tuvo lugar a lo largo de tres años, entre el 2008 y el 2011 (Navarro

et al. 2011). El estudio comprende tanto el análisis armónico de elevaciones y corrientes, como la localización de nodos y antinodos de las constituyentes armónicas y su separación en trenes incidentes y reflejados a partir de las series temporales medidas en diferentes posiciones en el tramo más próximo a la presa. Los resultados apuntan a que la reducida atenuación de algunas de las constituyentes, entre ellas las semidiurnas, se debe a la reflexión mareal en la presa de Alcalá del Río.

RED DE MONITORIZACIÓN

En 2008 se desplegó la red de monitorización en tiempo real entre la presa de Alcalá del Río y la plataforma continental interior. Los detalles de la instalación y de los equipos pueden consultarse en (Navarro et al. 2011). En lo que respecta a este trabajo, únicamente se ha hecho uso de los datos obtenidos mediante los correntímetros y mareógrafos indicados en la Fig.1. Seis correntímetros perfiladores (ADCPs), instalados en el interior del estuario, proporcionan un vector de corriente por metro en toda la columna de agua y 4 perfiles cada hora. Estos equipos se completan con un correntímetro fondeado en la plataforma interior y otro, propiedad de Puertos del Estado, ubicado en Bonanza. El nivel del mar se ha registrado mediante 11 mareógrafos fondeados a lo largo del cauce. Los mareógrafos proporcionan un dato de nivel en mbar cada 10min. El mareógrafo ubicado en el fondeadero de Bonanza, también propiedad de Puertos del Estado, recoge datos desde 1992.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A partir de datos registrados en los instrumentos instalados al inicio de la campaña de monitorización, se ha analizado la amplitud de la onda de marea y las corrientes en régimen de aguas bajas o bajo dominio mareal (Díez-Minguito et al. 2011) y se ha determinado qué procesos de transformación son los dominantes en los diferentes tramos de estuario.

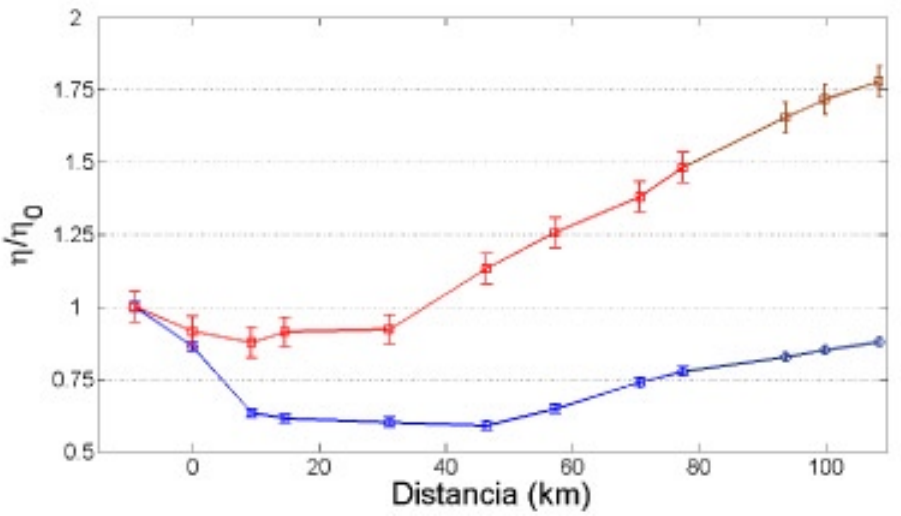


Figura 2. Amplitud relativa de marea a lo largo del estuario durante mareas vivas (curva inferior de color azul, fecha 29/09/2008) y muertas (curva superior de color rojo, fecha 08/10/2008). Las amplitudes están normalizadas al valor observado en la plataforma interior. Estos son, η_0*=3.16m en vivas y* η_0*=0.97m en muertas.*

En la Fig.2 se puede observar que la onda de marea, al propagarse hacia el interior del estuario, reduce su amplitud. Esto ocurre tanto en mareas muertas como en vivas, aunque de forma más significativa en las últimas. Este primer tramo, en el cual la pérdida de energía por fricción se impone a la ganada por la convergencia del cauce (Savenije 2001), alcanza hasta, aproximadamente, el km 18. En los siguientes 20 km, algunos menos para mareas muertas, la carrera de marea

no varía sustancialmente. Esto sugiere que en el tramo central el efecto de la fricción sobre las elevaciones se compensa con el efecto de la convergencia del cauce. Aguas arriba, la carrera de marea comienza a aumentar, siendo su crecimiento mayor en mareas muertas puesto que la fricción es mayor durante las mareas vivas. Como se puede observar en la Fig.2, las elevaciones no solo crecen hasta la esclusa del Puerto de Sevilla (pkm 85, aprox.), que es hasta donde Álvarez et al. 2001 disponen de medidas, sino hasta prácticamente la misma presa de Alcalá (el último mareógrafo se ubicó a 1.5km de la presa). No se observa, además, un cambio de comportamiento, dentro de las barras de error, entre los puntos kilométricos 60 y 110 que sugieran algún tipo de influencia de la esclusa en la dinámica. Al menos, en la carrera de marea. Tampoco se observan cambios bruscos en la sección que justifiquen el incremento. Como se verá más abajo, el efecto de la reflexión mareal es dominante en este tramo.

Esta caracterización se pone de manifiesto igualmente en el análisis armónico (Pawlowicz et al. 2002). En la Fig.3 se muestran los resultados para las constituyentes M2, K1 y M4 como representantes de mayor amplitud de las constituyentes semidiurnas, diurnas y cuartidiurnas. Los resultados se comparan con los obtenidos por Álvarez et al. 2001, obteniéndose un acuerdo razonable hasta la esclusa entre ambos conjuntos de datos. El comportamiento hiposíncrono del primer tramo queda plasmado en las constituyentes más energéticas, a saber, las semidiurnas y las diurnas (Fig.3). Ambos grupos de constituyentes absorben una buena parte del amortiguamiento de la señal mareal completa observada. Semidiurnas y diurnas igualmente heredan el comportamiento de la señal completa de equilibrio en el tramo central, e hipersíncrono en el último tercio del estuario. La amplificación en el tramo alto para las diurnas es menor que para las constituyentes de mayor frecuencia (Prandle and Rahman, 1980).

La Fig.3 (panel inferior, izquierdo) muestra para la sobremarea M4 un importante crecimiento de la amplitud. Presenta un máximo local en torno al km20, un cuasi-nodo aproximadamente en el km60 y un cuasi-antinodo (máximo absoluto) en la presa. En el análisis armónico de las velocidades longitudinales (no mostrado) se observa que el máximo para la constituyente M4 se encuentra próximo al nodo de la elevación (y el nodo de la velocidad a pie de presa coincide con el máximo de la elevación).

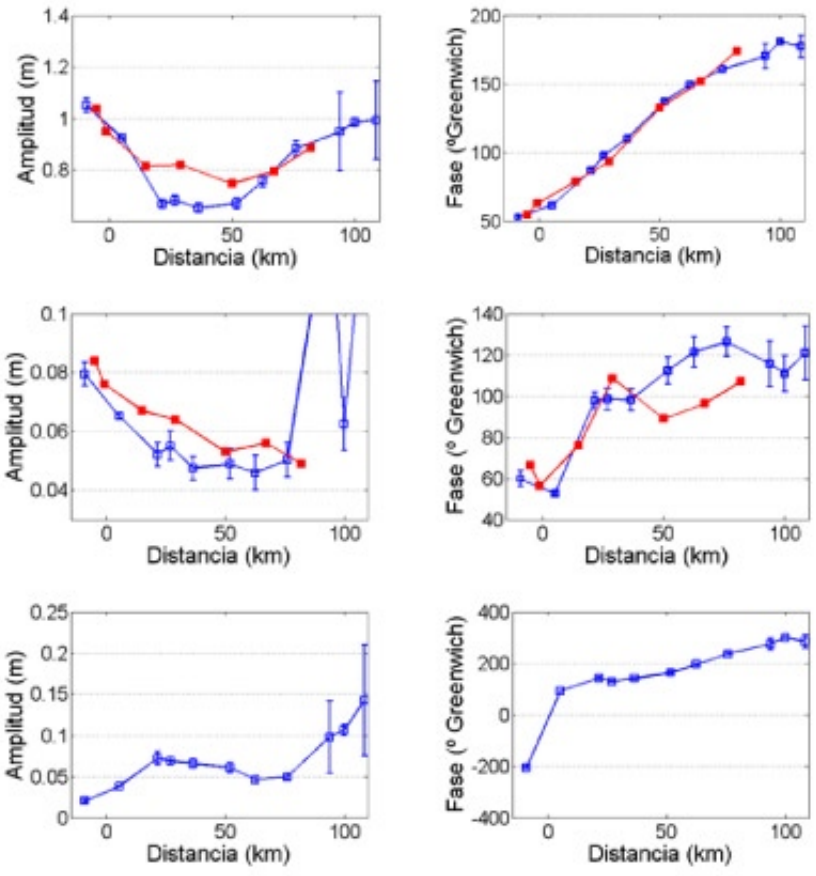


Figura 3. Variación longitudinal de amplitudes (columna izquierda de paneles) y fases (columna derecha) las constituyentes armónicas M2 (fila superior de paneles), K1 (fila central) y M4 (fila inferior) de las elevaciones. Los paneles muestran en azul (cuadrados huecos, barra de error) los datos obtenidos durante la campaña de 2008-2011 comparados por los obtenidos por Álvarez et al. 2001 (en rojo, cuadrados rellenos, sin barra de error).

Este comportamiento sugiere un comportamiento estacionario en la propagación de onda, en particular, para las constituyentes sobremareales (corroborado más tarde por el elevado coeficiente de reflexión obtenido para las sobremareas). Para comprobar esto, se ha determinado el desfase entre la pleamar y la estoa de llenante, obteniendo valores del orden de un octavo de onda en la desembocadura y prácticamente valores nulos en el último tramo, lo que confirma el carácter parcialmente estacionario de la oscilación en el tercio alto. La onda de marea alcanza con suficiente energía la presa de Alcalá del Río y se refleja en ella generando un régimen oscilatorio parcialmente estacionario, responsable del incremento de elevaciones en el último tramo de estuario.

Con el fin de obtener el orden de magnitud de la cantidad de energía que se propaga hacia el interior (incidente) y la que se propaga en dirección contraria (reflejada) se ha utilizado un método análogo al propuesto por Baquerizo (1995) que en lugar de considerar el desarrollo en serie de Fourier de las series de superficie libre, descompone las señales en los armónicos asociados a las diferentes constituyentes. Su aplicación se realiza bajo la hipótesis de que la marea se propaga por un canal de profundidad y anchura constante, lo que queda justificado por el comportamiento unidimensional de la marea en el estuario.

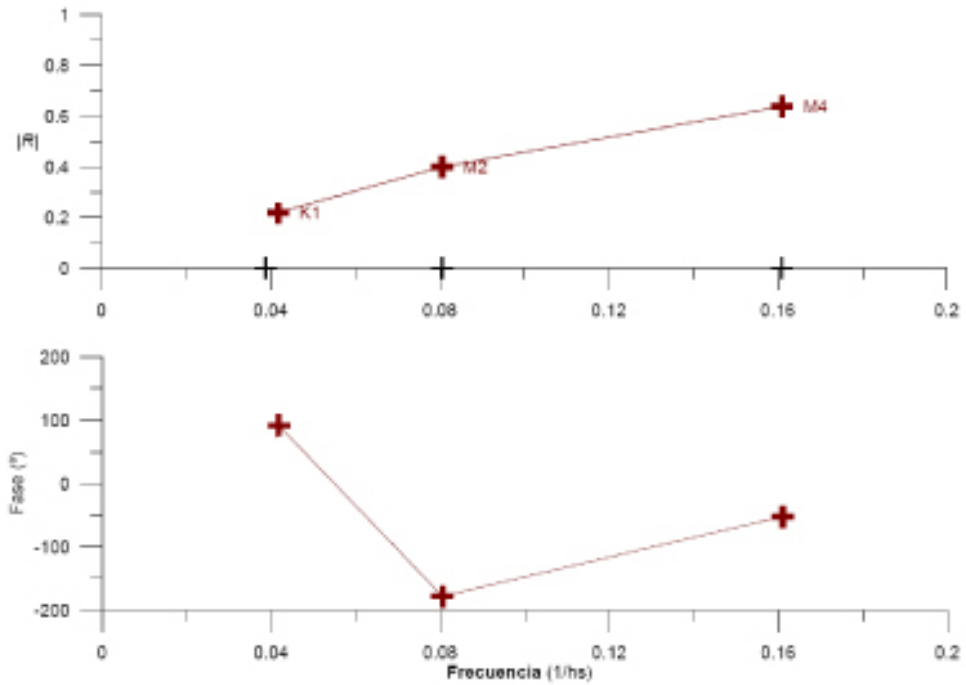


Figura 4. Módulo y fase del coeficiente de reflexión dependiente de la frecuencia R en el tramo de 15km próximo a la presa.

La Fig.4 muestra el módulo del coeficiente de reflexión cuyo cuadrado es proporcional a la tasa de energía reflejada por unidad de energía incidente y cuya fase representa la diferencia de fase entre la onda reflejada e incidente. Se obtiene para la constituyente M4, que el coeficiente de reflexión es, aproximadamente, 0.6 y su desfase es próximo a $-\varpi/4$. Debe señalarse que se trata de un valor representativo de todo el tramo de 15 km considerado Para las constituyentes semidiurna M2 y diurna K1, los coeficientes de reflexión son, respectivamente, 0.45 y 0.25. El coeficiente es, por tanto, dispersivo en frecuencias. La dinámica cuasi-estacionaria genera nuevas corrientes residuales las cuales pueden afectar, entre otros factores, a la distribución de sólidos en suspensión y a la morfología del lecho. Estos aspectos son analizados en otro trabajo (Díez-Minguito et al. 2011).

CONCLUSIONES

Este estudio sugiere que la reflexión de la onda de marea en la presa de Alcalá del Río es el mecanismo responsable del incremento de la carrera de marea. Este incremento se evidencia en las constituyentes mareales de distintos periodos, a saber, diurnas, semidiurnas y sobremareas. Se han determinado los coeficientes de reflexión, los cuales son dispersivos en frecuencia, obteniéndose el mayor valor para las frecuencias cuartidiurnas. La reflexión induce una dinámica cuasi-estacionaria en el último tramo del estuario que genera corrientes residuales las cuales pueden afectar, entre otros factores, a la distribución de sólidos en suspensión y a la morfología del lecho.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido subvencionado por el Ministerio de Ciencia e Innovación (proyecto CTM2009-10520/MAR) y por la Consejería de Innovación Ciencia y Empresa de la Junta de Andalucía a través del proyecto P09-TEP-4630 y de un convenio entre la Universidad de Granada y el Consejo Superior de Investigaciones Científicas (este último gestionado por la Autoridad Portuaria de Sevilla).

REFERENCIAS

Álvarez, O., B. Tejedor y J. Vidal (2001). "La dinámica de marea en el estuario del Guadalquivir: un caso peculiar de 'resonancia antrópica'". Física de la tierra, 13, 13-24.

Baquerizo, A. (1995). "Reflexión del Oleaje en Playas. Métodos de Evaluación y de Predicción". Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria, Santander. 180 pp.

5.1.6. ESTUDIO DE CORRIENTES SUPERFICIALES EN EL GOLFO DE VIZCAYA A PARTIR DE DATOS DE RADAR HF

L. Solabarrieta[1], A. Rubio[1], A. Fontán[1], R. Medina[2], S. Castanedo[2], L. Ferrer[1], V. Fernández[3], J. Mader[1], M. González[1]

1. AZTI-Tecnalia. Herrera Kaia - Portualdea s/n, 20110 Pasaia. lsolabarrieta@azti.es.
2. Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". C/ Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011 Santander. raul.medina@unican.es
3. Qualitas Remos. C/ Toronga, 31, Madrid. vicente.fernandez@qualitasremos.com

INTRODUCCIÓN

El golfo de Vizcaya es una región del océano Atlántico norte que baña las costas del norte de España y suroeste de Francia; constituye un mar de transición entre los mares fríos del norte y los templados del trópico, que comprende la zona que va desde el cabo Fisterra (A Coruña, España) hasta la punta de Penmarc'h (Bretaña, Francia) (Figura 1). La característica geográfica más importante del golfo de Vizcaya es la fuerte discontinuidad en la orientación de la costa: este-oeste a lo largo de toda la costa española y norte-sur a lo largo de la costa francesa. La plataforma continental española, denominada plataforma Cantábrica, es estrecha y uniforme (30-40 km), mientras que la anchura de la plataforma continental francesa es mayor y se amplía con la latitud (50-180 km).

La circulación atmosférica en las latitudes medias del Atlántico norte está gobernada por la existencia de dos centros principales de actividad: la zona anticiclónica alrededor de los 40º N, centrada cerca de las Azores, y el área de baja presión centrada sobre los 60º N, cerca de Islandia. Entre estas dos áreas, los vientos predominantes son del oeste a suroeste, siendo más fuertes en invierno y más débiles y menos regulares en verano (OSPAR, 2000). En el mar Cantábrico, los vientos predominantes son del suroeste en otoño e invierno, provocando hundimiento de las masas de agua en costa, mientras que son del noroeste en primavera y verano, favoreciendo eventos de afloramiento. Sin embargo, los patrones anuales promedio revelan una gran variabilidad interanual, principalmente durante marzo y abril.

La compleja batimetría, junto con la distribución estacional de los vientos dominantes, condiciona en buena parte la circulación general en el golfo de Vizcaya (e.g. Bardey et al., 1999; Lavín et al., 2006). La mayoría de las masas de agua presentes tienen su origen en el Atlántico norte o son el resultado de la interacción entre aguas formadas en el Atlántico con otras de origen mediterráneo. En la Figura 1 se puede ver un esquema de la hidrodinámica de la zona, que está dominada por: (1) una circulación anticiclónica débil en la parte oceánica del golfo de Vizcaya; (2) una corriente de talud con un flujo que se dirige hacia el Polo (Iberian Poleward Current, IPC). La IPC circula hacia el este a lo largo del norte de la península Ibérica, hasta que se encuentra con la costa francesa y se ve obligada a girar; (3) un afloramiento costero que se hace particularmente evidente a lo largo de la costa occidental de la península Ibérica. Este proceso es el resultado de la persistencia de los vientos de primavera y verano, con dirección sur sobre la plataforma. También existen afloramientos costeros en la costa francesa y en la costa norte peninsular; y (4) una circulación de plataforma gobernada por la combinación de los efectos de las mareas, las corrientes costeras inducidas por el flujo de los principales ríos y el viento (OSPAR, 2000).



Figura 1. Circulación general en el golfo de Vizcaya (Ferrer et al., 2009).

Actualmente existe una falta de conocimiento de los patrones de circulación en el golfo de Vizcaya debido a que los registros que han permitido describir las corrientes se han tomado de forma puntual. Para paliar esta falta de conocimiento, en el año 2009 la Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología del Departamento del Interior del Gobierno Vasco incorporó un sistema de radar de Alta Frecuencia (en adelante llamado radar HF, High Frequency) al Sistema de Oceanografía Operacional del País Vasco. Las medidas del radar complementan otras medidas superficiales de corrientes y constituyen un elemento de indudable valor para el estudio y seguimiento de la dinámica costera, siendo asimismo de gran interés para evaluar la capacidad predictiva espacial y temporal de los modelos hidrodinámicos. El objetivo principal de este trabajo es presentar los patrones medios mensuales de la corriente superficial en el SE del golfo de Vizcaya, obtenidos mediante los datos radar HF.

DATOS Y MÉTODOS

La tecnología radar HF se aplica en el sector oceanográfico para obtener mapas de corrientes superficiales y estados de mar en un entorno próximo a la costa. El radar HF es una técnica novedosa en el campo de la oceanografía, con un gran potencial para describir las corrientes costeras. Estos sistemas son capaces de cubrir los huecos que otras tecnologías remotas tienen en estas zonas, dando medidas de las corrientes con una relativamente amplia cobertura espacial y una alta resolución espacio-temporal. Permiten además, disponer del dato en tiempo real, por lo que se convierten en herramientas de incalculable valor en el campo de la oceanografía operacional, con múltiples aplicaciones para el sector marítimo en diversos campos de la gestión activa del medio marino costero, entre otros, el salvamento. Por otro lado, estos datos también tienen un gran interés para la validación y calibración de los modelos numéricos de previsión oceánica de corrientes marinas y oleaje, especialmente cerca de costa.

El sistema costero de radar HF del País Vasco es un sistema CODAR y está operacional desde principios de 2009. Su configuración consiste en dos estaciones de tipo SeaSonde LR, operando con una frecuencia de 5 MHz, localizadas en cabo Higer y en cabo Matxitxako, que emiten a lo largo de radiales con un ancho de banda de 40 KHz y con una potencia radiada promedio de 40W (Figura 2). Este sistema de largo alcance permite obtener datos horarios sobre las corrientes superficiales con una resolución de 6 km, cubriendo un área de hasta 10.000 km^2. La precisión teórica en el dato de corriente oscila entre 2 y 3 $cm \cdot s^{-1}$, con una resolución temporal horaria y una resolución espacial angular de 1 a 5 grados.

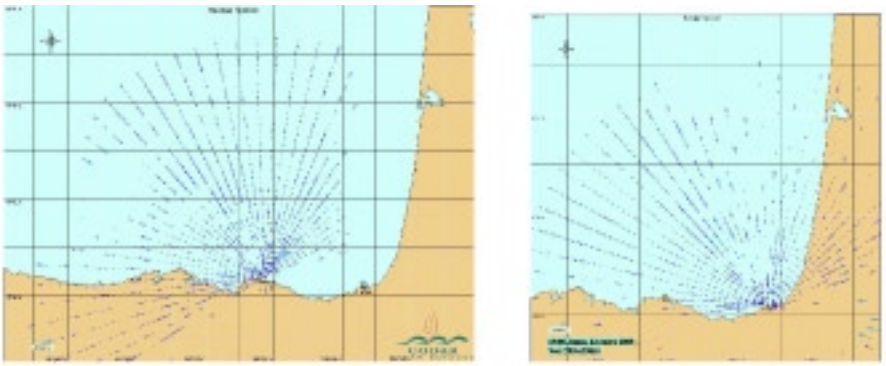


Figura 2. Imágenes de las radiales de las antenas de Matxitxako e Higer, respectivamente.

A partir de la señal recibida a lo largo de las radiales se calcula la velocidad superficial de la corriente en la dirección de esa radial y con una resolución de 5º. La información de ambas antenas se promedia mediante un ajuste de mínimos cuadrados en los nodos de una malla regular, ortogonal, y con una separación entre nodos de unos 5 km, generando mapas de corrientes superficiales. Como criterio de calidad, para asegurar que el dato tenga la información ortogonal suficiente, se impone la condición de que el ángulo entre radiales sea superior a 30º. Además, se impone que las velocidades radiales sean inferiores a 100 $cm \cdot s^{-1}$,

ya que en la zona de estudio no es de esperar que la velocidad total supere ese valor. Mediante estas condiciones se disminuye el número de datos por nodo pero se aumenta la calidad de los mismos.

En este estudio se han recopilado los datos disponibles de las corrientes superficiales en el SE del golfo de Vizcaya, para el año 2009. Además de los datos radar HF, se han utilizado los datos facilitados por las boyas de Donostia y Matxitxako (Gobierno Vasco), instaladas con anterioridad en la zona de estudio, y que sirven para validar tanto las medidas del radar como los resultados de los modelos numéricos oceanográficos (Figura 3).

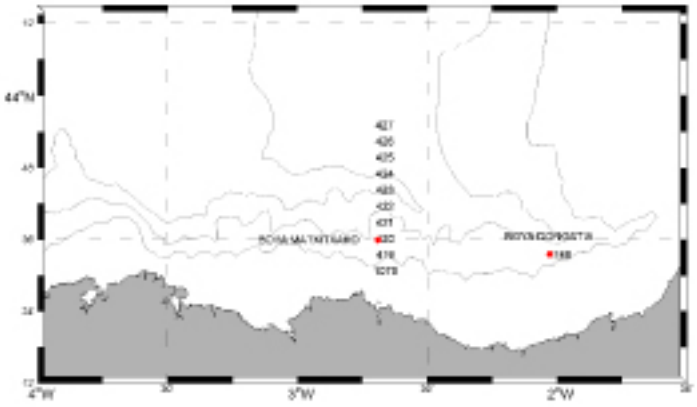


Figura 3. Situación de la línea ficticia con nodos radar frente al cabo Matxitxako, y de las boyas de Matxitxako y Donostia (con sus correspondientes nodos radar). Se han representado las batimétricas de 200, 1000 y 2000 m.

Los datos radar han sido tratados mediante controles de calidad rutinarios para asegurar la validez de los mismos. Para comparar y validar los datos disponibles de radar con los de las boyas de Matxitxako y Donostia, se analizaron distintos parámetros estadísticos, verificando su buena correlación.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados del radar HF muestran una clara estacionalidad a lo largo del año 2009, encontrando diferencias significativas en términos de corrientes superficiales entre los meses de verano (agosto y septiembre) y de invierno (noviembre, diciembre, enero y primera mitad de febrero).

Durante los meses de invierno, el radar refleja un patrón ciclónico sobre el talud, con corrientes promedio que llegan a alcanzar los 60 cm·s-1 hacia el este, frente a cabo Matxitxako, que se intensifican sobre la batimétrica de 1000 m. Esta intensificación sugiere que se trata de la señal superficial de una corriente con cierta coherencia vertical y que se ve afectada por la batimetría, por lo que podemos relacionarla con la señal superficial de la IPC descrita por diversos autores (Frouin et al., 1990; Haynes y Barton, 1990; Pingree y Le Cann, 1990, 1992a, 1992b; Herrera et al., 2008). En la Figura 4 se puede ver la circulación media de noviembre.

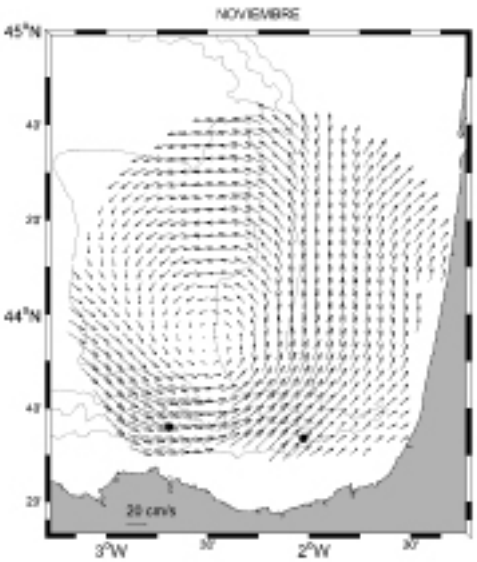


Figura 4. Patrón de la circulación media para noviembre de 2009, obtenido mediante radar HF.

Durante los meses de verano, el patrón de corrientes es anticiclónico con valores del orden de 20 cm·s^{-1}, frente a cabo Matxitxako, que se intensifican con los vientos del noreste. Se observa que la corriente superficial sobre el talud en verano tanto, frente a la costa cantábrica, como frente a la francesa, invierte su sentido con respecto al de invierno. En la Figura 5 se puede ver la circulación media de septiembre.

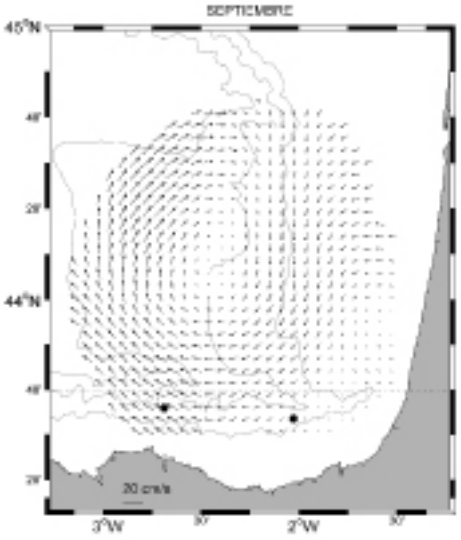


Figura 5. Patrón de la circulación media para septiembre de 2009, obtenido mediante radar HF.

El resto de los meses se pueden considerar como patrones de transición, con gran variabilidad espacial y gran alternancia en el sentido de la corriente sobre el talud cantábrico. Concretamente, esta alternancia se intensifica durante los meses de abril a julio.

Los meses de enero, febrero, junio, septiembre y noviembre presentan las corrientes más intensas, superando medias mensuales de 10 $cm \cdot s^{-1}$ en la mayor parte de la malla de nodos radar. Durante el resto de los meses, las corrientes han sido inferiores a 5 $cm \cdot s^{-1}$ en la mayor parte del dominio, salvo en zonas localizadas. Los meses con corrientes más fuertes son los meses con menor variabilidad espacial, mientras que los meses con corrientes más débiles presentan mayor variabilidad espacial.

Durante los meses de invierno, se han observado corrientes favorables al hundimiento de masas de agua en la costa francesa; por el contrario, durante la mayoría de los meses de transición, se han producido corrientes favorables al afloramiento, de acuerdo a lo descrito por diversos autores (Wooster et al., 1976; Blanton et al., 1984). La señal de la corriente de talud es bastante clara durante los meses de invierno y verano y difícilmente perceptible durante los meses de transición.

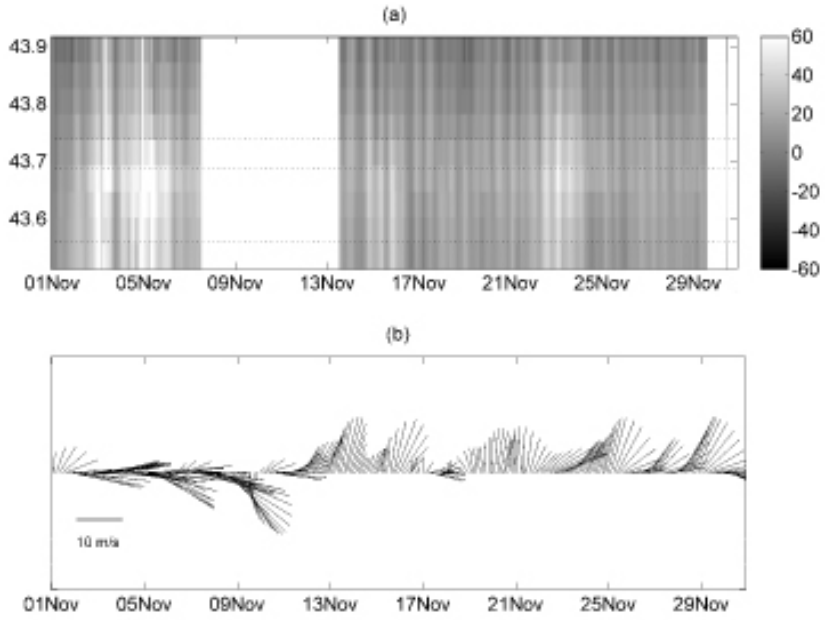


Figura 6. (a) Componente longitudinal de la corriente superficial ($cm \cdot s^{-1}$) frente a cabo Matxitxako en noviembre de 2009, obtenida a partir de datos radar HF. Las líneas discontinuas representan la localización de las batimétricas de 200, 1000 y 2000 m. (b) Vectores de viento ($m \cdot s^{-1}$) obtenidos a partir del modelo meteorológico en la localización de la boya de Matxitxako.

Se ha comprobado que la intensidad y persistencia de la circulación superficial sobre el talud cantábrico depende en gran medida del régimen de vientos predominante, de manera que durante el invierno, se intensifica con el predominio de vientos del suroeste, mientras que en verano, la circulación se invierte, con vientos del noroeste y nordeste. Ejemplos de los meses de noviembre y septiembre de 2009 son mostrados en la Figura 6 y Figura 7, respectivamente.

Los resultados sugieren la existencia de patrones de circulación cerrados y muy marcados sobre el talud de la esquina SE del golfo de Vizcaya, tanto ciclónicos como anticiclónicos; asimismo, se observan pequeñas diferencias en cuanto a su posición de unos meses a otros. Cabe citar que diversos autores han destacado la intensa actividad en términos de mesoescala existente en esta zona, entre los cañones de Cap Ferret y Cap Breton (Pingree y Le Cann, 1992b; García-Soto et al., 2002; Serpette et al., 2006; Caballero et al., 2008). Su aparición parece ligada a una circulación intensa sobre el talud, aunque los mecanismos de formación aún están por elucidar. Le Cann y Serpette (2009) apuntan a diferentes mecanismos (que presentan efectos opuestos sobre la circulación en el talud) como responsables de las intensificaciones de la corriente y el desarrollo de inestabilidades a lo largo de la vertiente cantábrica, entre ellos: el rotacional del viento, efecto beta topográfico y planetario o el efecto de los gradientes horizontales de densidad entre plataforma y talud.

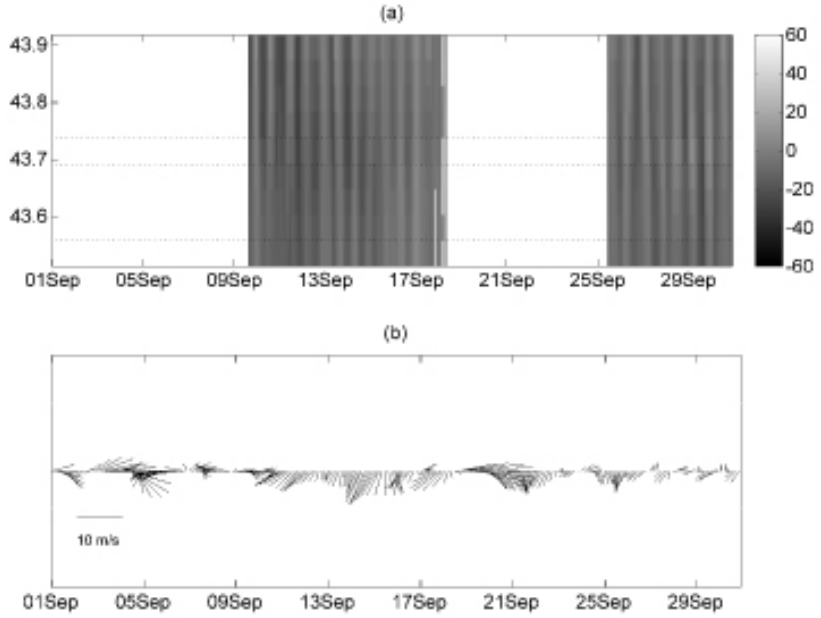


Figura 7. (a) Componente longitudinal de la corriente superficial (cm·s^{-1}) frente a cabo Matxitxako en septiembre de 2009, obtenida a partir de datos radar HF. Las líneas discontinuas representan la localización de las batimétricas de 200, 1000 y 2000 m. (b) Vectores de viento (m·s^{-1}) obtenidos a partir del modelo meteorológico en la localización de la boya de Matxitxako.

El análisis más detallado de los campos de radar HF disponibles durante los próximos años en combinación con otros datos in situ y remotos, como el índice NAO – North Atlantic Oscillation (ver García-Soto et al., 2002) o los datos de los ADCPs de las boyas de talud en la vertical, y aquellos derivados del uso de modelos numéricos permitirá ahondar en la descripción de las propiedades dinámicas de dichas estructuras y su relación con los mecanismos de forzamiento citados.

Como muestran estudios anteriores en la zona del golfo de Vizcaya (Rubio et al., 2010), a escalas temporales más cortas, la variabilidad está dominada por la marea y las oscilaciones inerciales. Concretamente, destaca la importancia que las ondas inerciales tienen en términos de su contribución a la variabilidad de la circulación y a la generación de mezcla vertical.

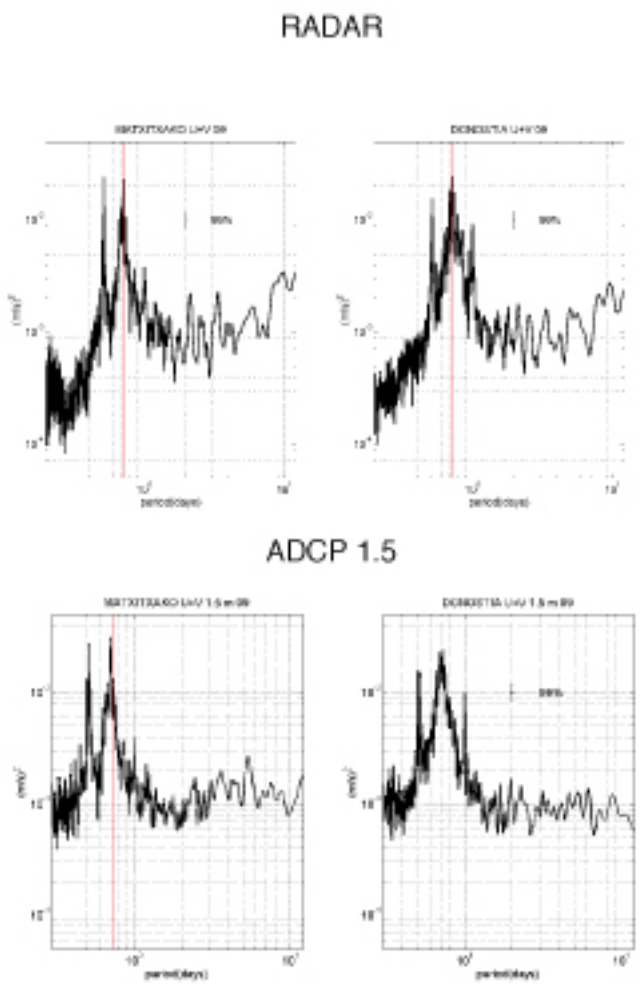


Figura 8. Espectros de las corrientes obtenidas mediante el radar HF (en superficie) y las boyas de Matxitxako y Donostia (a 1,5 m de profundidad), para el año 2009.

En la comparación de las series de datos de corrientes obtenidas mediante el radar HF y los ADCPs de las boyas, se observa que, en general, el contenido energético del espectro es muy similar (Figura 8). Los principales picos de variabilidad son coincidentes, así como las diferencias espaciales observadas entre las boyas, que indican que en la zona de Donostia las corrientes superficiales están más afectadas por el viento que en Matxitxako.

CONCLUSIONES

Los patrones de corrientes observados en las medidas del radar HF durante el año 2009 coinciden con otras estructuras referidas previamente. Estas correspondencias son en algunos casos muy claras, como la señal superficial de la IPC en invierno y los procesos de afloramiento y hundimiento de masas de agua en la costa francesa. En cambio, los patrones ciclónicos y anticiclónicos cerrados, observados sobre el talud, sólo habían sido identificados hasta el momento en zonas cercanas situadas entorno a 44º N-2,5º O, aproximadamente. Existe una variabilidad estacional clara, con patrones típicos de verano y de invierno. Se espera poder constatar las variaciones interanuales existentes en el golfo de Vizcaya (Gil, 2003) mediante el estudio de esta fuente de datos en años sucesivos. La comparación de los espectros de las series de datos radar HF y las medidas ADCPs de las boyas, muestran la capacidad del sistema radar para medir campos bidimensionales de corrientes de alta variabilidad temporal y determinar los patrones de variabilidad espacial.

Por otro lado, en este estudio se ha mostrado que las características de la circulación superficial sobre el talud dependen en gran medida del régimen de vientos predominante, de manera que durante el invierno se intensifica la circulación con el predominio de vientos del suroeste, mientras que en verano la circulación se invierte, con vientos del noroeste y nordeste. Asimismo, se ha observado

que el régimen estacional de vientos favorece eventos de afloramiento estival y hundimiento invernal de masas de agua en la costa francesa. Sin embargo, en la zona de estudio la tendencia global es al hundimiento (Valencia et al., 2004), tal y como se ha observado en los resultados de este trabajo. El estudio de los datos radar a más alta frecuencia, en combinación con datos de viento disponibles (observados o bien fruto de simulaciones numéricas de suficiente resolución), será de especial interés en un futuro para mejorar el entendimiento de los mecanismos que dirigen la circulación superficial en la zona.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este trabajo desean agradecer la puesta a disposición de la información empleada en el mismo por los siguientes organismos: Dirección de Atención de Emergencias y Meteorología del Departamento del Interior del Gobierno Vasco, operador de los radares HF y del sistema de Oceanografía Operacional del País Vasco; MeteoGalicia, por proporcionar información meteorológica complementaria; y Qualitas Remos por su soporte técnico sobre la tecnología de los radares HF. Este estudio ha sido realizado gracias a la financiación recibida de diferentes fuentes: beca predoctoral de Centros Tecnológicos Iñaki Goenaga, concedida a Lohitzune Solabarrieta; Departamento de Industria, Innovación, Comercio y Turismo del Gobierno Vasco (programa ETORTEK, proyecto ITSASEUS y programa SAIOTEK, proyecto EMODIS); y Unión Europea a través de la cooperación transnacional Aquitania-Euskadi (programa INTERREG, proyecto LOREA).

REFERENCIAS

Bardey, P., Garnesson, P., Moussu, G., Wald, L., 1999. Joint analysis of temperature and ocean colour satellite images for mesoscale activities in the Gulf of Biscay. International Journal of Remote Sensing, 7, 1329-1341.

Blanton, J.O., Atkinson, L.P., Fernández, F., Castillejo, F., Lavín, A., 1984. Coastal upwelling off the Rias Bajas. Galicia, northwest Spain. I. Hydrographic studies. Rapports et Procès-Verbaux des Réunions du Conseil International pour l'Exploration de la Mer, 183, 79-90.

Caballero, A., Pacual, A., Dibarboure, G., Espino, M., 2008. Sea level and Eddy Kinetic Energy variability in the Bay of Biscay, inferred from satellite altimeter data. Journal of Marine Systems, 72, 116-134.

Ferrer, L., Fontán, A., Mader, J., Chust, G., González, M., Valencia, V., Uriarte, Ad., Collins, M.B., 2009. Low-salinity plumes in the oceanic region of the Basque Country. Continental Shelf Research, 29, 970-984.

Frouin, R., Fiúza, A.F.G., Âmbar, I., Boyd, T.J., 1990. Observations of a poleward surface current off the coasts of Portugal and Spain during winter. Journal of Geophysical Research, 95(C1), 679-691.

García-Soto, C, Pingree, R.D., Valdés, L., 2002. Navidad Development in the Southern Bay of Biscay: Climate change and swoddy structure from remote sensing and in situ measurements. Journal of Geophysical Research, 107(C8), 3118, doi: 10.1029 / 2001JC001012.

Gil, J., 2003. Changes in the pattern of water masses resulting from a poleward slope current in the Cantabrian Sea (Bay of Biscay). Estuarine, Coastal and Shelf Science, 57, 1139-1149.

Herrera, J.L., Rosón, G., Varela, R.A., Piedracoba, S, 2008. Variability of the western Galician upwelling system (NW Spain) during an intensively sampled annual cycle. An EOF analysis approach. Journal of Marine Systems, 72, 200-217.

Lavín, A., Valdes, L., Sánchez, F., Abaunza, P., Forest, A., Boucher, J., Lazure, P., Jegou, A.M., 2006. The Bay of Biscay: the encountering of the ocean and the shelf. En: Robinson, A.R. & Brink, K. (Eds.). The Sea, Vol. 14B: The Global Coastal Ocean. Interdisciplinary Regional Studies and Syntheses. Harvard University Press, 933-1001.

Le Cann, B., Serpette, A., 2009. Intense warm and saline upper ocean inflow in the southern Bay of Biscay in autumn-winter 2006-2007. Continental Shelf Research, 29, 1014-1025.

OSPAR, 2000. OSPAR Quality Status Report 2000, Region IV. Bay of Biscay and Iberian Coast. OSPAR Commission, London, 134 pp. Pingree, R.D., Le Cann, B., 1990. Structure, strength and seasonality of the slope currents in the Bay of Biscay region. Journal of the Marine Biological Association of the U.K., 70, 857-885.

Pingree, R.D., Le Cann, B., 1992a. Anticyclonic Eddy X91 in the Southern Bay of Biscay, May 1991 to February 1992. Journal of Geophysical Research, 97(C9), 14353- 14367.

Pingree, R.D., Le Cann, B., 1992b. Three anticyclonic Slope Water Oceanic eDDIES (SWODDIES) in the southern Bay of Biscay in 1990. Deep-Sea Research, 39, 1147-1175.

Rubio, A., Fontán, A., Lazure, P., González, M., Valencia, V., Ferrer, L., Mader, J., Hernández, C., 2010 submited. On the seasonal to tidal variability of currents and temperature in waters of the continental slope, southeastern Bay of Biscay. Journal of Marine Systems.

Serpette, A., Le Cann, B., Dolas, F., 2006. Lagrangian circulation of the North Atlantic Central Water over the abyssal plain and continental slopes of the Bay of Biscay: description of selected mesoscale features. Scientia Marina, 70(S1), 27-42.

Valencia, V., Franco, J., Borja, Á., Fontán, A., 2004. Hydrography of the southeastern Bay of Biscay. En: Borja, Á. & Collins, M. (Eds.), Oceanography and Marine Environment of the Basque Country. Elsevier Oceanography Series nº 70, Elsevier, Amsterdam, 159-194.

Wooster, W, Bakun, A., Mclain, D.R., 1976. Seasonal upwelling cycle along eastern boundary of North Atlantic. Journal of Marine Research, 34, 131-141.

5.2. LOS ECOSISTEMAS LITORALES Y LA ACTIVIDAD HUMANA

5.2.1. LA GESTIÓN DEL FACTOR MEDIOAMBIENTAL EN LOS PROYECTOS PROMOVIDOS POR LA DEMARCACIÓN DE COSTAS DE CÁDIZ

F.J. Gonzalez[1], G. Gómez[2], L. Fages[2], J.J. Muñoz[2], A. de la Casa[2], S. Mestre[1], M. Barrientos[1], J. Román[2] y M. Navarro[3]

1.Tecnoambiente, S.L.. Delegación en Andalucía. C/ Newton, 15 E. 11407 Jerez de la frontera. Cádiz.
2. Demarcación de Costas Andalucía Atlántico. C/ Marianista Cubillo, 7. 11071 Cádiz
3. Departamento de Física Aplicada, Universidad de Cádiz, CASEM, Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real. Cádiz.

INTRODUCCIÓN

La tipología de proyectos promovidos por la Demarcación de Costas en Cádiz en los últimos años ha sido muy diversa, abarcando desde las actuaciones rutinarias en materia de conservación y mantenimiento, hasta proyectos de estabilización del frente litoral y regeneración de playas que han implicado aportaciones de arena de yacimientos marinos, pasando por actuaciones singulares como la restauración de un Bien de Interés Cultural catalogado en Andalucía como es el Castillo de Sancti Petri, o el proyecto de recuperación y puesta en servicio del antiguo muelle del Socorro en el Castillo de San Sebastián, junto a la playa de La Caleta de Cádiz.

El tratamiento ambiental que tanto a nivel de proyecto como de ejecución ha debido darse a cada uno de ellos ha sido diverso, viniendo marcado fundamentalmente por su tipología, el grado de protección y valores naturales del emplazamiento y en ciertas ocasiones también por circunstancias externas, sociales y mediáticas, de difícil previsión.

En esta comunicación se pretende hacer un repaso de los proyectos más importantes desarrollados en los dos últimos años por la Demarcación de Costas de Cádiz, y cómo se ha atendido en cada caso el factor ambiental, dado que en muchos casos, éste ha sido clave en el éxito del mismo. Por otra parte se propone la estrategia a seguir ante la potencial existencia de especies catalogadas como amenazadas en el ámbito espacial de las actuaciones.

DISCUSIÓN

La experiencia en los últimos años de la Demarcación de Costas de Cádiz en la tramitación y gestión de proyectos lleva a la consideración de aconsejar que en todas las actuaciones en el litoral, sean de la naturaleza que sean, aun en los casos en que no se requiera tramitación ambiental, se proceda a la consulta a la Administración con competencias en materia medioambiental (comúnmente la correspondiente Consejería de la Comunidad Autónoma de que se trate), acerca de las cautelas a adoptar para el desarrollo del proyecto o la obra y particularmente por la potencial presencia de especies amenazadas, ya que la legislación en materia de Evaluación Ambiental de Proyectos no recoge toda la casuística de la Ley 42/2007 del Patrimonio Natural y la Biodiversidad y el vigente código penal.

La Ley 42/2007, de 13 de diciembre, del Patrimonio Natural y de la Biodiversidad, que Deroga y sustituye a la Ley 4/1989, de Conservación de los Espacios Naturales y de la Flora y Fauna Silvestres y sustituye los anexos del Real Decreto 1997/1995, por el que se establecen medidas para contribuir a garantizar la biodiversidad mediante la conservación de los hábitats naturales y de la fauna y flora silvestres

(Real Decreto 1193/1998), culminando la incorporación de la Directiva Hábitats europea y sus necesarias trasposiciones al derecho español, ha introducido de una forma inequívoca en su artículo 55 el concepto de "especie amenazada", considerando como tales las incluidas en el Catálogo Nacional de Especies Amenazadas en las categorías de "En Peligro de Extinción" o "Vulnerable".

El actualmente vigente Código Penal (Ley Orgánica 10/1995, de 23 de noviembre, modificada por la Ley Orgánica 15/2003), tipifica como delito las acciones contra especies amenazadas, estableciendo en su artículo 332 que "El que con grave perjuicio para el medio ambiente corte, tale, queme, arranque, recolecte o efectúe tráfico ilegal de alguna especie o subespecie de flora amenazada o de sus propágulos, o destruya o altere gravemente su hábitat, será castigado con la pena de prisión de cuatro meses a dos años o multa de ocho a 24 meses", rebajándose la pena a una multa 10 a 30 días o trabajos en beneficio de la comunidad de 10 a 20 días en el caso de considerarse que no existe grave perjuicio para el medio ambiente (artículo 632).

En vistas de lo anterior, y considerando la diversidad de actuaciones en la costa que la sociedad actualmente demanda, que son objeto en su conjunto de una importante área de la ingeniería civil: alimentación artificial de playas, obras de defensa de la costa, extracciones de áridos, puertos, restauraciones ambientales de sistemas dunares, marismales…, encauzamientos de cursos de agua superficiales, creación y reparación de paseos marítimos, obras de urbanización, creación de bolsas de aparcamiento para facilitar el uso público del litoral, emisarios submarinos e infraestructuras para la captación de aguas, parqueos eólicos marinos…, ¿podemos garantizar que en nuestro país existe el marco normativo necesario, y están establecidas las reglas del juego adecuadas para garantizar la seguridad jurídica de los promotores, facultativos y constructores que intervienen en estas actuaciones?

Los autores consideran que esta deseable situación no se da en la actualidad, discutiéndose en este artículo acerca de ello, utilizando varios ejemplos de proyectos concretos de la Demarcación de Costas de Cádiz y proponiéndose recomendaciones prácticas que contribuyan a mejorar la seguridad de los ingenieros responsables de estos proyectos ante un riesgo que no puede ser cubierto por los tradicionales sistemas de aseguramiento de la responsabilidad civil existentes.

Los casos que se consideran en esta comunicación son los siguientes:

A) Estudio de Impacto Ambiental del Ensanche del río Iro 2ª Fase (Chiclana de la Frontera. Cádiz).

El proyecto supone la actuación en alrededor de unos 3.200 m de cauce, de los que unos 2.700 m se encuentran dentro de los límites del Parque Natural Bahía de Cádiz.

El procedimiento de Evaluación del Impacto Ambiental se debe emprender según el apartado C, punto 7 del Grupo 9 (Otros proyectos) del anexo I del REAL DECRETO LEGISLATIVO 1/2008, de 11 de enero, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos: *"Obras de encauzamiento y proyectos de defensa de cursos naturales" cuando se desarrollen en zonas especialmente sensibles, designadas en aplicación de las Directivas 79/409/CEE del Consejo, de 2 de abril de 1979 y 92/43/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1992, o en humedales incluidos en la lista del Convenio de Ramsar"*.

El Parque Natural Bahía de Cádiz fue declarado como espacio natural protegido por la Ley 2/1989, de 18 de julio, por la que se aprueba el Inventario de Espacios Naturales Protegidos de Andalucía y se establecen medidas adicionales para su protección. A su vez, éste fue declarado en 1993 Zona de Especial Protección para las Aves en aplicación de la Directiva 79/409/CEE, de 2 de abril,

relativa a la protección de las aves silvestres, por lo que forma parte de la red Natura 2000.



Figura 1. Localización

La administración ambiental a la hora de definir el alcance del estudio estableció como prioridad el estudio de la afección de la actuación sobre el salinete o fartet atlántico (Aphanius baeticus). Esta especie se encuentra en el Catálogo Andaluz de Especies Amenazadas creado por la Ley 8/2003, de 28 de octubre, de la flora y fauna silvestre y Catálogo Nacional de Especies Amenazadas, catalogado como Especie en peligro de extinción.



Figura 3. Aphanius baeticus

A. baeticus no es una especie delicada en cuanto a requerimientos del hábitat pero predilección por cuerpos de agua estancados o de curso lento. La mayoría de los cursos de agua donde habita esta especie como norma general, están formados por pozas interconectadas por tramos de leve corriente. El agua circulante suele ser transparente apreciándose el fondo con facilidad.

En el estudio de impacto ambiental se puso manifiesto que estas características no coinciden con el tramo del río Iro de interés donde existen corrientes de marea con velocidades de corriente superiores a los 0,3 m/s, ausencia de cuerpos de agua estancados, donde no existen pozas y donde la turbidez es muy elevada, con una visibilidad de escasos centímetros. La distribución de esta especie en el río Iro se limita al lado este del núcleo urbano de Chiclana de la Frontera a más de 2 Km. aguas arriba de la zona de actuación.

Este es un caso en el que el propio procedimiento ambiental ha evitado que se haya podido producir afección sobre una especie amenazada, garantizando también de esta forma que los facultativos implicados en el proyecto pudieran quedar expuestos a riesgos jurídicos.

B) Presencia de la especie Cynomorium coccineum en el islote de Sancti Petri, T.M. de Chiclana de la Frontera (Cádiz), e interacción con la obra de restauración del Castillo de Sancti Petri.

La actuación ha conllevado la retirada de todos los residuos acumulados en el islote durante años por efecto de las mareas, además del desbroce y limpieza de la vegetación existente dentro de los muros del castillo, la regeneración y rehabilitación estructural de la fortaleza, incluyendo la reposición de sillares de piedra y de piezas deterioradas así como la reconstrucción del perfil original de ladrillos y muros y la reparación de grietas y fisuras; la protección marina del baluarte, fase central del proyecto que ha consistido básicamente en la ejecución de muros de mampostería y en el relleno y compactación de terrenos cementados y del terreno trasdosado y por último la ejecución del embarcadero, un camino de acceso al mismo, la adecuación del fondo para facilitar el acceso y la colocación de elementos de amarres y terminaciones.



Figura 4. Imagen del islote de Sancti Petri y su castillo

Esta situación provocada con respecto a una especie protegida, no ha derivado en denuncia, pero el hecho es que fue en el momento de iniciar la ejecución de la obra cuando se advirtió que en las cautelas impuestas por la Consejería de Medio Ambiente, se establecía la necesidad de proteger los ejemplares de jopo de lobo (*Cynomorium coccineum*), especie recogida en el catálogo andaluz de especies amenazadas.

El Catálogo Andaluz de Especies Amenazadas, creado por la Ley 8/2003, de 28 de octubre, de la Flora y la Fauna Silvestres, incluye a Cynomorium coccineum en la categoría de "Vulnerable". Para las especies incluidas en esa categoría está prohibido destruir, recoger o arrancar, en parte o en su totalidad, especímenes naturales, así como destruir sus hábitats. El incumplimiento de la prohibición sin autorización supone una infracción grave castigada con multas de 601,02 a 60.101,21 euros, siendo uno de los criterios establecidos para establecer la cuantía de la sanción la comisión de la infracción dentro de un espacio natural protegido.

Cynomorium coccineum vive en hábitats salinos de zonas costeras (dunas consolidadas) y depresiones interiores, en matorrales desarrollados sobre suelos arenosos, profundos, ricos en nitrógeno y sales, a veces temporalmente encharcados, donde dominan las especies de porte arbustivo y pequeñas leñosas que

parasita. Se encuentra desde el nivel del mar hasta los 500-700 m del altitud.



Figura 5. Cynomorium coccineum



Figuras 6 y 7. Delimitación y protección de ejemplares



Figuras 8 y 9. Trabajos de extracción

Las cautelas se derivaron del trámite de consulta llevado a cabo por encontrarse la actuación recogida en el anexo II del RDL 1/2008, al ubicarse en el LIC Bahía de Cádiz. Esta especie se encuentra en otros enclaves no protegidos y ante los que un proyecto similar no habría requerido ningún tipo de tramitación ambiental. Pese a ello, antes de iniciar los trabajos, y por razones preventivas, se instó a la Dirección General de Conservación del Medio Natural de la Consejería de Medio Ambiente, a emitir una resolución explícita aceptando el plan de protección propuesto redactado al efecto, como única garantía para salvaguardar la responsabilidad de los ingenieros de la Demarcación de Costas y la empresa constructora vinculados a la obra.

Desde un punto de vista jurídico y penal, las especies protegidas son las catalogadas de interés especial y sensibles a la alteración del hábitat, y **las especies amenazadas son aquellas que están catalogadas en las categorías de vulnerable y en peligro de extinción**, como ha quedado recogido en la Sentencia del Tribunal Supremo STS 829/99, de 19 de mayo, que ha sentado Jurisprudencia al considerar que sólo cabe incluir en el tipo penal como objeto del delito a las especies que figuren en el catálogo de las amenazadas y que, además, se encuentren material y efectivamente amenazadas. Ello quiere decir que la mera

inclusión en el Catálogo en la categoría de "interés especial" no es suficiente para estimar que se trata de una especie amenazada, de la misma forma que su inclusión no supone la exclusión de dicha condición cuando ésta materialmente resulta acreditada en los autos.

La Ley 42/2007, de 13 de diciembre, del Patrimonio Natural y de la Biodiversidad, que Deroga y sustituye a la Ley 4/1989, de Conservación de los Espacios Naturales y de la Flora y Fauna Silvestres y sustituye los anexos del Real Decreto 1997/1995, por el que se establecen medidas para contribuir a garantizar la biodiversidad mediante la conservación de los hábitats naturales y de la fauna y flora silvestres (Real Decreto 1193/1998), culminando la incorporación de la Directiva Hábitats europea y sus necesarias trasposiciones al derecho español, **ha introducido de una forma inequívoca en su artículo 55 el concepto de "especie amenazada", considerando como tales las incluidas en el Catálogo Nacional de Especies Amenazadas en las categorías de "En Peligro de Extinción" o "Vulnerable"**. Es de interés hacer ciertas aclaraciones:

Libro Rojo o Atlas de especies amenazadas. Es un documento científico y técnico que refleja el estado de conservación de los taxones que contiene según el nivel de conocimiento e investigación existentes en el momento de su publicación. **No tiene valor jurídico**.

Lista Roja de especies amenazadas. Es un inventario científico amplio y básico del estado de conservación de la diversidad biológica vegetal o animal, marca el inicio de investigaciones encaminadas al mejor conocimiento de los taxones, sus amenazas y medidas activas o pasivas de gestión (protección, conservación y manejo, etc.); comprende la primera fase de la elaboración o actualización de los catálogos de especies amenazadas, y **no tiene valor jurídico**.

Catálogo de especies amenazadas. Es un documento jurídico que compromete a las distintas administraciones y a la sociedad. Obliga a la Administración de Medio Ambiente a tomar las **medidas encaminadas a la adecuada gestión** (protección, conservación, manejo, recuperación, etc.) de los taxones protegidos legalmente en una normativa específica y a velar por el cumplimiento de los preceptos recogidos en la legislación. Un catálogo de especies amenazadas establece un registro público de carácter administrativo dinámico, que será modificado con nuevas inclusiones de taxones, descatalogaciones o cambios de categoría de amenaza, dependiendo de los avances de la investigación científica y del estado de conservación de las poblaciones.

	VULNERABLES	EN PELIGRO DE EXTINCIÓN
FLORA	*Linaria tursica* *Silene hifacensis(1)* *Vulpia fontquerana*	*Atractylis arbuscula* *Atractylis preauxiana* *Centaurea borjae* *Diplotaxis siettiana* *Euphorbia margalidiana* *Femeniasia balearica* *Helichrysum alucense* *Naufraga balearica* *Pulicaria burchardii* *Silene hifacensis* *Vicia bifoliolata* *Thymus albicans* *Limonium perplexum* *Limonium magallufianum* *Limonium pseudodictyocladum* *Limonium spectabile* *Limonium majoricum* *Limonium malacitanum* *Lotus eremiticus* *Lotus maculatus* *Lotus kunkel*

INVERTEBRADOS	*Astroides calycularis* *Pinna nobilis* *Charonia lampas* *Dendropoma petraeum*	*Patella candei* *Patella ferruginea* *Palinurus echinatus*
VERTEBRADOS	*Oceanodroma castro* *Puffinus assimilis* *Pandion haliaetus* *Balaenoptera physalus* *Balaenoptera musculus* *Balaenoptera borealis* *Balaenoptera acutorostrata* *Delphinus delphis* (3) *Globicephala macrorhynchus*(4) *Phocoena phocoena* *Physeter catodon* *Tursiops truncatus*	*Asipenser sturio* *Aphanius Iberus* *Petromyzon marinus* (2) *Valencia hispanica* *Ardeola ralloides* *Pelagodroma marina subsp. Hypoleuca* *Uria aalge* *Eubalaena glacialis* *Monachus monachus*

1 Sólo en Baleares; 2 Sólo en el sur de España y Ebro; 3 Sólo en el Mediterráneo; 4 Sólo en Canarias

Tabla 1. Especies amenazadas del Catálogo Nacional

La flora constituye el grupo más importante de especies amenazadas, siendo por otra parte el que de una forma más clara puede verse afectado por actuaciones en el litoral. En la siguiente tabla se puede observar el total de especies amenazadas recogidas en los respectivos catálogos autonómicos.

ÁMBITO	EN PELIGRO DE EXTINCIÓN	VULNERABLES
ESPAÑA	112 (10)	9 (3)
Asturias	5 (3)	13 (7)
Andalucía	75 (1)	104 (9)
Baleares	8 (5)	12 (4)
Galicia	49 (10)	62 (9)
Cantabria	9 (4)	16 (2)
Cataluña	60 (5)	123 (12)
Murcia	27 (3)	126 (20)
Valencia	42 (10)	83 (12)
Canarias	64 (8)	19 (7)

Tabla 2. Flora amenazada en los catálogos autonómicos

En cada columna de la tabla 2, la primera cifra es el total de especies que aparecen en el catálogo y, entre paréntesis, de todas ellas las que son de ámbito costero. En algunos casos es fácil definir ese ámbito, en otros no tanto. Por ello las cifras entre paréntesis deben entenderse como mínimas, lo que permite ilustrar la magnitud del problema: existen más de un centenar de taxones amenazados, vinculados al litoral, y por lo tanto susceptibles de verse afectados por actuaciones en este ámbito. La suma del total de especies en cada una de las categorías no hace el total de las especies protegidas, ya que hay especies protegidas en distintas comunidades, otras que sólo lo están en una de ellas e incluso algunas que, dependiendo de la comunidad, están en una categoría u otra. Lo que sí es aditiva es la cifra del catálogo nacional, de manera que, por ejemplo, en Asturias, el número de especies en peligro sería 117, las 112 del catálogo más las 5 propias.



Figura 10. Mapa de las cuadrículas UTM de 10 Km de lado en las que hay presente al menos una especie en peligro de extinción (rojo) o vulnerable (verde). Fuente Atlas y Libro Rojo de la Flora Amenazada de España (Ministerio de Medio Ambiente, 2004)

C) Imputación por delito contra el medio ambiente a varios funcionarios de la Demarcación de Costas de Cádiz por la destrucción del hábitat y puestas de camaleón común, Chamaeleo chamaeleon, en el paraje de Punta Candor. T.M. de Rota (Cádiz).

En este caso, sucedido en 2008, el Servicio de Protección de la Naturaleza de la Guardia Civil abrió diligencias tras la denuncia de los hechos por parte de un particular. Las obras en cuestión, enmarcadas en el campo de la restauración, conservación y mantenimiento del DPMT, consisteron en la demolición de una serie de edificaciones en ruinas existentes en el sistema dunar, la retirada del escombro y la restauración ambiental del lugar mediante la retirada de especies exóticas, recuperándose asimismo para el DPMT el espacio ocupado por un aparcamiento.

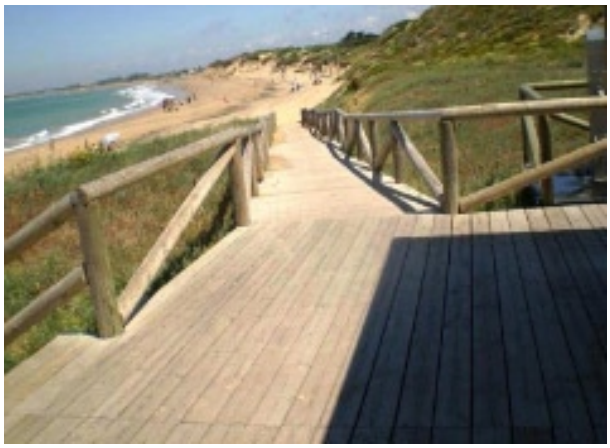


Figura 11. Pasarela de madera para la protección del sistema dunar

Debido a la naturaleza de la actuación, ésta no requirió tramitación ambiental, aunque atendiendo a la práctica habitual de la Demarcación se elevó consulta a la Consejería de Medio Ambiente, que contestó indicando que no era necesario ningún tipo de procedimiento ambiental y si aplicar una serie de medidas preventivas (traslocaciones puntuales), sobre la población de camaleón que pudiera verse afectada por los trabajos. El juicio resultó finalmente favorable a los demandados ya que se pudo demostrar que habían obrado en todo momento conforme a las indicaciones y cautelas impuestas por la Delegación Provincial de Medio Ambiente en relación con la obra, a la que se consultó a nivel de proyecto aun cuando el mismo, por su naturaleza, no estaba sometido a trámite ambiental.



Figura 12. Camaleón común

En todos los casos el factor ambiental se ha considerado un elemento clave, tanto a nivel de diseño, como de ejecución, lo que ha permitido un discurrir administrativo no libre de contratiempos, pero que ha permitido llevar a buen puerto los proyectos solventando los principales problemas.

CONCLUSIONES

El análisis descriptivo que se ha realizado nos lleva a la consideración de aconsejar que en todas las actuaciones en el litoral, sean de la naturaleza que sean, en tanto en cuanto el desarrollo del marco legal actual se culmine, evitando las situaciones de desamparo que hoy por hoy pueden producirse, ciertas se cuente a nivel de proyecto con la intervención de especialistas en flora y fauna litoral que puedan garantizar la inexistencia de especies amenazadas en el enclave.

Por otra parte resulta muy aconsejable que aun en los casos en que no se requiera tramitación ambiental, siempre que los plazos lo permitan se proceda a la consulta a la Administración con competencias en materia medioambiental (comúnmente la correspondiente Consejería de la Comunidad Autónoma de que se trate), acerca de las cautelas a adoptar para el desarrollo de la obra en general y particularmente por la potencial presencia de especies amenazadas.

5.2.4. CRITERIOS DE VALORACIÓN DE LOS RECURSOS NATURALES DEL LITORAL CANARIO

T. Cruz[1], A. R. Gimeno[2]

1 Biólogo Marino y Asesor Ambiental. c/Alemania, 16-1ºizq (Edificio Gaviota), 38612-El Médano, Santa Cruz de Tenerife. tomascruzsimo@hotmail.com

2 Jefe de Área de Planificación. Viceconsejería de Infraestructuras y Planificación. Consejería de Obras Públicas y Transportes del Gobierno de Canarias. Avenida de Anaga, 35 –Planta 10, 38070-Santa Cruz de Tenerife. agimher@gobiernodecanarias.org

INTRODUCCIÓN

Resulta indubitado que en la gestión sostenible del territorio de un ámbito insular la franja litoral cobra, si cabe, una importancia y trascendencia mayor debido a las interrelaciones entre las diferentes cotas del edificio insular: costa, medianías y cumbres.

Centrándonos en la costa, la gestión sostenible de la misma se puede abordar desde diferentes puntos de vista atendiendo a las diferentes tipologías costeras (acantilados, playas, rasas intermareales, etc.), a las diferentes condiciones o restricciones impuestas a los asentamientos y actividades humanas (espacios naturales, reservas marinas, suelos urbanizados consolidados, suelos urbanizables, suelos rústicos, etc.), pudiendo estas distinciones ser tan amplias y diversas como nos permita nuestro intelecto.

En la presente ponencia nos centraremos en la gestión sostenible de la franja litoral atendiendo a los recursos naturales que la constituyen, particularizada en el ámbito territorial del archipiélago canario, como resultado de estudios, trabajos y actuaciones a largo de más de tres décadas.

INTRODUCCIÓN A LA COSTA CANARIA

Archipiélagos del Atlántico Nororiental. LA MACARONESIA

Las Canarias se ubican en el sector nororiental del Atlántico Central agrupadas con otras formaciones alineadas de islas volcánicas, denominadas genéricamente "Macaronesia" (del griego *Makaros*, que significa "Afortunadas"). Exceptuando las Islas Azores, relacionadas actualmente con la dorsal centroatlántica, los otros archipiélagos macaronésicos forman un cinturón volcánico activo en los últimos 20 millones de años, relacionado con la evolución del borde continental africano y la expansión del Atlántico. Asimismo, se localizan numerosas elevaciones que no alcanzan la superficie, denominados bancos y montes submarinos, asociados también a las alineaciones estructurales de los archipiélagos.

El Archipiélago Canario

Se trata de una cadena o alineación de islas de ocupan unos 500 Km de anchura, situadas a unos 100 Km del borde africano, concretamente entre Fuerteventura y Cabo Juby. El archipiélago consta de siete islas, que por orden de extensión, en Km^2, son: Tenerife (2.036), Fuerteventura (1.662), Gran Canaria (1.532), Lanzarote (862), La Palma (706), Gomera (373) y El Hierro (287), así como cuatro isletas, Graciosa (27), Alegranza (10), Lobos (15) y Montaña Clara (1), y cinco roques de escasa envergadura.

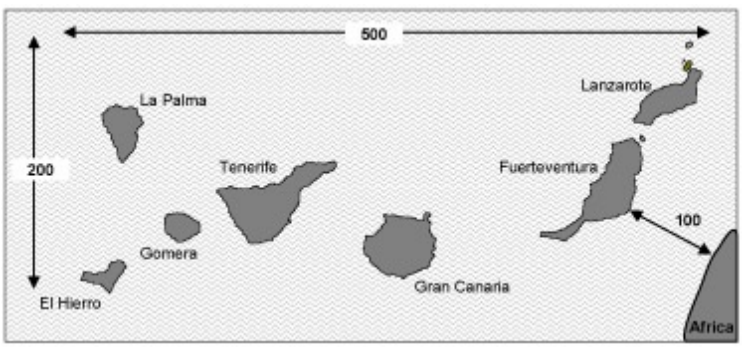


Figura 1. El Archipiélago Canario

La costa canaria

El borde litoral canario presenta dos características esenciales:

- la irregularidad de la línea por los procesos geológicos de avance y retroceso discriminados por la diversidad de materiales así como la sucesión de desembocaduras de barrancos.
- la predominancia de costa alta o acantilada, siendo notablemente más acentuada en islas occidentales, las más recientes.

Tipos de costa

En general, los tipos de costa son tres:

- Acantilada, que a su vez se subdivide en alta y baja, con o sin enrasamiento y/o playa al pie.
- Baja rocosa, con escarpes inferiores a los dos metros, y que por lo general penetra en las aguas con similar inclinación.
- Baja granular o playas, con elementos de diversa granulometría, desde cantos rodados superiores al metro de diámetro, bolos, callaos y arenas.
- A lo que hay que añadir las obras de defensa litoral (espigones, diques, puertos).

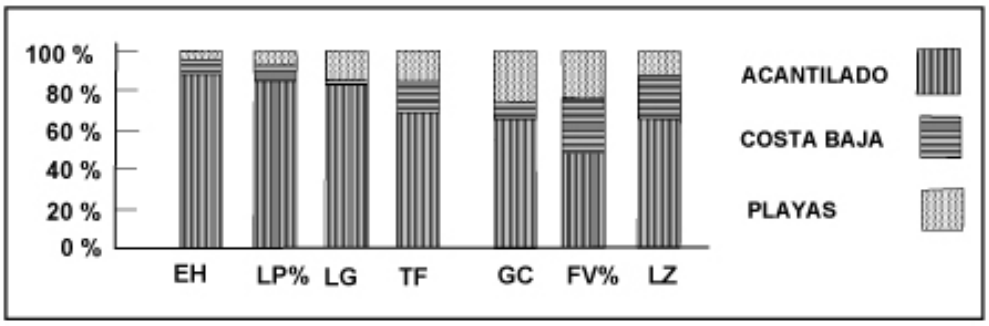


Tabla 1. Porcentaje de tipos de costa generales en Canarias

La costa acantilada

La tipología más frecuente en Canarias, especialmente en las islas occidentales, la acantilada, presenta a su vez varias modalidades, con presencia general de un enrasamiento o playa de bolos debido al desmonte relacionado asimismo en el nivel de abrasión por el oleaje.

La costa baja

Su definición es relativa, si bien se puede considerar un borde con inclinación escasa, a lo sumo con cantiles inferiores a 2 m de altura y constitución muy diversa, desde sustrato rocoso hasta arena fina. Sin embargo esta consideración se debe realizar con marea baja, puesto que en pleamar puede quedar oculto el perfil característico y sólo mostrarse un cantil bastante separado de la línea de bajamar.

La formación y modelación costera

La conformación costera es resultado de la interacción de varios fenómenos: los intrínsecos o propios de la estructura insular, y los extrínsecos, de carácter físico, que aportan energía al sistema litoral, que se denominan procesos litorales. A los primeros (los que forman), corresponde las estructuras volcánicas, en general coladas apiladas dispuestas en el frente costero con gran diversidad de materiales en constitución, disposición y aparición a lo largo del tiempo, dando lugar en general a una costa agreste y abrupta con predominancia de acantilados. Además, al depósito de materiales granulares que provienen de escorrentías en

laderas y barrancos, en playas de bolos a la salida de éstos y a los derivados de la dinámica sedimentaria con formaciones de playas activas o compactadas de arena marina o eolanitas (transportadas por vientos). A los segundos (los que modelan), la incidencia del clima marítimos, en especial los vientos, mareas, corrientes y oleaje:

- Las mareas actúan en la franja intermareal, oscilando el nivel de la mar unos 2 m de amplitud.
- Los vientos inciden sobre el oleaje, al que le imprimen su energía y desplazan materiales de baja granulometría, que a su vez ejercen una acción abrasiva.
- El oleaje descarga su energía en el frente de rotura, desmontando la estructura volcánica por las diaclasas (grietas) y erosionándola por la abrasión de los materiales móviles (cantos, bolos, gravas, etc).
- Las corrientes, la general de Canarias, del NE, las anticiclónicas o remolinos generados por las barreras insulares, las de marea, y las superficiales promovidas por los vientos, se encargan de desplazar los sedimentos desde las fuentes hasta los sumideros.

Los agentes constructivos: materiales volcánicos

Las Islas Canarias fueron surgiendo a la superficie paulatinamente, al principio como conos emergentes más o menos aislados hasta crear los actuales edificios, en los que se suelen detectar estructuras de diferente edad y constitución. Los procesos volcánicos aportaron los materiales que se fueron apilando sucesivamente, entre los que podemos diferenciar:

- los duros, correspondiente a basaltos y traquitas, que presentan escasa porosidad y alta densidad, y se suelen utilizar como elementos de cantería y pavimentación.
- los blandos o porosos, denominados piroclastos (picón) y pómez (zahorra), utilizados principalmente en la preparación de suelo agrícola y también en la construcción.

La intervención de la línea litoral

Dependiendo de la orientación costera en general, al norte o sur, y a la local con la formación de salientes y ensenadas, se observa un comportamiento general del oleaje originado por el viento, que incide principalmente del noreste. La onda descarga su energía en el fondo somero y zona de mareas, provocando una erosión física por golpeteo directo y removimiento de elementos sueltos (cantos, bolos, arena) en el nivel de abrasión, además de la química por el contenido muy diverso de sales. En niveles superiores a la marea se añaden la irradiación solar y el viento como agentes erosivos.

La construcción sedimentaria

La erosión origina elementos móviles: cantos más o menos rodados, callaos, gravas y arenas, incluyendo aportes terrígenos que anteriormente formaron suelo (tierra).

En el borde litoral los procesos de decantación de estos materiales originan diversas formas, entre las que destacan:

- Los depósitos de barranco y de ladera, en aquellas estructuras geológicas antiguas.
- Los depósitos pluviales y deltaicos cuyo origen presumible es de unos 10.000-4.000 años,
- Los depósitos de eolanitas (arenas transportadas por el viento).
- Las dunas eólicas, de vegetación y de ladera.
- En la ribera marina, las playas de bolos, gravas y arena.
- En los fondos submareales, los depósitos sedimentarios de arenas móviles, las fijadas por vegetación (sebadales), y localmente, playas compactadas de origen cuaternario.

La destrucción del frente litoral

La línea costera creada por erupciones volcánicas está sometida inmediatamente a la erosión y consecuente retroceso. El proceso comienza con el desmonte debido al oleaje, que produce grietas y desprendimiento de bloques, que a su vez, con su removimiento producen abrasión en los niveles de marea y fondos superficiales. El viento produce un efecto similar cuando desplaza arena, y las escorrentías en la desembocadura de barrancos. Asimismo, la corrosión produce la decamación y alveolización de las superficies rocosas. La tendencia de estos procesos es la formación de acantilados, extraplomos y cornisas en los niveles supramareales, la de enrasamientos y extraplomos en el nivel de mareas, y la de cantiles extraplomados en los fondos superficiales.

El Cuaternario litoral

En la última era geológica se han sucedido varios cambios notables del nivel marino, debido principalmente a glaciaciones, y en menor medida a reajustes de la corteza. En el borde litoral las consecuencias se dejan sentir en los niveles de abrasión, sobre todo cuando el nivel se conservó constante largo tiempo, dando lugar a acantilados, enrasamientos y depósitos marinos y eólicos de gran espesor. En los últimos miles de años, el nivel marino se ha mantenido más o menos estable después de una notable subida a consecuencia del deshielo posterior a la última glaciación.

El eustatismo es la variación del nivel del mar respecto a los continentes. La principal causa se debe a las variaciones del volumen total de las aguas contenidas por las cuencas oceánicas con los cambios climáticos. El más importante y de largo periodo es la alternancia originada por las glaciaciones. En el último periodo, la glaciación de Würm, la masa de las aguas marinas evaporadas y progresivamente congeladas sobre los continentes hizo bajar el nivel de los mares unos 100 m. Se considera además que a ese glaciaeustatismo se suma el efecto del termoeustatismo, puesto que el enfriamiento de las aguas marinas provoca una contracción considerable: la variación de 1° C de la temperatura media de los mares provoca una elevación (si aumenta) o un descenso (si disminuye), de 2 m. de su nivel general.

Conformación litoral

El efecto de los agentes destructivos da lugar a una estructura frecuente en las costas canarias, y se trata de dos escalonamientos, el aéreo o acantilado, el más frecuente, con una base más o menos horadada que da lugar a extraplomos o cavidades con cantos en la base, y un cantil somero situado entre el nivel de bajamar y profundidades someras (-5/-10 m), a veces más, asimismo con cantos rodados en la base horadada. En estos casos se podría deducir que existe actualmente dos niveles de erosión: el intermareal y ámbito aéreo de influencia marina, y el submareal somero, que actúa sólo en casos de gran agitación (mar de fondo, temporales), si bien podría tener un origen antiguo debido al glaciaeustatismo.

LA VIDA EN LA COSTA CANARIA

Los dominios marinos y de la Ley de Costas. La bionomía

A los efectos descriptivos conviene incorporar, o más bien solapar, a la zonación utilizada en la Ley de Costas, la utilizada en los estudios bionómicos, que incluyen los hábitats y las comunidades marinas, que por lo general comienza en el DPMT hacia cotas inferiores. Se incluiría como resultado final el carácter paisajístico.

En la Ley de Costas, si bien se establecen los usos permitidos y prohibidos, sería conveniente incorporar en esta información ciertos aspectos del manejo de recursos naturales, no solamente abióticos o sobre el medio físico (p.ej. extracción de áridos, ocupaciones, obras, etc), sino también sobre recursos bióticos incorporando las normativas al respecto, si se trata de espacios y/o especies protegi-

das, regulaciones de extracción, y en general la actuación/uso en ambientes de interés ecológico, con especial hincapié en aquellos donde se realizan fenómenos de interacción entre el medio marino y el territorio de influencia marítima. Teniendo en cuenta que ciertas intervenciones y actividades (obras de defensa litoral, fondeos, conducciones, vertidos) se realizan desde tierra hasta fondos medios, desde la orilla hasta aproximadamente el límite del nivel submareal, unos 50 m de profundidad, se propone un ámbito vertical que incorpore este rango con carácter prioritario en la ordenación litoral.

LEY DE COSTAS	NOMENCLATURA BIONÓMÍCA
Dominio Privado	Piso Basal (Vegetación Xérica, Halo-psammófila) Zona supramareal superior o de influencia marina
DPMT: Ribera del mar	Zona supramareal inferior + Zona intermareal
DPMT: Aguas Interiores + Mar Territorial + ZEE	Zona submareal + circalitoral + batial

Tabla 2. Equivalencia entre la Ley de Costas y la nomenclatura bionómica usual

Conformación litoral: los hábitats

El concepto de hábitat se relaciona a la forma, conformación o fisionomía de un lugar más o menos concreto, y en bionomía, donde se describe la distribución de la biota, se incluyen ciertos parámetros que lo caracterizan:

- Estabilidad del sustrato en el caso de elementos granulares. A mayor estabilidad menos fricción, lo que permite un desarrollo y sucesión de los poblamientos.
- Exposición al oleaje, por la energía impactante y por la fricción de los elementos móviles, que segrega y limita el asentamiento de las especies.
- Inclinación del sustrato, sobretodo en los niveles de rotura del oleaje, que comprime o distiende las bandas biológicas características.
- Uniformidad del sustrato, o disponibilidad de hábitats diferentes, que está íntimamente relacionado con la diversidad de comunidades y especies.

La vida en la marea

En el borde litoral viven numerosas especies que son propias de este hábitat, y además, se distribuyen en sentido vertical según su adaptación a las condiciones creadas al subir y bajar el nivel de la mar dos veces diarias. En la marea rocosa, las oscilaciones del nivel marino, la exposición al oleaje, viento y sol, y la forma del borde litoral, crean unas diferencias de radiación, aireación, agitación, temperatura y salinidad que condicionan la distribución de las especies. En Canarias se denominan "charcos" a las depresiones donde se queda retenida el agua al bajar la marea, y a los de gran porte, "charcones" o "maretas".

Su formación se debe a la irregularidad del sustrato en las coladas recientes, poco erosionadas, o bien a la abrasión de olas y cantos en las depresiones incipientes. Los charcos son elementos singulares, pues el aspecto y las especies son exclusivas y conforman un paisaje intermareal característico. Atendiendo a su nivel con respecto a la marea, vemos que el contenido biológico en cantidad y diversidad aumenta hacia las cotas inferiores, así como con el volumen y/o profundidad del charco. Asimismo, los pedregales encharcados en la bajamar, que favorecen la presencia y diversidad de vida marina, sobre todo debajo de las piedras.

La vida en los fondos submareales

Los fondos rocosos. Los someros suelen estar poblados de algales y algunas esponjas, así como erizos y peces de escaso tamaño (pejeverde, fula negra, romero, pez diablo, etc). A mayor profundidad dominan los blanquizales del erizo

de lima (*Diadema*) con algunas especies sésiles (esponjas, briozoos), y excepcionalmente gorgonias o algales. Los ambientes protegidos, como las grietas, extraplomos y cuevas, están poblados por una amplia gama de especies animales esciáfilas (esponjas, anémonas, corales, crustáceos, briozoos, ascidias). A menor escala ocurre lo mismo en el hábitat infralapidícola, es decir, debajo de piedras. Estos ambientes sirven de refugio a peces nocturnos (alfonsitos, colorados), de paso (sargos, roncadores, lubinas, etc) y predadores (cabrillas, abades, meros). A mayor profundidad se extienden blanquizales dominados por el erizo *Diadema*, y dependiendo de la isla y orientación costera, aparecen esponjas arbustivas amarillas, gorgonias rojas y amarillas, y el coral negro.

Los fondos arenosos. Los someros son pobres, pudiendo encontrarse algunos cangrejos y peces adaptados al medio (coloración, enterramiento, visión superior). A partir de unos 10-15 m prof suelen colonizarse por sebadales, formados por la fanerógana marina Cymodocea nodosa, que a su vez constituye un hábitat de escaso ámbito vertical pero muy extenso. Las hojas se renuevan con frecuencia, una por brote cada mes, y son colonizadas estacionalmente por pequeñas algas e invertebrados. En el medio sobrenadante encontramos crustáceos planctónicos epibentónicos (isópodos, decápodos, misidáceos), y estadios larvarios de crustáceos y postlarvarios de peces. Los sebadales pueden llegar hasta el límite del infralitoral (50 m prof), si bien con la profundidad van siendo sustituidos por algas verdes *Caulerpa* y estacionalmente por algales. En medio se pueden observar poblamientos de anguilas jardineras y en cotas inferiores, hacia los 30-50 metros, fondos de algas calcáreas libres, denominadas mäerl y localmente confites.

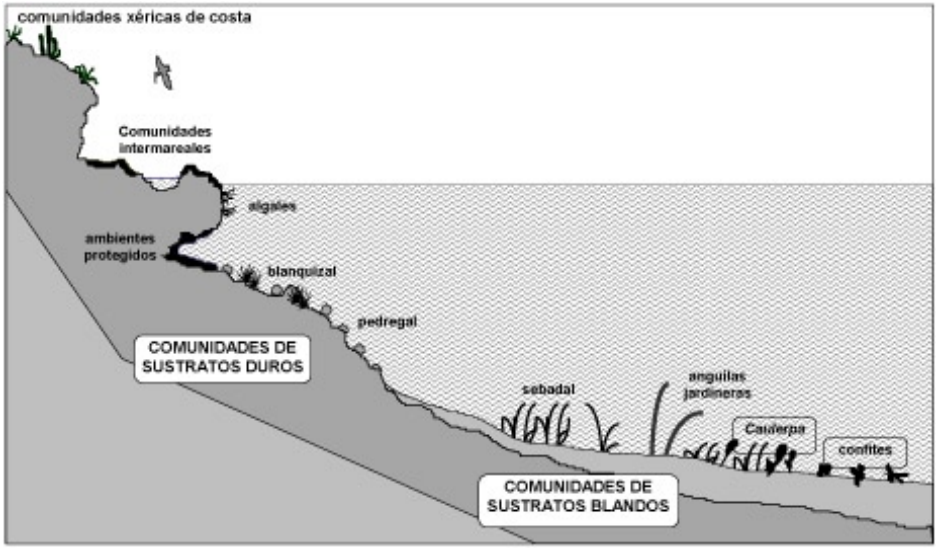


Figura 2. Perfil bionómico general del litoral superior (0-50 m prof.)

Funcionamiento ecológico

En el estudio de la estructura y funcionamiento ecológico del litoral se confrontan varios parámetros ambientales con la disponibilidad genética, es decir, las condiciones de habitabilidad con el reclutamiento larvario. La conjunción de ambos conduce al contenido actual en condiciones naturales, y reacciona frente a las alteraciones con pérdida de diversidad genética o bien de producción. Los factores ambientales que más influyen son la exposición-agitación y la profundidad, así como la disponibilidad de hábitat, mientras que los ecológicos tienen que ver con la diversidad y producción de los sistemas litorales y su interrelación. En consecuencia, el funcionamiento ecológico del litoral está íntimamente ligado a la dinámica local y al transporte, pues los productos reproductivos (huevos, propágulos, yemas, larvas) y la biomasa vegetal desprendida se integran en los procesos dinámicos (origen, transporte, sedimentación, sumidero) y en la cadena trófica (descomposición, fermentación, consumo detritos, etc).

VALORACIÓN DE LOS RECURSOS NATURALES DEL LITORAL

El recurso natural es un patrimonio cuya evaluación o estima del valor y la de su estado de conservación requiere un tratamiento relativo y criterios diferentes a los utilizados en las valoraciones y tasaciones aplicadas al territorio y construcciones.

Evaluación de los recursos naturales

Los parámetros ambientales se evalúan considerando el contexto físico (GEA), los hábitats (FORMACIONES), y las especies (FLORA, FAUNA), según los siguientes parámetros:

- Representatividad. Indica la caracterización del medio físico y biológico de un tramo costero, es decir, si el contenido es más o menos completo en formaciones y comunidades generales.
- Rareza y Singularidad. Indica la presencia de formaciones, comunidades o especies escasas en el litoral de la isla que contiene un tramo.
- Importancia ecológica. Indica el contenido de hábitats, comunidades o especies concretas que tienen un papel preponderante en el funcionamiento y equilibrio -dinámico y biológicodel sistema litoral.

Usos

Entre los usos a que está sometida la franja litoral se distinguen los de carácter exclusivamente lúdicos de los que implican alguna afección a los recursos naturales, incluyendo la fragilidad y potencialidad de uso según criterios de protección de los hábitats y especies, y de sostenibilidad de los recursos litorales:

- Interés lúdico. Apetencia debida al entorno para realizar actividades no impactantes, como la estancia, paseo, baño y buceo.
- Interés científico. El valor científico de la franja litoral es general, si bien se acentúa en ciertas formaciones de interés ecológico, como los sebadales, y en las singulares.
- Interés educativo. Señala la idoneidad de ciertas zonas para realizar actividades docentes y de concienciación ciudadana, a modo de aulas de la naturaleza.
- Interés extractivo. Indica el aprovechamiento de los recursos marisqueros, pesqueros, ornamentales, de acuariofilia, y mineros (canteras, bancos sedimentarios).
- Interés productivo. Indica la idoneidad para el establecimiento de industrias de productos marinos, en general cultivos estabulados y en jaulas.
- Fragilidad. Indica la capacidad de carga de sectores más o menos conservados en los que se puedan acometer actuaciones blandas de acondicionamiento, teniendo en cuenta la estructuración de los sistemas y comunidades frágiles, así como el uso previsto.
- Potencialidad. Indica la capacidad e idoneidad de acondicionamiento para uso lúdico, considerando la fragilidad del medio, las necesidades reales de la población, sus apetencias, y las alternativas blandas y diversificadas.

Afecciones (impactos)

Se evalúan los impactos sobre el medio a que está sometida la franja litoral originadas por:

- Extracción de recursos. En la franja litoral se distingue una serie de recursos abióticos, como los mineros (piedra, arena), agua marina y arena submarina, que afectan al hábitat y al medio, y bióticos, como los marisqueros y pesqueros, cuya extracción origina afecciones sobre el medio físico y las especies, y en el caso que nos ocupa, el coleccionismo.
- Alteración de hábitats. Afecciones físicas que implican la degradación o pérdida de los hábitats, como el vertido de materiales (áridos, escombros), la ocupación urbanística y de infraestructuras en la franja litoral.

- Contaminación. Afecciones sobre la biota y el humano originadas por el vertido de sustancias o energía, que alteran las condiciones del medio y los ecosistemas disminuyendo la capacidad de los recursos naturales, recreativos y estéticos, como las aguas residuales, industriales, portuarias, productos petrolíferos y restos de cultivos en jaulas.

Estado de conservación

Se compara el estado de los hábitats y contenido biológico con el patrón natural tomado de sectores bien conservados, teniendo en cuenta asimismo los parámetros de valoración descritos, y las posibilidades y dificultades "técnicas/ administrativas" para una restauración.

Paisaje

La valoración del paisaje costero, del borde litoral y de los fondos iluminados, es bastante subjetiva, siendo preceptivo el análisis de varios parámetros, como singularidad, variabilidad, representatividad, valor estético y conservación, lo que requiere un estudio específico. En este caso, además de los aspectos fisionómicos, la biota suele modificar o caracterizar el entorno visual, como la vegetación halófila y psammófila de la zona de influencia marítima, los céspedes algales intermareales, las praderas algales, los sebadales, etc. Así, se establecen tres tipos:

- Paisajes naturales conservados, poco degradados o en proceso de recuperación natural, como los Espacios Naturales, acantilados, eriales abandonados, etc., que conservan la biota natural o recuperada por evolución natural. El valor es alto.
- Paisajes humanizados, con entidad o carácter propio y con ciertos valores, a pesar de estar transformados por diferentes actuaciones, faltando elementos biológicos característicos y/o incorporando elementos alóctonos naturalizados o introducidos. El valor es medio.
- Paisajes antropizados, que están muy transformados o degradados por la acción humana, como los frentes urbanos, puertos y playas artificiales, carentes de los hábitats originales y de las especies que los ocupaban. El valor es bajo.

Cualquier análisis o valoración paisajística, precisa considerar de manera general las incidencias visuales, calidad, fragilidad, determinación de cuencas visuales, y potencialidad de vistas. Y específicamente definir las cualidades: componentes (las aguas, el suelo, la vegetación, las actuaciones humanas), la percepción del paisaje (perceptores, observación), elementos visuales (forma, línea, color, textura, escala, escena), y fragilidad visual.

Corrección de las afecciones

La complejidad de los efectos negativos producidos por las actuaciones humanas en el litoral, si la conciencia de los responsables así lo estima, implica un tratamiento asimismo complejo, siendo imposible –en las condiciones actuales- corregir a medio plazo las afecciones, y más aún si la tendencia a seguir degradando la costa no se detiene y se invierte. Si bien es una decisión política con su complejidad añadida, tienen que ser los técnicos especializados en cada materia los que marquen las líneas a seguir y objetivos a conseguir para hacer viable la sostenibilidad de los recursos, en este caso litorales.

Los planeamientos territoriales y proyectos costeros suelen tratar un medio más o menos alterado, donde se precisa definir una terminología específica de corrección ambiental. A modo de ejemplo tenemos las siguientes definiciones:

- Restauración. Cuando se pretende llevar el sistema a un estado equivalente al original o situación previa de integridad biológica.
- Rehabilitación. Cuando se restauran solo algunos elementos y estructuras sin pretensiones de una restauración completa.

- Reclamación. Se aplica a aquellos casos en que se intentan recuperar áreas totalmente destrozadas. No se puede recuperar el sistema natural de entrada, pero es un paso adelante.
- Recreación. Cuando no quedó nada por recuperar y se tienen que traer los elementos naturales de fuera.
- Recuperación ecológica. Es aquella que genera el propio sistema internamente a través del fenómeno de sucesión.

Protección de los recursos naturales

Además de la Ley de Costas existen otras figuras legales que protegen el medio litoral, los hábitats y la biota, principalmente la Red Natura, Las Reservas Marinas, el Catálogo de Especies Protegidas y la Regulación de Especies de Interés Pesquero, así como normativas sobre vertidos contaminantes.

5.3. OBRAS MARÍTIMAS, CÁLCULO ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL

5.3.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE DIQUES EN TALUD CON BAJA POROSIDAD DE LOS MANTOS DE PROTECCIÓN

J.D. López[1], A. Tomás[2], F. Corral[3], J. Moyano[3], M. de Miguel[3], I. Rodriguez[1]

1. Organismo Público Puertos del Estado. Avda. Partenón 10. 28042 Madrid.
2. IH Cantabria. Avda de los Castros, s/n. 39005 Santander España
3. Autoridad Portuaria de Gijón. C/ Claudio Alvargonzález 32. 33201 Gijón. Asturias.

INTRODUCCIÓN

La Explanada de Aboño se encuentra situada en la desembocadura de la ría del mismo nombre, siendo un espacio de 8.4Ha de terreno ganado al mar por la Autoridad Portuaria de Gijón mediante la construcción de un dique de abrigo en talud, adscrito al dominio público portuario y empleado actualmente como parque de almacenamiento de carbones.

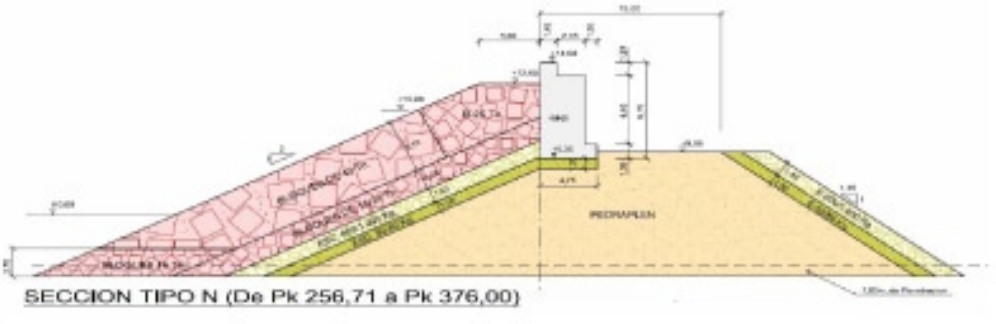


Figura 1. Sección tipo perteneciente al Dique de Aboño

La alineación principal del Dique, por su disposición perpendicular a los oleajes procedentes del NNW-Norte, presenta las secciones mas solicitadas y por tanto se han construido de forma mas robusta. Dichas secciones se encuentran conformadas por un núcleo de pedraplén todo uno de cantera, capas de escollera y un manto exterior de bloques de hormigón de cincuenta toneladas de peso, corona la sección un espaldón de hormigón en masa a la cota +14,50 metros.

Desde la puesta en servicio de la estructura en Diciembre de 2005 se ha observado que los bloques que conforman el manto principal presentan un acodalamiento que hace que la porosidad del manto sea muy baja. Esto hace que al oleaje incidente le resulte relativamente fácil el ascenso por el talud, y que los rebases sean muy frecuentes. Por este motivo, la Autoridad Portuaria consideró necesario realizar estudios para determinar la naturaleza del problema y, en consecuencia acometer las reparaciones pertinentes en su caso.

De este modo, se llevaron a cabo simulaciones numéricas y en modelo reducido del comportamiento del Dique frente a los temporales, así como la realización de una campaña de monitorización y adquisición de las presiones que el oleaje incidente produce sobre el dique. Las operaciones se realizaron entre Noviembre de 2008 y mediados de Mayo de 2009, coincidiendo con el fin de la estación de temporales y con el inicio de la Obra de Reparación y mejora urgente del dique de Aboño.

Se monitorizaron dos alineaciones separadas 120m, consistentes de 4 puntos de medición en paramento y, dos en subpresión en cada una de las dos alineaciones. Los datos de presión se registraron a una frecuencia 500hz.

Las cotas a las que fueron instalados los sensores se muestran en las siguientes tablas, referidas al Nivel Medio del Mar las cotas verticales y, las cotas horizontales referidas al borde del paramento expuesto al mar.

Paramento	Cota Horizontal	Cota Vertical
Sensor 1	0,00	6,70
Sensor 2	0,00	9,00
Sensor 3	0,00	11,30

Subpresión	Cota Horizontal	Cota Vertical
Sensor 1	1,00	5,35
Sensor 2	4,25	5,35
Sensor 4	0,00	13,60

Tabla 1. Cota Sensores Paramento y subpresión

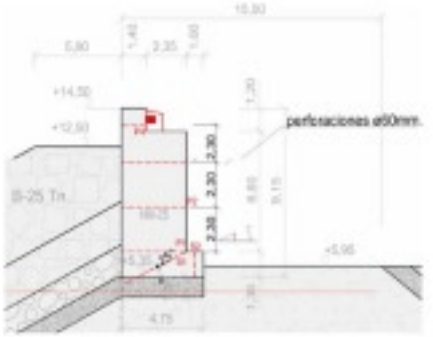


Figura 2. Instrumentación del Dique de Aboño

Análisis de las series temporales de presiones

En el periodo de medida se lograron registrar por encima del 90% de los datos posibles, estando el sistema parado en ciertos periodos debido a problemas con el sistema de adquisición y almacenamiento.

Se registraron dos grandes temporales, uno a mediados de Diciembre y otro a mediados de Enero, alcanzándose unas presiones máximas de unos 490 kPascal. Las mayores presiones son registradas en el sensor mas elevado (P4), precisamente aquel que no está protegido por el manto.

En la Figura 3 se muestra un periodo típico de 200 segundos de la serie de presiones instantáneas, observándose con claridad la existencia de presiones impulsivas o de choque fundamentalmente en los sensores situados a cotas mas altas, que son precisamente el menos protegido por el manto (P3) y aquel que esta en la zona no protegida del espaldón (P4).

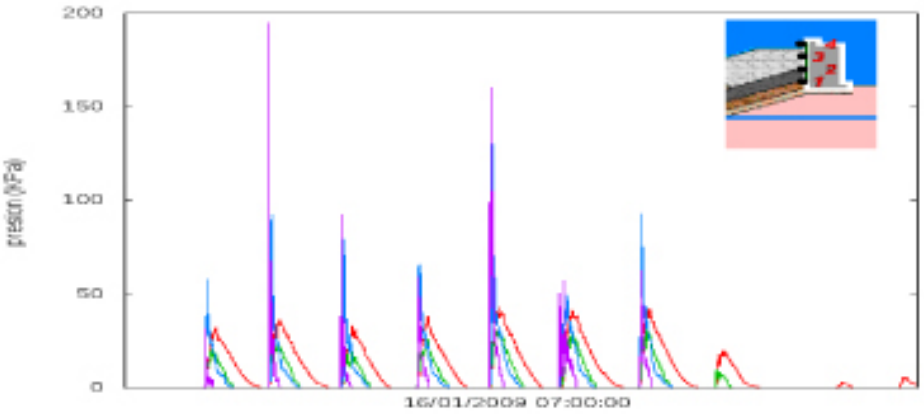


Figura 3. Serie temporal típica de presiones sobre el paramento del espaldón

Al realizar un zoom sobre la segunda cresta del periodo analizado en la Figura 3, observaríamos (Figura 4) que primero la señal alcanza al sensor 4 en la parte superior del espaldón y, tras un periodo de alrededor de 0.4 segundos, alcanza al resto de los sensores protegidos por el manto.

Este desfase temporal se verá reflejado en el calculo de las fuerzas ejercidas en el espaldón, pues amortiguará en gran medida la magnitud máxima, dado que cuando se produce el máximo de presión en el sensor P4 no se registra ninguna presión en el resto del espaldón y, de manera reciproca cuando tenemos un máximo en los sensores mas bajos seguramente no tengamos presiones en los sensores altos. De este modo las Fuerzas Totales integradas serán en magnitud menores de las esperadas si calculásemos a partir de los máximos individuales de cada sensor.

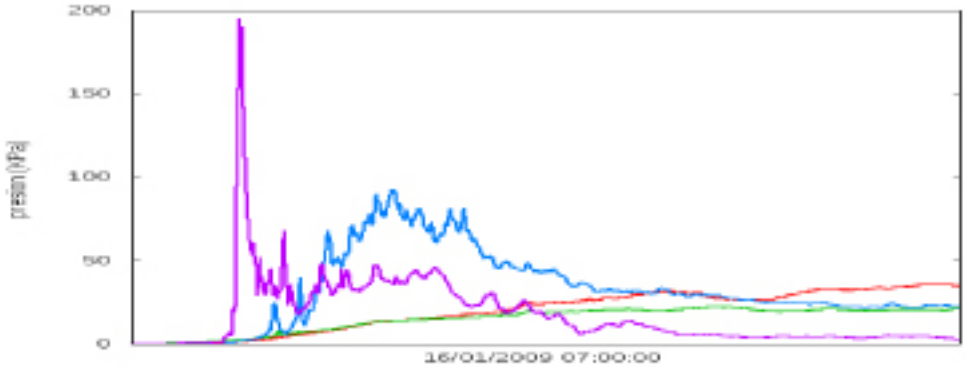


Figura 4. Zoom Presiones Instantáneas en la Ola nº 2 de la Figura 6

Aún así, las fuerzas horizontales máximas registradas en el paramento han sido de 1200 kN/mL, debido en gran medida a la existencia de las fuerzas impulsivas descritas con anterioridad.

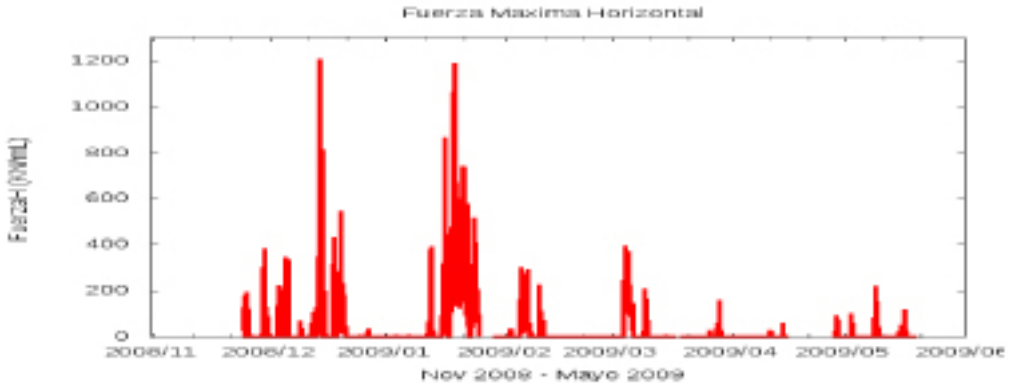


Figura 5. Fuerzas horizontales Máximas

Es norma habitual indicar que las presiones de impacto ejercidas, debido a su corta duración, no transmiten el suficiente impulso mecánico al espaldón como para provocar la inestabilidad estructural del dique, aunque son los responsables de la fatiga de la estructura, averías locales y su posible fallo por la historia de daños acumulada.

Para determinar la presencia o no de presiones de impacto, podemos analizar la evolución del parámetro denominado "factor de cresta", el cual se define como la relación existente para una ola entre su valor máximo y su valor significativo. Si tuviéramos una ola monocromática esta relación es aproximadamente 1.41, pudiendo estimar que un factor de cresta de 3 indicaría la existencia de picos de presión impulsivos de corta duración en la forma de la señal.

El algoritmo de filtrado para una ola individual que se ha utilizado, es una media móvil centrado en cada instante de tiempo aplicado de modo recursivo, ampliando el número de puntos con que se realiza la media móvil, hasta obtener un factor de cresta inferior al discriminador elegido. Con este filtrado, la magnitud de la fuerza máxima llega a ser en algunos casos un 50% menor en aquellas olas individuales donde se detecta la presencia de presiones impulsivas.

Planteado un estudio del equilibrio estático de la estructura, suponiendo constante la acción de las cargas y considerando el sistema cajón-cimentación rígido justo hasta el instante en el que se produce la avería y, por lo tanto no hay acumulación de daño, obtendríamos que los datos originales sin filtrado de fuerzas impulsivas generan Coeficientes de Seguridad al Desplazamiento inferiores a 1,00. Sin embargo, si realizamos el filtrado de las fuerzas impulsivas y recalculamos el coeficiente de Seguridad, se comprueba que en ningún caso la magnitud de este coeficiente está por debajo de uno, resultado que concuerda con el hecho de que la estructura no se vio sometida desplazamientos apreciables.

METODO MARTIN

Una vez registradas las series de presiones sobre el paramento y base del espaldón, la Autoridad Portuaria deseaba conocer el ajuste de dichas medidas a las formulaciones semi-empíricas empleadas habitualmente en el diseño de estas estructuras, en particular el método propuesto por Martín (1999)

El método de Martín fue desarrollado para el cálculo de diques en talud coronados por un espaldón, que se corresponde con el caso en estudio. Este método tiene el condicionante de que es solamente aplicable a aquellos espaldones sobre los que no se producen "presiones de impacto", es decir, aquellos sobre los que la onda incide rota o en el proceso de run-up sobre el talud de bloques.

Como se observa en la Figura 6, en los casos de ocurrencia de un temporal, el porcentaje de olas impulsivas supera en muchos casos el 50% del número de olas totales en un registro horario antes de realizar filtrado alguno, por todo ello, este método de estudio no sería aplicable directamente a esta estructura, debiendo considerarse la estructura como un dique mixto.

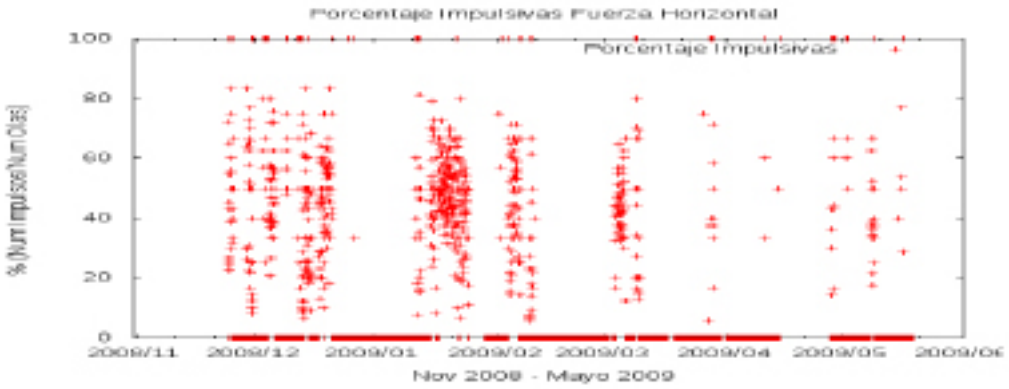


Figura 6. Relación entre el número de olas impulsivas con el número de olas totales

Sin embargo, se optó por realizar un filtrado de las presiones impulsivas, con la intención de estudiar si los registros de las series de presión tras el filtrado se ajustarían a la estimación obtenida con la propuesta de la formulación de Martín.

El método de Martín propone una estimación de las presiones ejercidas sobre el espaldón en función de las dimensiones geométricas del mismo, el nivel del mar y las condiciones de oleaje a las que este sometida la estructura. A grandes rasgos, los resultados del método dependen de la estimación del run-up (Ru) sobre el talud y, de la calibración de 3 parámetros empíricos (α, μ y λ)

$$S = H \cdot \left(1 - \frac{A_c}{R_u}\right) \qquad P_{st} = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot S \qquad P_{up} = \lambda \cdot P_{st} \qquad P_h(z) = \mu \cdot \rho \cdot g \cdot (S + A_c - z)$$

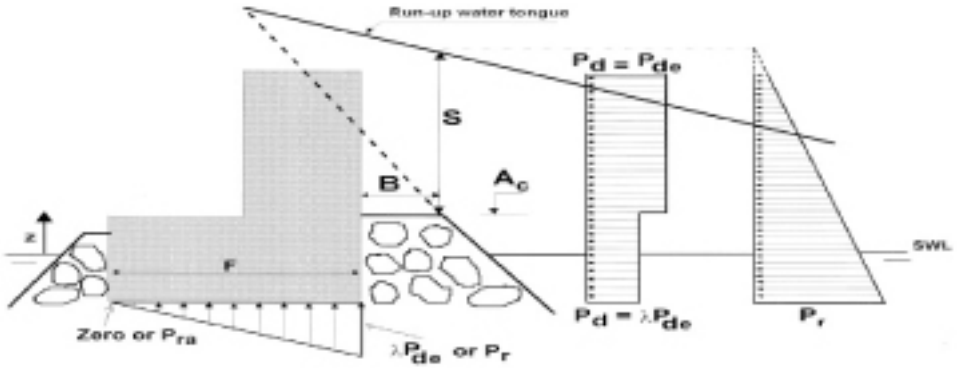


Figura 7. Representación esquemática de la distribución estimada de presiones en el paramento expuesto del espaldón [Martín 1999]

El primer parámetro o valor a ajustar debería ser el ancho de lámina de agua (S) por encima de la cota de coronación del manto, dicho valor depende del run-up, para cuya estimación existen diferentes formulaciones que podríamos aplicar, dependientes principalmente del peralte del oleaje al romper sobre el talud, regulado a través del número de Iribarren.

En la instrumentación no disponemos de un sensor de nivel de superficie libre, por lo cual no podemos evaluar a priori la bondad de la estimación del Run-up, pero sin embargo, disponemos de cuatro sensores de presión distribuidos a diversas cotas sobre el paramento del espaldón, por lo que podemos obtener una serie temporal escalonada de valores del run-up máximo horario. De este modo si en un instante de tiempo se ejerce presión sobre un sensor, nos indicará una cota inferior del run-up la cual podemos comprar con las estimaciones del run-up.

La porosidad real de la estructura es muy baja, a pesar de estar formado por bloques de 40 Tn, encontrándose su valor entre el 20% y el 25%, lo cual nos llevaría a los límites de validez de la mayor parte de las formulaciones.

Se han evaluado las estimaciones propuestas por Losada [1992] en diversas configuraciones (cubos, escollera clasificada, escollera sin clasificar, etc...), Van der Meer [1992] y los resultados del proyecto EuroTop [2001] para configuraciones monocapa y multicapa; de cubos y rocas; y con núcleos impermeables o no. Llegándose a la conclusión de que la ***estimación de*** R_u que mejor se ajustaba a la serie temporal escalonada de cotas inferiores del run-up obtenida de los sensores de presión era la propuesta en el proyecto Eurotop con factor de rugosidad de 0,6 (una capa de rocas con núcleo impermeable)

La estimación de la presión pseudo-hidrostática (o reflectiva) en la formulación de Martín (Pr) depende de un parámetro μ, que indica la reducción de la presión respecto de la hidrostática. A partir de ensayos realizados con bloques de gran tamaño y núcleo poroso, se propuso un valor de dicho parámetro como una curva exponencial dependiente del ancho de la berma y un parámetro adimensional que indica el tamaño equivalente de piezas que componen el manto, pero no se estudio su variación respecto a la naturaleza interna del manto (porosidad y fricción interna).

A partir de las presiones medias registradas en los sensores podemos evaluar la bondad de la ***estimación del parámetro μ***, llegando a la conclusión de la propuesta de Martín es una cota superior de la fuerza realmente ejercida sobre la estructura; existiendo múltiples eventos donde el ajuste no es óptimo, fundamentalmente cuando se producen eventos de rebases o situaciones de bajamar.

Cuando se produce un rebase, sería necesaria una reducción de la presión pseudohidrostática en la propuesta de Martín pues, parte de la lámina de agua por encima de la cota de coronación, en lugar de descender por la parte del paramento del lado mar, descenderá una vez atravesado el espaldón y por tanto no

contribuirá al aumento de presión. Esta reducción no está contemplada en la formulación de Martín.

A partir de la estimación del ancho de lámina de agua (S) por encima de la cota de coronación del manto, podemos realizar una estimación de la presión Pde en la zona expuesta del espaldón. El parámetro α depende de la celeridad de aproximación de la lamina de agua, del run-up relativo de la onda y del talud del manto principal, pudiéndose estimar su valor de forma empírica a partir de los datos registrados por el sensor P_4, situado por encima de la cota de coronación del manto.

Realizada la ***estimación del parámetro α*** que mejor ajusta los valores de P_{de} a las presiones registradas en el sensor P_4, el valor del factor de celeridad C_f tomará el valor 1.0, el cual es el propuesto por Martín para grandes estructuras y/o cimentaciones elásticas.

En la formulación de Martín, la presión dinámica en la parte protegida del espaldón está expresada en función de la anchura del bore (S) y un parámetro adimensional λ como indicador de la disminución de la presión respecto de la parte no protegida. Martín propuso una estimación de dicho parámetro obtenida a partir de datos experimentales en modelo reducido con ondas monocromáticas, en función del ancho de la berma y la longitud de onda del oleaje, pero sin tener en cuenta la naturaleza interna del manto (porosidad y fricción).

Con objeto de evaluar la influencia de estos parámetros de forma empírica, se han comparado las presiones estimadas en la parte protegida del manto P_{dp} y, las presiones máximas registradas en los sensores situados a menor cota (P_1 y P_2). Dichas estimaciones estarían del lado de la seguridad, pero existe el gran inconveniente de que las fuerzas estimadas son 4 veces mayores que las registradas por las medidas experimentales.

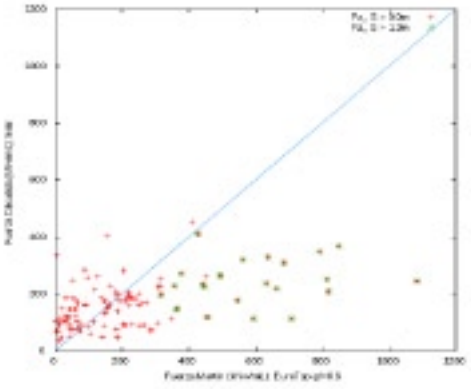


Figura 8. Fuerzas dinámicas estimadas (abscisas), respecto de las máximas fuerzas calculadas a partir de los registros de presión en el paramento del espaldón (ordenadas)

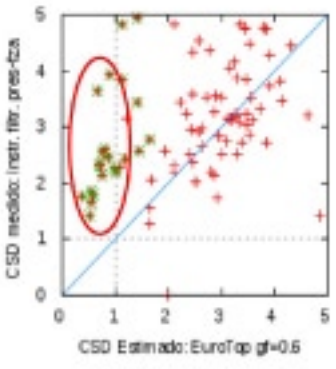


Figura 9. Comparación del CSD estimado con la formulación de Martín y EuroTop (γ=0.6) en abscisas, respecto del valor calculado a partir de las presiones registradas (ordenadas)

Con dichos valores de fuerzas dinámicas estimadas sobre la estructura, los valores del coeficiente de seguridad al desplazamiento serían inferiores a la unidad (Figura 9), en particular aquellas situaciones en que la lámina de agua por encima de la cota de coronación (S) es mayor de 1.3 metros, situación en la que al menos alcanzaría al sensor P_4.

Dicho comportamiento puede ser debido a tres circunstancias:

1. no se ha considerado la oblicuidad del oleaje respecto del espaldón en la formulación de Martín para el cálculo de los parámetros λ y μ.
2. Se ha considerado un manto y núcleo permeable, pero las subpresiones registradas muestran que su magnitud es muy reducida respecto de las registradas

sobre el paramento del espaldón.
3. Reducción de las presiones horizontales debido a la baja porosidad del manto.

La primera circunstancia se ha estudiado en base a las tres metodologías planteadas por [Pérez Romero 2008] a partir de resultados experimentales realizados a escala reducida, en función de tres intervalos del **ángulo de incidencia del oleaje respecto de la normal al espaldón**. Sin embargo, con objeto de obtener valores del Coeficiente de Seguridad al Desplazamiento (CSD) por encima de la unidad, deberíamos obtener una reducción de la estimación de las fuerzas horizontales en un 50% respecto de las estimadas con la formulación original de Martín, pero dicha reducción no puede ser obtenida con la metodología de Pérez Romero.

Debido a que el espaldón esta construido sobre pedraplén compactado, y no sobre escollera como aparece en la sección tipo, podríamos considerar la estructura como si estuviera construida sobre un **núcleo impermeable**. La presión en la base se vería reducida en gran medida o incluso podríamos considerarla en un caso extremo como nula, con lo que el valor del CSD aumentaría al aumentar las fuerzas resistentes.

Si bien la estimación mejora respecto a la formulación de Martín sin tener en cuenta estos efectos, aun quedan valores por debajo de la unidad. Por tanto, al no aportar una mejoría apreciable en el ajuste, esta modificación no se empleará en la estimación final.

La tercera circunstancia, afectará en gran medida a la estimación de los parámetros λ y μ, pues no fue tomada en cuenta la naturaleza interna del manto para las propuestas de Martín para estos parámetros. En particular, pudimos observar que las fuerzas estimadas con las propuestas para el parámetro λ generaban magnitudes 4 veces mayores que las registradas con los sensores instalados en el paramento del espaldón.

La **existencia de un manto con muy baja porosida**d produce, como puede observarse en la Figura 4, un desfase temporal entre los máximos de presión en los sensores superiores respecto a los sensores situados a menor cota. Como conclusión, podríamos deducir que el valor mas adecuado para el parámetro λ sería un valor igual a 0.0 o muy próximo a él.

Dado que el sensor P_3 esta situado en la zona protegida por el manto, y la presión ejercida sobre este sensor no es nula durante el máximo de presión dinámica, existiría un problema con la estimación de un λ próximo a 0.0. Se propone una modificación del método de Martín, donde la presión dinámica se calcule en función de la estimación de la presión en la zona expuesta del espaldón y, dicho valor se extienda en la parte superior de la zona protegida por el manto, ya que al tener que atravesar la onda de oleaje menor longitud de manto, permite propagar la onda de presión en dicha zona.

El valor de la variable Dc representa la cota de penetración de la onda de presión en la zona protegida del manto. Dicha cota debe ser función de la porosidad y el coeficiente de fricción interno del manto (o al menos de la magnitud de estos parámetros en la zona superior del manto. Al desconocer en detalle la magnitud de esta variable, emplearemos como referencia la cota de situación del sensor P_3, pues la podemos considerar como una cota mínima de la misma, a pesar de que en principio pueda ser un valor mayor.

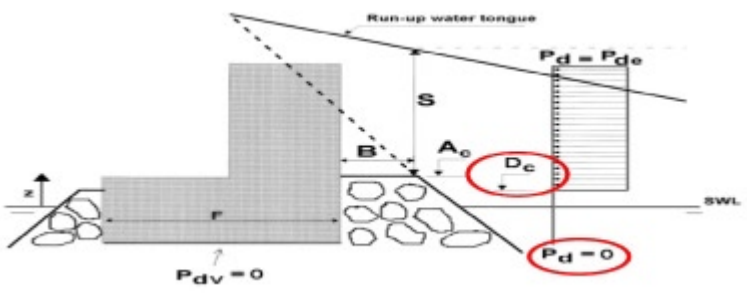


Figura 10. Distribución de presiones dinámicas, incluyendo efectos de porosidad del manto.

Una propuesta algo mas realista debería sugerir una distribución triangular o parabólica en la parte superior de la zona protegida con valor máximo en la cota de coronación del manto y pasando por los valores registrados en el sensor P3, pero se ha preferido emplear una distribución rectangular por simplicidad, ya que desconocemos en gran medida la forma y el límite inferior de dicha distribución y, que la propuesta formulada se ajusta relativamente bien a los registros.

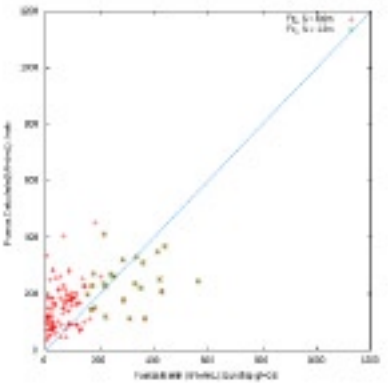


Figura 11. Fuerzas dinámicas estimadas con presiones nulas en la zona protegida (abscisas) respecto de las máximas fuerzas calculadas a partir de los registros de presión en paramento (ordenadas)

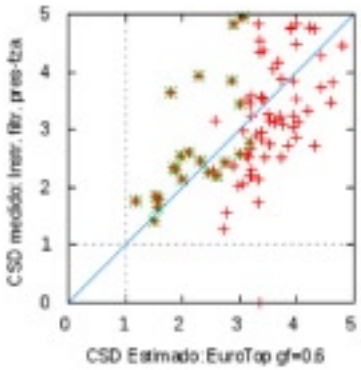


Figura 12. Comparación del CSD estimado con la modificación propuesta del método de Martin (l=0) respecto registros instrumentales.

MODELO AVANZADO RANS DE INTERACCIÓN FLUJO-ESTRUCTURA

Como alternativa y/o complemento de los métodos tradicionales para la estimación de la distribución de presiones ejercidas por el oleaje sobre una estructura, existen diferentes modelos numéricos que permiten superar las incertidumbres existentes al aplicar los métodos tradicionales a estructuras no convencionales o que se encuentran fuera del rango de aplicación de la metodología.

En el presente trabajo se ha empleado el Modelo Avanzado Rans de Interacción Flujo-Estructura (Marife) para realizar la simulación del Dique de Aboño, obteniendo la distribución de presiones y volumen de rebase.

A tal fin se genero un canal numérico virtual de 1320 metros por 46 metros, con mallado variable.

	1	2	3	4	5	6	7
Peso	15Tn	40tn	25Tn	20Tn	1Tn	0.5Tn	pedraplen
D50	1.82	2.50	2.15	2.0	0.7	0.32	0.1
Porosidad	0.4/0.25	0.45/0.25	0.4/0.25	0.4/0.2	0.35/0.2	0.3/0.2	0.25/0.2
Coef. Fric. No Lin.	1.0	1.1	1.0	0.9	0.8	0.8	0.8

Tabla 2. Parámetros empleados en simulación. Porosidad: valor en Primera/Segunda Fase.

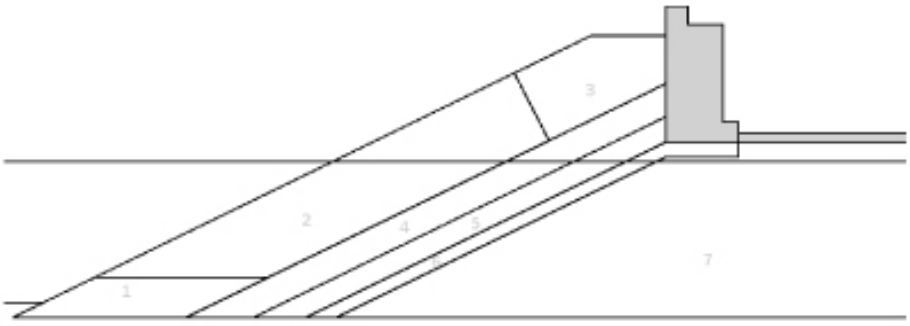


Figura 13: Zona de interacción en el canal numérico virtual

Se reprodujeron un total de 34 simulaciones, para cada una de las dos fase del estudio, de un espectro de oleaje Jonswap con periodo pico de 20 segundos; alturas significantes entre 3.0m y 7.5m en intervalos de 0.5m y; niveles del mar entre 2.0m y 4.0m en intervalos de 0.5 metros.

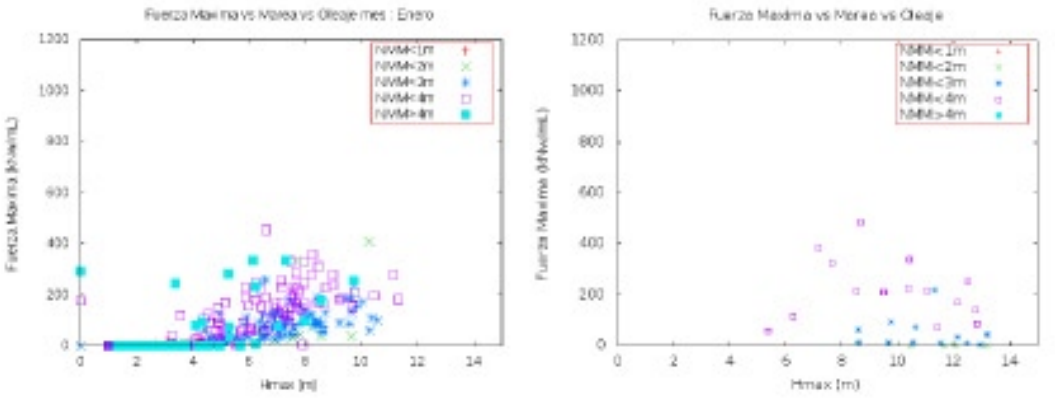
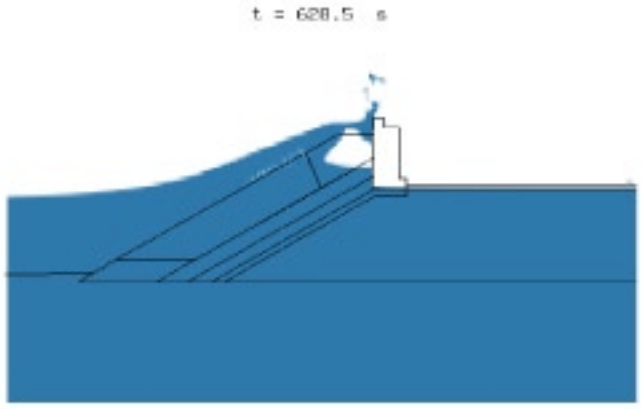


Tabla 3: izquierda:Fuerza Máxima registrada con filtrado de impulsivas vs Nivel del Mar vs Hs; derecha: Fuerza Máxima Simulada con Marife vs Nivel del Mar vs Hs

Las fuerzas máximas son registradas para oleajes con alturas significantes alrededor de los 8 metros, con una magnitud de alrededor de 500 kN/mL, generando por consiguiente coeficientes de seguridad de magnitud simular.

En cualquier caso, con los parámetros de porosidad dados en la fase de diseño, los remontes sobre el talud no serían demasiado importantes, siendo constatable en las simulaciones que, con porosidades de 0.4 en los mantos exteriores, el oleaje alcanzaría con gran dificultad la cota de coronación del espaldón.



Por otro lado, Marife indica que los estados de mar cuyo nivel medio del mar esta por debajo de 3 metros no alcanzan la parte expuesta del espaldón, reduciéndose de este modo la magnitud de las presiones simuladas.

Figura 14. Impacto sobre la parte expuesta del espaldón en simulación de Marife

Así mismo, es posible reproducir el fenómeno de rebase de la estructura y el impacto del oleaje sobre la misma, con lo que podemos considerarlo como un método mas adecuado para el análisis de la estructura que el método tradicional de Martín. En todo caso, debería realizarse un estudio mas detallado con la simulación numérica para obtener resultados mas concluyentes en su comparación con los datos registrados.

REFERENCIAS

CLASH, (2007) Crest Level Assessment of coastal Structures by full scale monitoring, neural network prediction and Hazard analysis on permissible wave overtopping

EuroTop Team, (2007) Wave overtopping of sea defences and related structures: assessment manual

Guanche, R.,(2007) Análisis de la funcionalidad y estabilidad de obras marítimas mediante un modelo numérico basado en las ecuacioones de Reynolds. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria

Losada, M.A., (1992). Recent developments in the design of mound breakwaters. Hanbook of Coastal and Ocean Engineering, pp.939-1050

Losada, M.A., Gimenez-Curto, L.A.,(1981). Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action. Coastal Engineering 4, pp. 187-206

Martín, F.L., Losada, M.A., Medina, R.,(1999). Wave loads on rubble mound breakwater crown walls. Coastal Engineering 37, pp. 149-174

Martín, F.L. Et al,(1995). Un método para el Calculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas. Ingeniería del agua 3, pp. 37-52

Martínez Leal, Cynthia G.,(2001) Estudio de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques en talud y sus efectos de escala en laboratorio. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria

Pérez Romero, D.M.,(2008) Procesos hidrodinámicos en diques mixtos y efectos de escala. Tesis Doctoral. Universidad de Granada

Van der Meer, J.W., Stam, C.J.M.,(1992). Wave runup on smooth and rock slopes. ASCE, Journal of WPC and OE Vol 188 No 5, pp. 534-550

5.3.3. ANÁLISIS NUMÉRICO DEL FLUJO ALREDEDOR DEL MORRO DE DIQUES CON UN MODELO 3-D DE NAVIER-STOKES

Y. Guanche, M. del Jesus, J. L. Lara, I. J. Losada, G. Barajas.

Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria (PCTCAN) C/Isabel Torres 15. Santander. España. guanchey@unican.es

INTRODUCCIÓN

En el diseño de estructuras marítimas es de vital importancia la interacción que se produce entre las olas y la propia estructura. De esta interacción surgen los diferentes comportamientos en cuanto a la funcionalidad y la estabilidad del dique. El estudio del flujo del oleaje en torno a una estructura costera es esencialmente un problema tridimensional, especialmente alrededor de los morros de los diques. Tradicionalmente la interacción flujoestructura se ha estudiado mediante la realización de ensayos en modelos físicos y la posterior obtención de formulaciones semiempíricas.

En los últimos años, gracias a los avances en los medios computacionales de los que disponemos se puede incluir el uso de los modelos numéricos como herramienta en el diseño de las estructuras marítimas y en el estudio del comportamiento de las mismas frente a los oleajes a los que está sometida en su vida útil. Hasta la actualidad, los mejores resultados se han obtenido con modelos bidimensionales (2DV) basados en las ecuaciones de Navier-Stokes (NS) (Lara et al., 2008, Losada et al. 2008, Guanche et al 2009.). Estos modelos son de gran exactitud porque las ecuaciones de NS tienen en cuenta la no linealidad y la dispersividad del oleaje y además minimiza el número de hipótesis de partida.

Actualmente están en desarrollo los modelos 3D basados en estas mismas ecuaciones, como paso natural en la sucesión de logros del modelado numérico. Con los modelos basados en las ecuaciones de NS se puede representar el comportamiento de la interacción flujo-estructura en su totalidad, sin tener que realizar simplificaciones y se puede dar explicación a procesos no simplificables a 2D como es el flujo alrededor de los morros de los diques.

El objetivo principal de este trabajo es demostrar la capacidad de un modelo tridimensional basado en las ecuaciones de Navier-Stokes para estudiar la hidrodinámica asociada a la interacción entre el flujo y la estructura con especial aplicación a morros de diques. Especialmente en la zona de los morros de los diques ya que es la parte del dique más expuesta al oleaje y a su vez es la zona para la cual existen menos formulaciones y estudios realizados. Con ello se pretende que el modelo sea de utilidad en el diseño de las estructuras marítimas.

MODELO NUMÉRICO

El modelo con el que se han realizado las simulaciones numéricas es el nuevo modelo llamado IH-3VOF (Lara et al., 2010). Este modelo se ha desarrollado por el IH Cantabria y resuelve las ecuaciones tridimensionales de Navier-Stokes usando una discretización en volúmenes finitos. La superficie libre se determina con una aproximación de segundo orden mediante un método de volúmenes de fluido (VOF). Asimismo el modelo IH-3VOF tiene la capacidad de incluir múltiples fluidos y en diferentes fases. Para poder representar de una forma acertada las estructuras marítimas se ha implementado en el modelo la resolución del flujo en el interior de medios poroso. Esto es esencial a la hora de resolver el flujo alrededor de morros de diques de escollera ya que se tiene en cuenta el fluido que se percola a través del medio poroso. Esta implementación se ha realizado promediando en volumen las ecuaciones de Navier-Stokes (VANS Volume-Averaged Navier-Stokes). Así se pueden simular las fuerzas entre el fluido y el sólido dentro del medio poroso. Para tener en cuenta las fuerzas de arrastre en

el medio poroso se utilizan las formulaciones propuestas por Forchheimer. Finalmente, para simular la turbulencia se han usado un modelo k-ε promediado en volumen y utilizando como ecuación de cierre la definición de la eddy viscosity. Con el modelo se pueden reproducir diversas condiciones de oleaje: oleajes regulares e irregulares así como oleajes con incidencia normal y oblicua.

Validación del modelo

Para validar el modelo se han realizado ensayos en las instalaciones de la Universidad de Cantabria, en el tanque de 17.75 x 8.6 x 1.0 metros. Todos los contornos laterales son paredes verticales impermeables excepto uno, donde se encuentran las 10 palas tipo pistón que generan las olas. Se realizaron ensayos con un dique vertical de 4 metros de largo, 0.5 metros de ancho y 0.6 metros de alto. Se ensayó con una estructura porosa y otra impermeable. Se realizó una batería de ensayos con diferentes oleajes (regular cnoidal y ondas solitarias), alturas (H=0.05m, H=0.07m y H=0.1m), periodos (T=2seg y T=4seg) con una profundidad de 0.4 metros. Se colocaron sensores de nivel alrededor del dique y sensores de presión en las caras del mismo. Para más información consultar Del Jesus 2011.

En la Figura 1 se muestra la geometría de los ensayos llevados a cabo así como la disposición de los sensores de nivel. En la Figura 2, se muestra la disposición de los sensores de presión en las caras del dique, en la zona del morro.

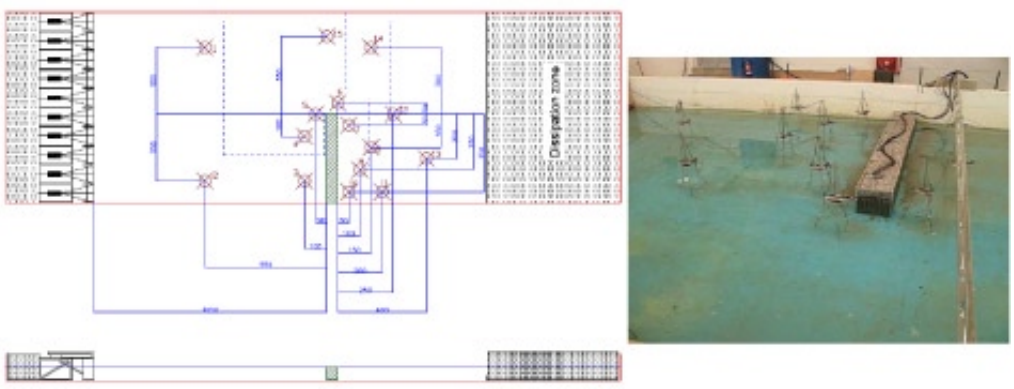


Figura 1. Disposición de los sensores de nivel

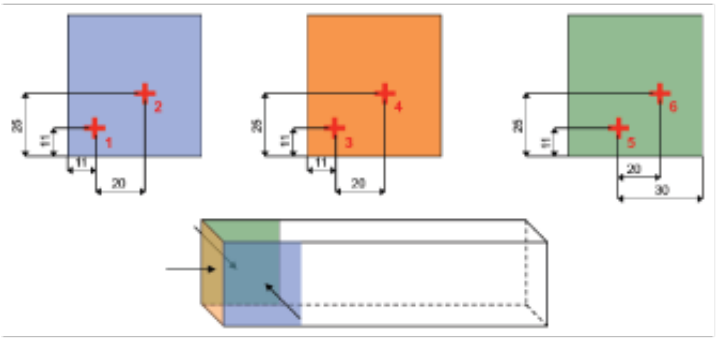


Figura 2. Disposición de los sensores de presión

Paralelamente se realizaron los mismos casos ensayados en laboratorio con el modelo numérico. Para ello se utilizó una malla de resolución: x= y=2 cm y z=0.75 cm con un total de 12 millones de volúmenes (celdas).

Con esta malla la carga computacional es elevada. Para simular 20 segundos se han necesitado 200 procesadores durante 72 horas en un cluster de computación.

A modo de ejemplo de uno de los casos, la Figura 3 se muestran gráficas correspondientes a diferentes instantes de las simulaciones numéricas. El caso que se muestra es el correspondiente a un oleaje regular en interacción con un dique poroso.

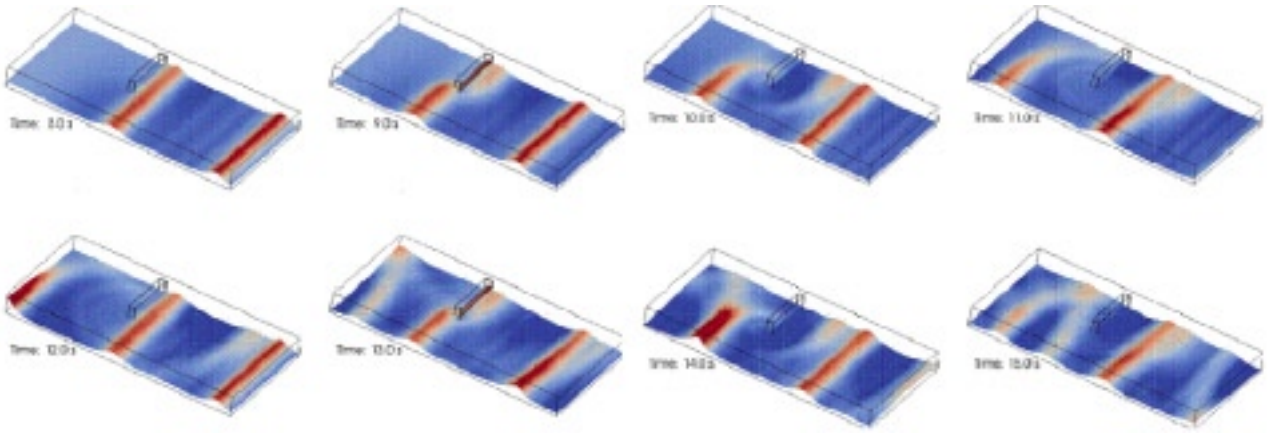


Figura 3. Snapshots de un oleaje regular en interacción con un dique poroso

A continuación, la Figura 5, muestra la validación de los sensores colocados en las tres caras del morro del dique. La línea discontinua roja corresponde a los resultados obtenidos en laboratorio mientras que la línea continua negra corresponde a los resultados obtenidos con el modelo numérico.

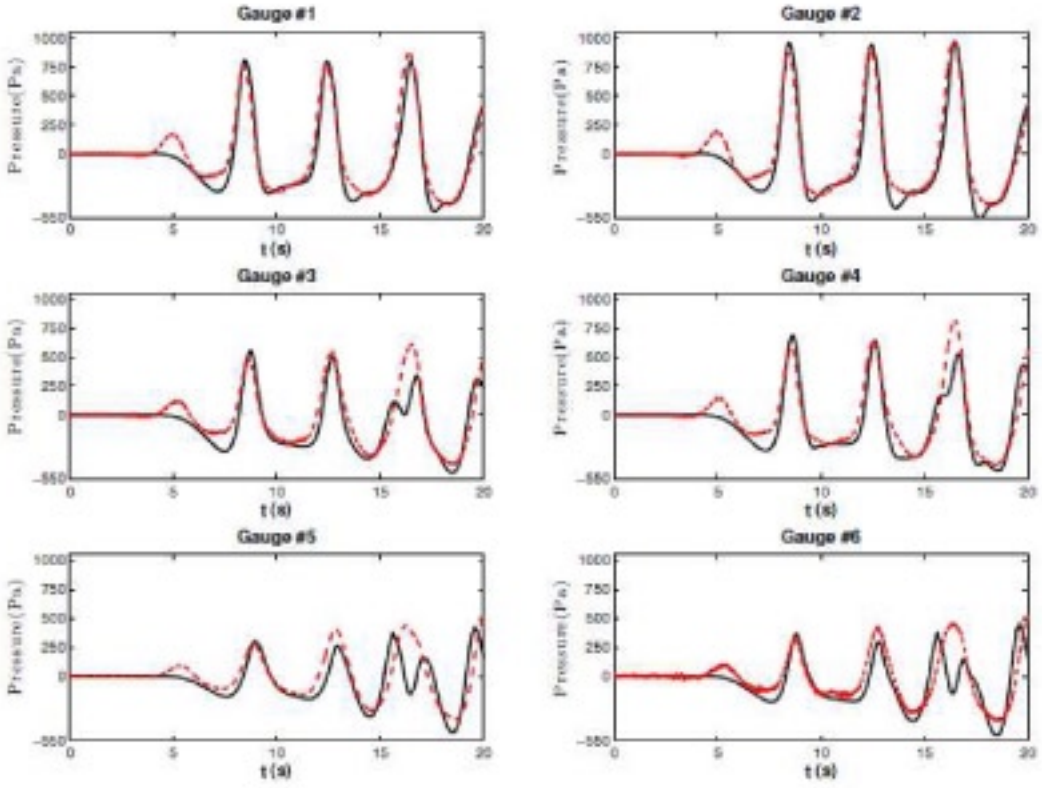


Figura 4. Comparación de los sensores de presión

Finalmente en la Figura 5 se muestra la comparación de la elevación de la superficie libre para cada uno de los sensores colocados en el tanque alrededor del dique poroso.

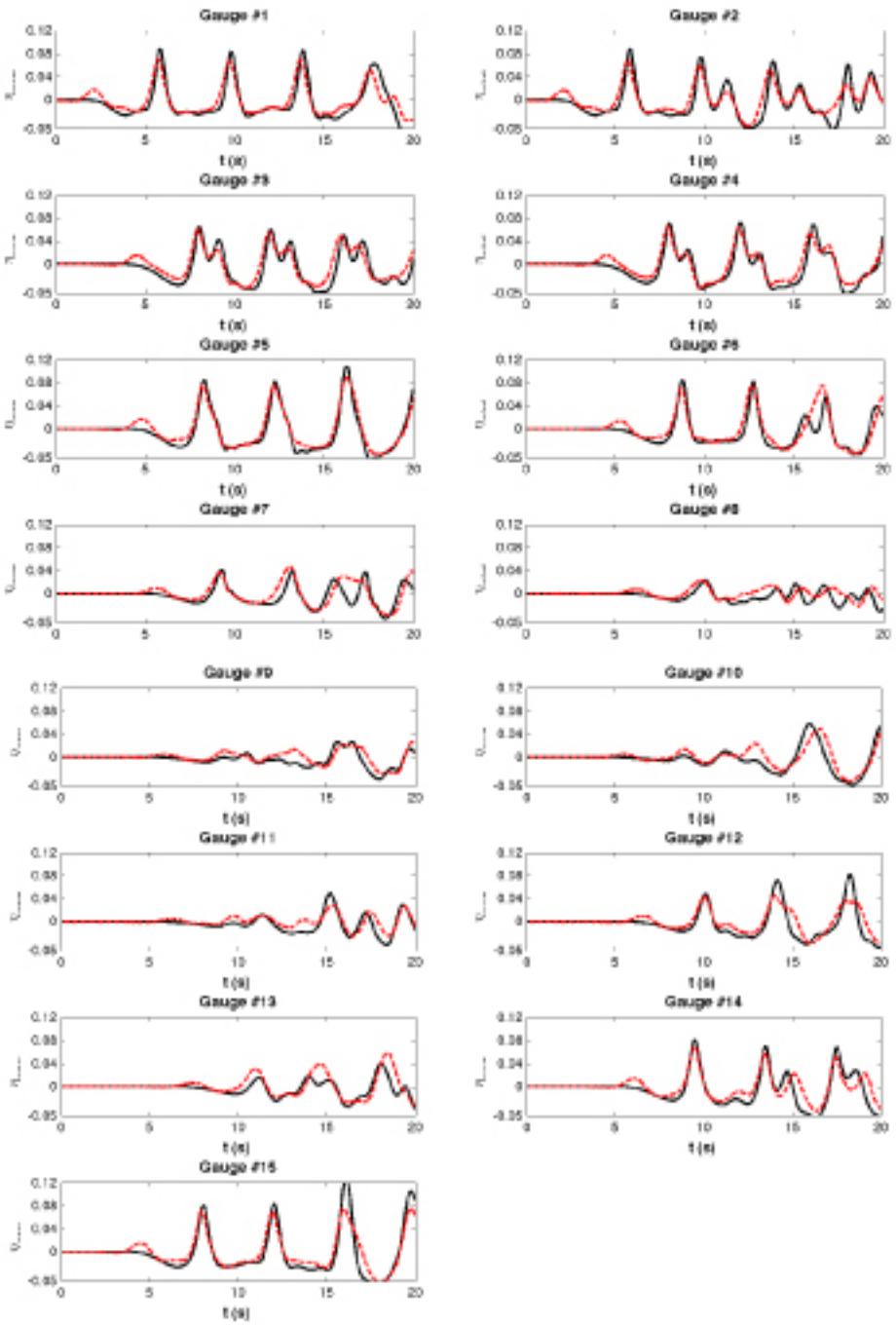


Figura 5. Comparación de los sensores de superficie libre

El proceso completo de validación y calibración del modelo se encuentra recogido en el documento Del Jesus 2011.

FLUJO ALREDEDOR DE MORROS DE DIQUES

Una vez se ha validado el modelo se hace posible su uso para el análisis del flujo alrededor de morros de diques. Para ello se han considerado dos tipologías de diques. La primera de ellas se corresponde a un dique conocido como "composite breakwater", o lo que es lo mismo, a un dique vertical impermeable protegido con talud poroso en su cara barlomar y la segunda es un dique vertical impermeable con una protección porosa en talud en el morro del mismo. Ambas tipologías son, sobre todo la segunda, tipologías no convencionales. El medio poroso se caracteriza por tener una porosidad de 0.5 y un D50 de 1.59cm,

los parámetros que definen el medio poroso en el modelo han sido calibrados en los ensayos expuestos en del Jesus 2011 y son a=10.000, b=3.0, c=0.34. Estos valores se mantienen constantes en ambas estructuras simuladas. Las Figuras 6 y 7 muestran las geometrías dispuestas en las simulaciones numéricas.

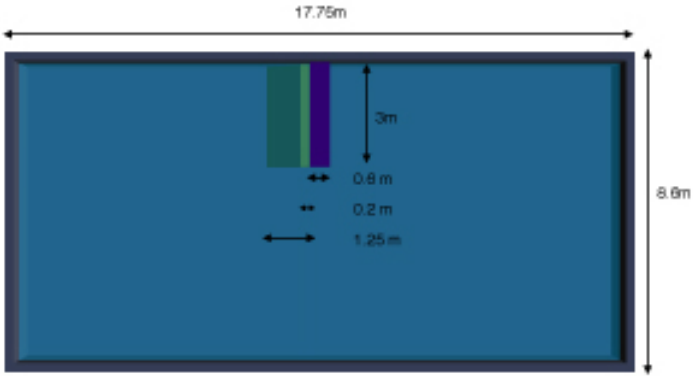


Figura 6. Geometría del dique japonés.

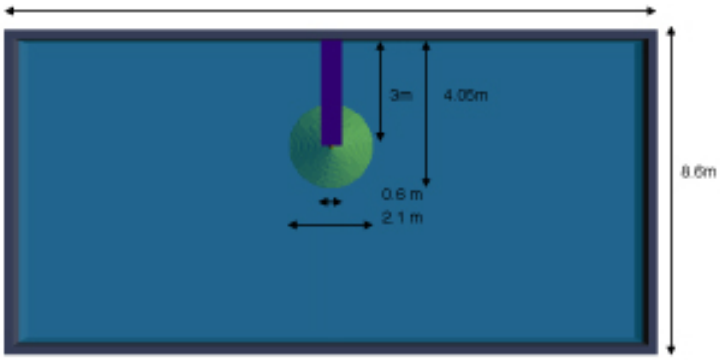
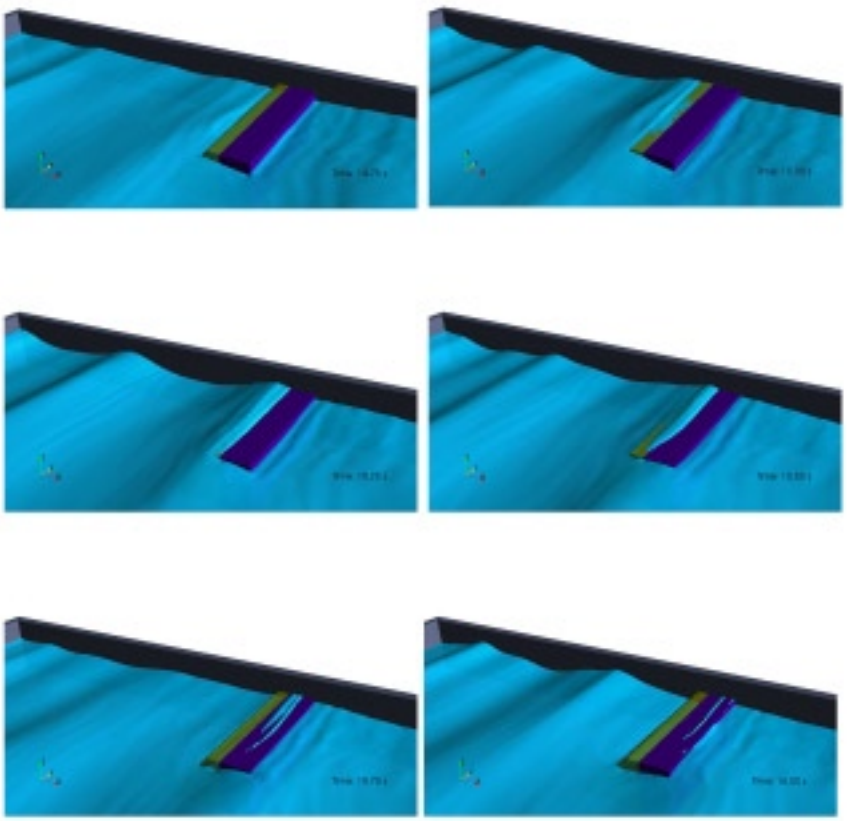


Figura 7. Geometría del dique vertical con una protección porosa en el morro.

El estado de mar simulado se corresponde con un oleaje regular con H=0.12m y T=2s con el nivel medio en reposo a 0.6 m sobre el fondo.

El objetivo de este trabajo es poder definir los parámetros funcionales (reflexión, transmisión y rebase) y de estabilidad (fuerzas inducidas por el oleaje) desde una perspectiva tridimensional y con especial relevancia en los morros de las estructuras.



En cuanto al rebase, y la tridimensionalidad del mismo se muestran a continuación diferentes snapshots de un evento de rebase en cada una de las estructuras (Figuras 8 y 9). En ellos se puede ver cómo el volumen de agua que sobrepasa la estructura no es homogéneo a lo largo de la misma. Asimismo se pueden observar los patrones tridimensionales de flujo entorno al morro del dique, la difracción que genera el mismo en los frentes del oleaje.

Figura 8. Snapshots de un evento de rebase en el dique japones.

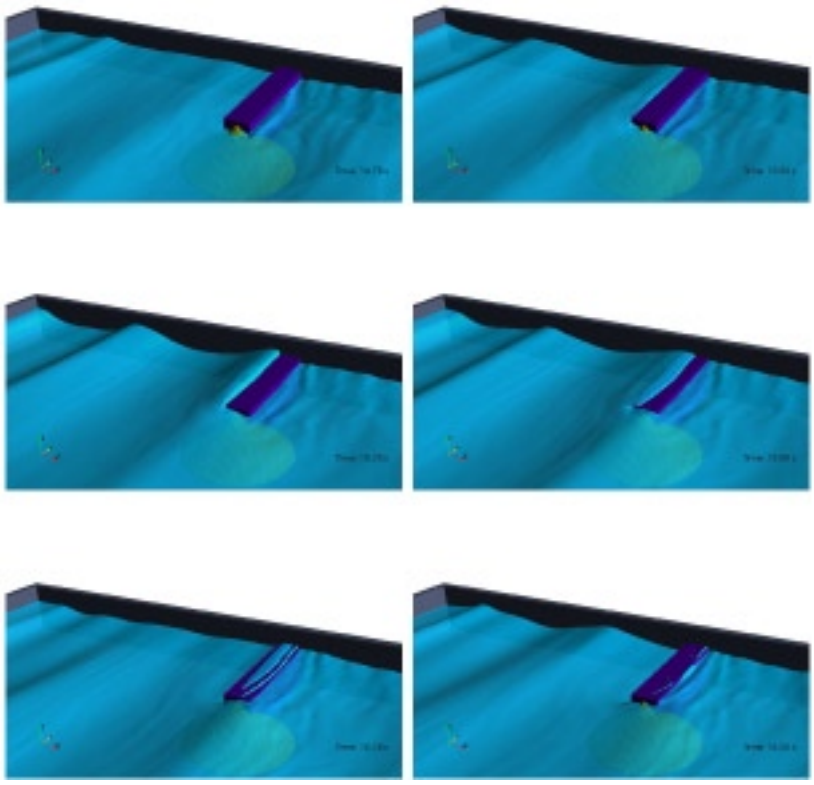


Figura 9. Snapshots de un evento de rebase en el dique vertical con protección porosa en el morro.

En cuanto a la estabilidad del dique, la Figura 10 presenta las presiones a las que se encuentra sometido el dique en tres instantes consecutivos. Las presiones se presentan a lo largo de las tres caras del dique en una escala de colores, mientras que con una línea azul se representa nivel de la superficie libre. De la figura se puede concluir que las presiones a las que se ve sometido el dique no son constantes en toda su longitud. La escala de colores determina que en el momento en el que la ola llega al dique y se difracta a consecuencia de su presencia, las presiones inducidas en el morro son más elevadas que las actuantes en el tronco.

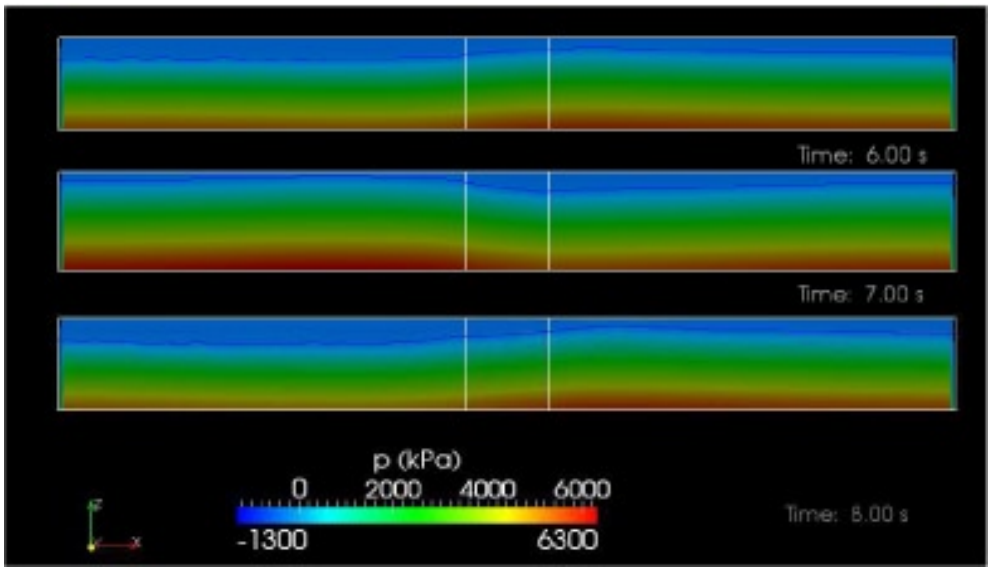


Figura 10. Snapshots de las presiones sobre el dique japones.

Finalmente, en cuanto a las velocidades del flujo alrededor del morro, la Figura 11 muestra una sucesión de snapshots del campo de velocidades en la dirección de avance de los frentes y su encuentro con el dique. Se presentan las velocidades en dos planos horizontales diferentes; la columna de la izquierda muestra las velocidades a una altura z=0.3 m sobre el fondo, es decir a mitad de la profundidad media, mientras que la columna de la derecha muestra las velocidades

en un plano z=0.04m sobre el fondo, es decir, prácticamente las velocidades en el fondo. Se puede ver claramente la difracción inducida en el oleaje a causa de la existencia del dique.

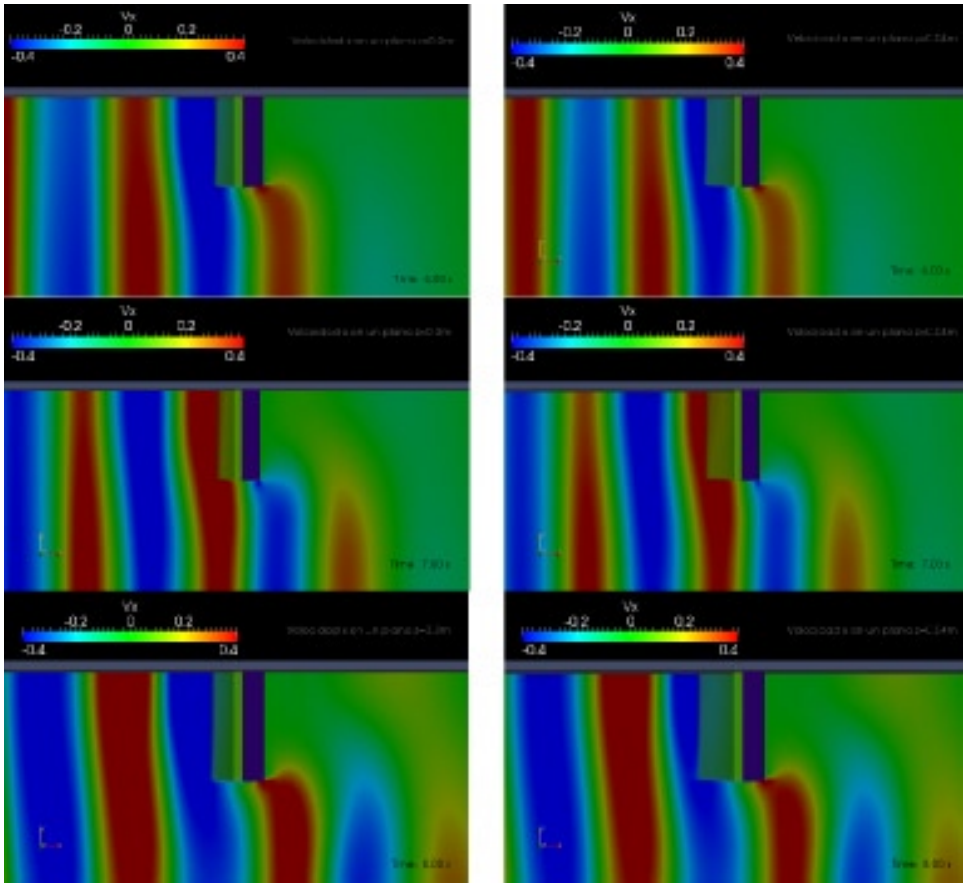


Figura 11. Snapshots del campo de velocidades (componente x).

CONCLUSIONES

El modelo presentado hace posible el estudio tridimensional de la interacción flujoestructura y su versatilidad permite la simulación de diferentes configuraciones y el análisis de las mismas frente a la acción del oleaje. Con la herramienta presentada es posible la evaluación de parámetros funcionales (rebase, transmisión y reflexión), de estabilidad (presiones inducidas en el dique) y de comportamiento del fluido (velocidades y verticidad entorno al morro) que son de especial importancia en el diseño de estructuras marítimas, especialmente en el morro de los diques.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación concedida para realizar este trabajo al Ministerio de Ciencia e Innovación a través del proyecto BIA2008-05462 y las becas dentro de los programas Ramón y Cajal (J.L.Lara, RYC-2007-00690); FPU (M. del Jesus, AP2007-02225) y FPI (Y. Guanche, BES-2009-027228).

REFERENCIAS

Del Jesus M., 2011. Análisis Tridimensional de la Interacción del Oleaje con Obras Marítimas. Ph. D Thesis. Universidad de Cantabria

Guanche, R., Losada I.J. and Lara, J.L., 2009. Numerical analysis of wave loads for coastal structures stability. Coastal Engineering 56 (5-6), pp 543-588

Lara J. L et al. 2010. IH-3VOF: a three dimensional Navier-Stokes model for wave

and structure interaction. Proceedings of the 32nd International Conference on Coastal Engineering. ASCE.

Lara et al. 2008. Wave interaction with low-mound breakwaters using a RANS model, Ocean Eng. 35 (13), pp. 1388-1400.

Losada, I.J., et al, 2008. Numerical análisis of wave overtopping of rubble mound breakwaters. Coastal Engineering. Vol 55 (1), 47-62.

5.3.4. EMPUJES Y SUBPRESIONES EN DIQUES VERTICALES IRREBASABLES

M. Vílchez[1], J. Moyano[2], M. Clavero[1], M. De Miguel[2], M.A. Losada[1]

1. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Centro Andaluz del Medio Ambiente. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada.
mvsolis@correo.ugr.es, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es
2. Autoridad Portuaria de Gijón. Claudio Alvargonzález, 32. 33201 Gijón.
jmoyano@puertogijon.es, mdemiguel@puertogijon.es

RESUMEN

En este trabajo se ha realizado un análisis de las presiones y subpresiones medidas, durante varios eventos de temporal, en 16 sensores de presión instalados en el paramento y base del cajón de un dique vertical irrebasable. El dique objeto de este estudio ha sido el Dique Norte del Puerto de Gijón. A partir de los datos de presiones se han calculado las fuerzas actuantes, horizontales y verticales mediante integración de las presiones medidas en los sensores. Los resultados muestran que el valor de la cota alcanzada por el agua en la pared del dique es la variable principal para conocer las presiones horizontales y subpresiones. Sin embargo, este valor debe ser calculado, no sólo en función de las características del oleaje, sino también de las características geométricas del dique de estudio. Por otro lado, se ha comprobado que las fuerzas máxima horizontal y vertical de un estado de mar no siempre están en fase. Por último, se han comparado los datos de presión medidos con valores teóricos, observándose un bajo nivel de ajuste entre ambos.

INTRODUCCIÓN

La mayoría de las formulaciones existentes para el dimensionamiento de diques verticales han sido obtenidas a partir de teorías de ondas o ensayos de laboratorio. Dichas formulaciones cuantifican los empujes horizontales y verticales que ejerce el oleaje, sin romper, rompiendo o roto al interaccionar con una estructura vertical impermeable apoyada sobre una banqueta de cimentación y protegida por una berma de pie (Goda, 1985, Takahashi et al. 2001 y Fenton, 1985). No obstante, la existencia del medio poroso que constituye la cimentación y la berma puede producir que las distribuciones de presiones y subpresiones adoptadas en los cálculos, se vean modificadas notablemente e introducir efectos de escala en los ensayos de laboratorio (Pérez et al. 2010). Por otro lado el ángulo de incidencia del oleaje y los efectos de borde de las estructuras influyen de manera significativa en la distribución de la energía del oleaje al interaccionar con el dique y, por tanto, en las leyes de empujes. Para analizar el comportamiento de este tipo de estructuras frente a la acción del oleaje, se ha llevado a cabo un análisis de las presiones y subpresiones medidas en el Dique Norte del Puerto de Gijón (España) durante varios eventos de temporal ocurridos en el periodo Enero-Marzo de 2010. Se ha analizado especialmente la influencia del ángulo de incidencia, la presencia de los bordes de la estructura y las características de la cimentación. A partir de los datos medidos se han calculado y estudiado los empujes horizontales y verticales. Por último se han comparado los datos medidos con los obtenidos mediante la aplicación de formulaciones teóricas (Goda, 1985).

Este trabajo se ha organizado de la siguiente manera: En primer lugar se hace una breve descripción de la zona de estudio, así como de las características geométricas del Dique Norte. Posteriormente se describe la selección de los ciclos de solicitación ocurridos durante el periodo de estudio. Seguidamente se muestra la metodología de análisis de las diferentes variables estudiadas. A continuación se analiza el nivel de ajuste del planteamiento actual de cálculo a los datos medidos en el dique. Por último se presentan las principales conclusiones obtenidas.

ZONA DE ESTUDIO

Descripción del dique y disposición de los aparatos de medida

El Puerto de Gijón está situado en el Norte de España, en la zona central de la costa Cantábrica. La ampliación del puerto se llevó a cabo mediante la construcción de un nuevo dique de abrigo, formado por tres alineaciones principales, una de ellas de tipología vertical (Dique Norte).

El Dique Norte tiene una longitud de 1530 m y profundidades que oscilan entre los 25 y 30 m. Está compuesto por 33 cajones con 51.80 m de eslora por 32 m de manga y 32 m de puntal. Los cajones de hormigón armado están apoyados sobre una banqueta de cimentación enrasada a la cota -24.75 m, construida de escollera de 150/250 kg de peso. Para evitar la erosión de la misma se dispuso una berma compuesta por bloques de 90 Tn. El rebase está controlado mediante un espaldón coronado a la cota +24 m. Las características y dimensiones del Dique Norte se muestran en la Figura 1a.

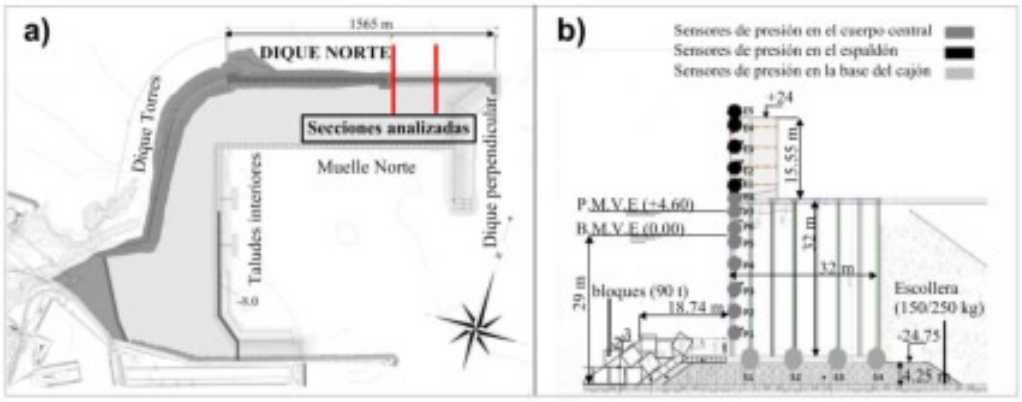


Figura 1: Planta del Dique Norte y secciones analizadas(a). Disposición de los sensores (b)

Se seleccionaron dos secciones del dique (Cajón 20 y cajón 25) separadas una distancia de 260 m. En ellas se instalaron una serie de equipos de medida: 1) 8 sensores en el paramento del cajón (P1-P8) y 5 en el espaldón (E1-E5), para medir presiones frontales; 2) 4 sensores en la base del cajón (S1-S4) para medir subpresión. En la Figura 1b se muestra la disposición de la instrumentación.

Los sensores hidrodinámicos instalados están conectados con la superficie para eliminar la presión atmosférica.

Selección de temporales

Se han analizado los temporales ocurridos durante el periodo Enero-Marzo de 2010, definidos como la secuencia continua de estados de oleaje en los que la altura de ola significante (Hs) supera los 3 m (Figura 2). En total se han obtenido 7 ciclos de solicitación. Las características de cada uno de los picos de los temporales se recogen en la Tabla 1, siendo Hs la altura de ola significante, Tp el periodo de pico y β el ángulo entre el oleaje incidente y la perpendicular a la alineación del dique. Tomando estados de mar de una hora de duración, en total se han analizado 126 estados.

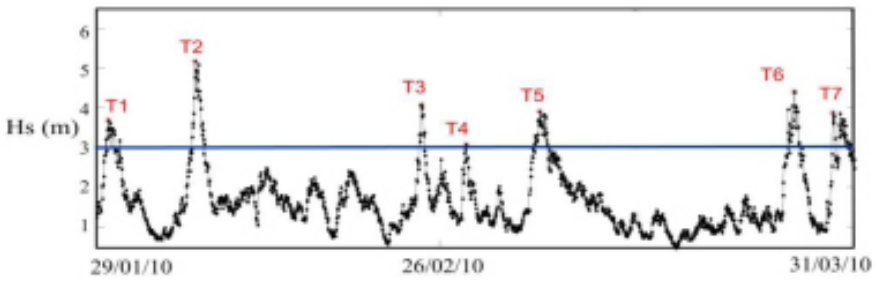


Figura 2: Curva de estado del oleaje en el periodo de estudio

T	Hs (m)	Tp (s)	β (°)
T1	3.69	10.3	3.3
T2	5.18	16.5	6.2
T3	4.08	15.2	18.8
T4	3.08	9.5	82.9
T5	3.83	8.8	84.5
T6	4.41	13.6	18.8
T7	3.88	11.9	32.1

Tabla 1: Características de los picos de cada estado de solicitación

VARIABLE PRINCIPAL: SUPERFICIE LIBRE EN LA PARED DEL DIQUE (η). PARTICIÓN DE ENERGÍA

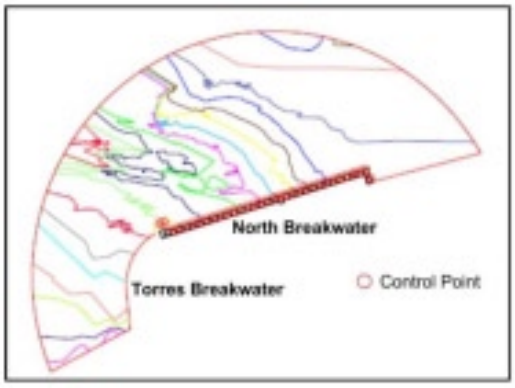
La presencia de una obra de abrigo transforma la energía incidente de las oscilaciones del mar, distribuyéndola en energía reflejada, transmitida, disipada e irradiada en proporciones que dependen de la tipología del dique, su disposición en planta y las características de la oscilación (ROM 1.0). En el caso de un dique vertical de longitud infinita con incidencia normal, la reflexión es prácticamente perfecta a lo largo de la pared del mismo. Sin embargo, en un dique finito, con oleajes incidentes de diferentes oblicuidades, se produce una variación longitudinal de la altura de ola en la pared del mismo. Dicha variación longitudinal (Kd), definida como la relación entre la altura de ola total (HT) y la altura de ola incidente (HI), es función de las siguientes variables:

$$K_d = f(y, T_z, \beta, h, geometria\ del\ dique)$$

siendo y la coordenada a lo largo de la pared del dique, T_z el periodo medio, β el ángulo de incidencia del oleaje y *h* la profundidad.

El valor de la superficie libre en la pared del dique (η), ha sido analizada de la siguiente manera: 1) Análisis de *Kd* mediante un estudio numérico; 2) Análisis del valor de η medido en cada una de las secciones monitorizadas.

En primer lugar, para analizar la partición de la energía al incidir el oleaje con el Dique Norte, se ha llevado a cabo un estudio numérico (Mild Slope Program. MSP). Dicho estudio permite estimar la altura de ola en las proximidades del dique a partir de las condiciones de oleaje en profundidades indefinidas, dando como resultado el coeficiente de agitación en cada nodo de la malla de estudio. Para la aplicación del modelo se ha establecido una malla constituida por 71307 nodos equiespaciados. Las dimensiones de la malla se han elegido de tal manera que permitan reproducir bien los efectos de los contornos y bordes de la estructura. Para poder realizar comparaciones entre las diferentes propagaciones se han tomado 33 puntos de control (Pc) a lo largo de la pared del dique, haciéndolos coincidir con cada uno de los cajones que lo componen (Figura 3).



Se han llevado a cabo propagaciones con diferentes condiciones de oleaje incidente. En primer lugar se han propagado estados de oleaje con la misma dirección de incidencia (incidencia normal) y haciendo variar el periodo en un rango de 5 a 18 s. En segundo lugar, se han realizado propagaciones con un mismo periodo, pero haciendo variar el ángulo de incidencia desde incidencia normal a incidencias más oblicuas.

Figura 3. Malla de estudio y ubicación de los puntos de control

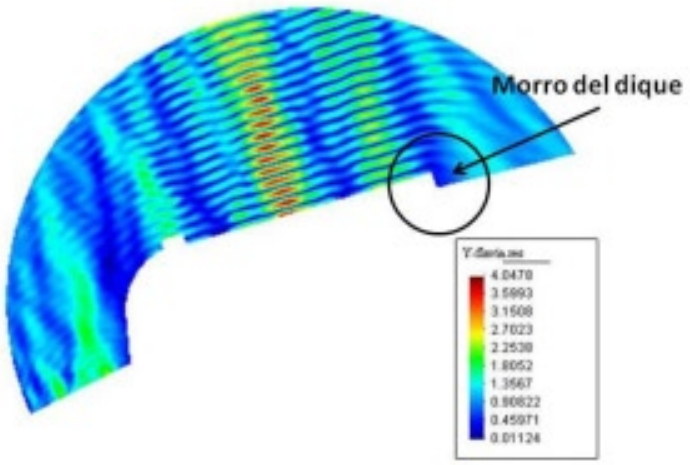


Figura 4. Agitación en la malla de estudio (Incidencia normal y Tp=12 s)

La Figura 4 y la Figura 5 muestran el valor de K_d, para un determinado oleaje incidente (Tp=12 s, β=0), en el dominio de estudio y en cada uno de los puntos de control seleccionados, respectivamente. Se observa que la altura de ola a lo largo de la pared del dique varía longitudinalmente, existiendo secciones de gran concentración de energía, donde su valor llega a multiplicarse por cuatro. Esta amplificación de la superficie libre es debida a los efectos producidos por la oscilación que genera la radiación en los bordes de la estructura y el morro. De esta manera el valor de la superficie libre en la pared del dique (η) es, al menos, la suma de los efectos producidos por la componente incidente (η_I), la reflejada (η_R) y la radiada en los extremos (η_r):

$$\eta = \eta_I + \eta_R + \eta_r \qquad \text{(Ecuación 1)}$$



Figura 5. Variación del coeficiente de agitación en la pared (Incidencia normal y Tp=18 s)

Esta variación, es función, entre otros parámetros (Ecuación 1), del ángulo de incidencia y periodo, tal y como muestra la Figura 6. Se ha representado, en las dos secciones monitorizadas, el coeficiente de agitación en función del ángulo y periodo del oleaje incidente. Se observa que la influencia de la dirección es bastante significativa, incluso mayor que el periodo, y que en algunos casos, la incidencia oblicua produce mayores coeficientes de agitación que la incidencia normal.

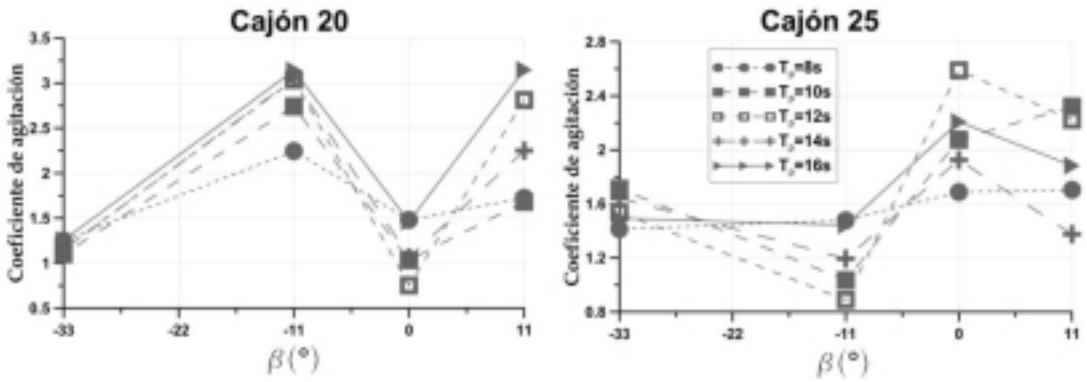


Figura 6. Influencia del ángulo de incidencia en el coeficiente de agitación

En segundo lugar, para cada uno de los estados de mar seleccionados, se ha analizado el valor de η medido en cada instante de tiempo (η(t)), en las dos secciones monitorizadas. Posteriormente se ha dividido el registro en oscilaciones individuales de paso ascendente por cero, obteniendo la altura (H), periodo (T) y η en la cresta y el seno de cada ola (ηc y ηs, respectivamente). Por último se ha realizado un análisis estadístico de las diferentes variables, obteniendo diferentes descriptores de cada estado de mar (Hs, Hrms, Hmax, Tz, η_{crms} y η_{srms}).

PRESIONES Y SUBPRESIONES

Para obtener las presiones ejercidas por el oleaje sobre el dique, se ha llevado a cabo un filtrado de la señal registrada por cada uno de los sensores de presión. Dicho filtrado ha consistido en eliminar la presión hidrostática y extraer únicamente las presiones dinámicas (Silva, 2005). En las señales no se ha observado rotura de ola ni rebase sobre el espaldón. De cada estado de mar, se ha seleccionado la distribución de presiones y subpresiones que producen el máximo empuje horizontal y la que produce el máximo empuje vertical, tanto en cresta como en seno. Del análisis de estas leyes de presiones, se han obtenido los siguientes resultados:

Se ha comprobado que la presión máxima en el NMR de cada estado de mar ($P_{máx}$) es proporcional al valor de la superficie libre en la pared del dique (η), obteniéndose un valor de Pmax dado por la siguiente expresión:

$$P_{max} = \rho g \eta$$

siendo, ρ la densidad del agua y g la aceleración de la gravedad.

Una vez calculado el valor de P_{max} la ley de presiones dinámicas se va reduciendo en profundidad según la función del coseno hiperbólico calculada con el periodo de la ola. En cuanto a las subpresiones, la Figura 7 muestra la presión medida en el talón del dique en cada uno de los estados de mar en función de la altura de ola máxima (Hmax). Se observa que la presión en el talón del dique no es nula, de manera que no es acertada la hipótesis de una ley de subpresiones triangular como suponen la mayoría de las formulaciones de cálculo existentes. Por otro lado, se observa como la presión en este punto aumenta a medida que lo hace el periodo.

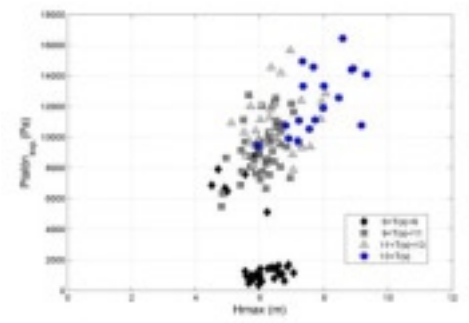


Figura 7: Valor de la presión en el talón del dique para cada estado de mar en función de Hmax

SIMULTANEIDAD DE EMPUJES MÁXIMOS

Una vez analizadas las leyes de presiones, se ha llevado a cabo un análisis del valor de los empujes horizontales y verticales. Los empujes horizontales (*Fh(t)*) se han obtenido a partir de la integración en vertical de las variables instantáneas de presión. Las fuerzas verticales (*Fv(t)*) se han obtenido mediante un ajuste lineal de las presiones medidas por cada sensor de subpresión en cada instante, integrando dicha ley a lo largo de la base del cajón (Figura 8).

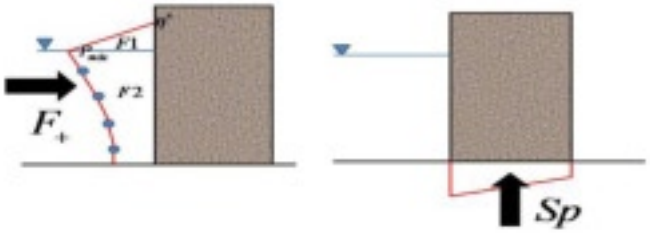


Figura 8: Metodología de cálculo de empujes horizontales (izquierda) y verticales (derecha)

Las variables básicas de empujes obtenidas han sido: 1) Fh_c y Fh_t: Empuje horizontal en cresta y seno respectivamente; 2) Fv_c y Fv_t: Empuje vertical en cresta y seno respectivamente. Por último, de cada estado de mar se han seleccionado: 1) $Fh_{c,max}$ y $Fh_{t,max}$: Máximo empuje horizontal en cresta y seno respectivamente y sus concomitantes verticales ($Fv_{c,x}$ y $Fv_{t,x}$;) 2) $Fv_{c,max}$ y $Fv_{t,max}$: Máximo empuje vertical en cresta y seno respectivamente y sus concomitantes horizontales,($Fh_{c,x}$ y $Fh_{t,x}$).

En general, la verificación de los modos de fallo a los que está sometida una estructura vertical se ha venido llevando a cabo bajo la hipótesis de que la fuerza horizontal y vertical máximas que actúan sobre el dique se producen simultáneamente, es decir, para la misma ola de diseño. La Figura 9 muestra las fuerzas horizontales frente a las verticales en cresta (Figura 9a) y seno (Figura 9b) de cada ola del registro de un determinado estado de mar. Se han representado la fuerza horizontal máxima del estado de mar y su correspondiente fuerza vertical tanto en cresta ($Fh_{c,max}$, $Fv_{c,x}$) como en seno ($Fh_{t,max}$, $Fv_{t,x}$), (igualmente con la máxima fuerza vertical y su correspondiente fuerza horizontal de cresta ($Fh_{c,x}$, $Fv_{c,max}$) y seno ($Fh_{t,x}$, $Fv_{t,max}$)). Los resultados más importantes demuestran que en el caso de estudio, la hipótesis anterior no es correcta, observándose los siguientes resultados:

No hay simultaneidad entre las fuerzas máximas horizontales y verticales. Tanto en cresta como en seno, existe un empuje horizontal máximo que lleva asociado un determinado empuje vertical y un empuje vertical máximo que lleva asociado un determinado empuje horizontal.

Existe una envolvente de pares de valores o combinaciones de empujes cuyo efecto sobre la estructura podría ser tanto o más desfavorable que las dos combinaciones de empujes máximos (línea discontinua).

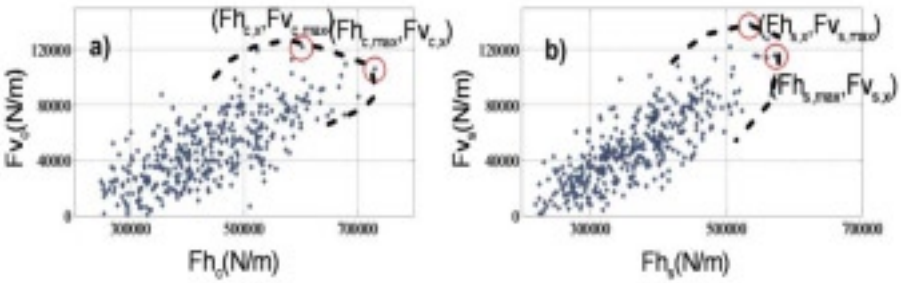


Figura 9.Empujes verticales y horizontales simultáneos en cresta (4a) y seno (4b)

MÉTODO DE CÁLCULO ACTUAL

El método de cálculo actual de diques verticales no nos permite conocer con exactitud el nivel de ajuste de las formulaciones existentes con el diseño más óptimo posible, de manera que una vez dimensionado el dique, podrían darse dos circunstancias. Por un lado el dique podría estar sobredimensionado, con el consiguiente incremento de los costes de construcción, mantenimiento y reparación. Por otro lado la estructura podría haber sido calculada de manera que no pudiera hacer frente a las solicitaciones impuestas y en este caso el fallo parcial o total de la misma podría producirse.

Para comprobar el nivel de ajuste de estas formulaciones, se ha llevado a cabo una comparación de los datos medidos en una de las secciones monitorizadas del dique Norte (Cajón 25), con los obtenidos de la aplicación de la formulación propuesta por Goda, 1985 para el diseño de diques verticales, cuyo esquema de presiones se muestra en la Figura 10.

Para poder llevar a cabo la comparación, se ha seleccionado el instante del estado de mar que produce el máximo empuje horizontal, y en ese instante se han comparado el valor teórico y experimental de los siguientes datos:

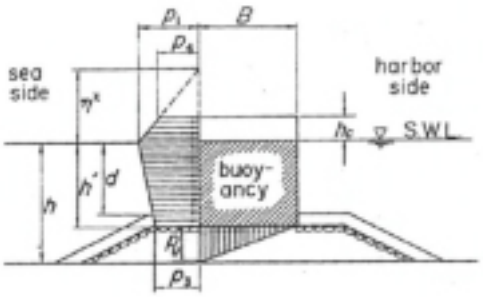


Figura 10: Esquema de presiones propuesto por Goda, 1985

- Cota de la superficie libre alcanzada por la lámina de agua, η^* (Figura 11a).
- Presión en el nivel del mar de referencia, p_1 (Figura 11b)
- Presión en la base del cajón, p_3 (Figura 11c).
- Presión a la entrada del medio poroso ,p_u (Figura 11d).
- Presión en el talón del cajón, $p_{talón}$.

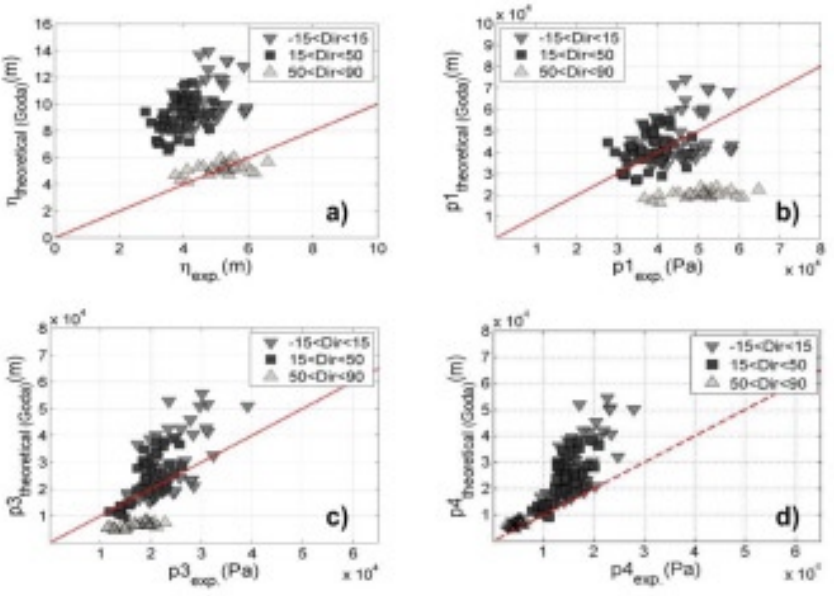


Figura 11: Comparación entre datos medidos y datos obtenidos de la aplicación de la formulación de Goda (1985)

Los principales resultados observados son:

1) Valor de η^*

El valor de η^* propuesto por Goda se calcula según la siguiente ecuación:
Siendo λ1 igual a 1, por ser un dique vertical en el que el oleaje incide sin rom-

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_D$$

per, β el ángulo de incidencia y H_D la altura de ola de diseño.

En la figura se observa que:

· Para los casos de incidencia menos oblicua, la formulación de Goda sobreestima el valor de η^*, dando resultados muy superiores a los obtenidos por los sensores de presión en el dique Norte.
· Para los casos en los que la incidencia del oleaje es muy oblicua con respecto a la perpendicular al dique, el valor de η^* calculado con la formulación de Goda se reduce considerablemente, obteniendo resultados más similares a los experimentales.

Esta sobreestimación en el valor de la superficie libre, es debida a lo siguiente:

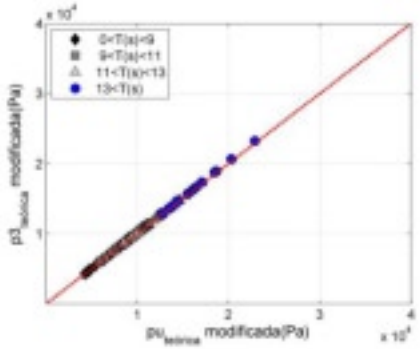
· La altura de ola de diseño, es mucho mayor a la medida en cada estado de mar.
· La formulación de Goda únicamente tiene en cuenta la reflexión del oleaje, y

no los efectos producidos por la componente radiada por los contornos de la estructura.
· La incidencia normal del oleaje no es siempre la más desfavorable en todas las secciones de la estructura, tal y como se considera en esta formulación.

2) Presión en el nivel del mar de referencia (p1) y presión en el fondo del cajón (p3):

· En el caso de incidencia menos oblicua, la formulación de Goda sobreestima los resultados en la mayoría de los casos y los subestima para otros, tanto para la presión en el nivel del mar de referencia, como para la presión en el fondo.
· En el caso de incidencia más oblicua, el valor de presión en el nivel del mar de referencia calculado con la formulación de Goda toma valores muy inferiores a los obtenidos a partir de los datos de campo. Para la presión en el fondo del cajón también ocurre esto.
· El valor de p1 es calculado en la formulación proporcionalmente al valor de η^*. Se ha verificado con los datos medidos que esta hipótesis es adecuada. Sin embargo, el error obtenido en el cálculo de la superficie libre, da lugar al error observado en el valor de p1.
· El valor de p3 en la formulación se obtiene a partir de la reducción según la función de transferencia o coseno hiperbólico. Aunque la reducción según la función de transferencia parece una buena aproximación, para el cálculo de p3, al estar ésta en la formulación calculada a partir de p1, la variación respecto a la experimental presenta las mismas diferencias que la presión en el nivel medio de referencia. Por lo tanto, p3 teórica también está subestimada con respecto a la medida en el Dique Norte.

3) Presión a la entrada del medio poroso (pu)



Goda asigna un valor prácticamente igual a la presión en el fondo del cajón y la subpresión a la entrada del medio poroso aumentando ambas con el aumento del T_s, tal y como puede verse en la Figura 12 en el que se representa le valor teórico de p_3 y p_u, calculados con el valor de η^*_{exp}.

Figura 12: Comparación entre p3 y pu teóricas, calculadas a partir del valor de η*exp.*

Se ha comprobado si en los valores de presión medidos en el Dique Norte ocurre igual. En la Figura 13 se representa el valor de p_{3exp} y puexp obtenidas de los sensores de presión colocados en el Dique Norte. Se observa una relación lineal entre ambos valores, siendo algo mayor el valor de p_{3exp}, y aumentando con el T_s, como era de esperar. Se puede ver que hay un conjunto de datos en los que puexp es casi la mitad que p_{3exp}, estos valores se corresponden con los estados de mar de periodos más bajos e incidencia más oblicua.

En la Figura 14 se muestra la comparación entre el valor de pu calculado mediante la formulación de Goda ajustado al valor de η_{Fhmax}, y el valor medido en el Dique Norte.

Los resultados más importantes son los siguientes:

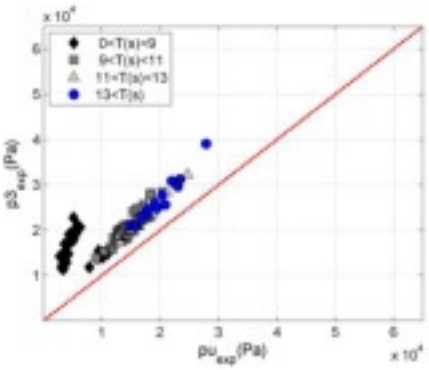


Figura 13: Comparación del valor de p3 y pu medidos en el Dique Norte

· En el caso de la subpresión a la entrada del medio poroso, los resultados teóricos se aproximan más a los experimentales. Hay unos datos para los que $p_{u,teórica}$ toma valores superiores a $p_{u,exp}$. Estos datos se corresponden con los eventos de periodos más bajos y ángulos de incidencia más oblicua, en los que $p_{3,exp}$ registraba valores inferiores. Para el resto de los casos, los datos medidos superan a los experimentales.
· La subpresión en a la entrada del medio poroso aumenta con el periodo, siendo mayor para las ondas más largas

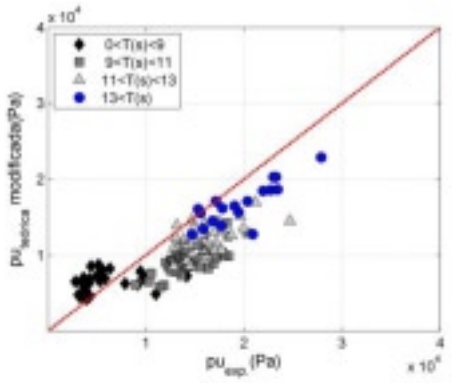


Figura 14: Comparación entre pu experimental y pu calculada con la formulación de Goda para η_{Fhmax}.

4) Presión en el talón

En la formulación se supone una presión en el talón nula. Tal y como muestra la Figura 7, esta hipótesis no es correcta en el caso del Dique Norte.

CONCLUSIONES

Este trabajo presenta un análisis de las distribuciones de presión y subpresión en dos secciones del Dique Norte del Puerto de Gijón (España), de tipología vertical, durante algunos eventos de temporal. Los resultados muestran que el nivel de ajuste de la formulación propuesta por Goda, 1985 a los datos medidos es bajo. Tal y como proponen las formulaciones de diseño, la cota alcanzada por el agua en la pared del dique, es la variable principal de proyecto. Sin embargo este valor debe ser calculado, no sólo en función de las características del oleaje, sino también de las características geométricas del dique. Una vez determinado el valor de η, las leyes de presiones y subpresiones quedan definidas.

Del análisis de las fuerzas, se concluye que la máxima fuerza horizontal y vertical no siempre están en fase, de manera que para un correcto dimensionamiento de la estructura, será necesario verificar los modos de fallo para todas las combinaciones de fuerzas horizontales y verticales más desfavorables.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Fomento a través del proyecto "Fiabilidad de Las Estructuras Portuarias" (P50/08).

REFERENCIAS

Pérez, D.,Correa, M.,Ortega-Sánchez, M.,Clavero, M., Losada, M.A., 2010. Pressure distributions on a vertical breakwater, C. Eng. Conf. Shanghai (to be published).

Fenton, J.D. 1985. Wave forces on vertical walls.J. of Waterway, P, C. and O. D.,ASCE. Vol. 111, Nº 4

Goda, Y.,1985. Random Seas and Design of Maritime Structures, University of Tokio Press

Takahashi, S., 1996. Desing of Vertical Breakwaters. P. And Harbour Research Institute. M.T., Japan

Vílchez, M.,2010. Leyes de presión en diques verticales irrebasables, Tesina fin de Máster.

5.3.5. ESTUDIO DE LOS POSIBLES MECANISMOS DE ROTURA Y CRITERIOS DE FALLO DE UN ESPALDÓN FUSIBLE

A. Campos[1], C. Castillo[1], R. Molina[2]

1. Universidad de Castilla-La Mancha. Edificio Politécnico. Avda. Camilo José Cela, s/n. 13071, Ciudad Real. alvaro.campos@uclm.es; mariacarmen.castillo@uclm.es

2. Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Madrid. C/ del Profesor Aranguren, nº 1. 28040, Madrid. rmolina@caminos.upm.es

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, existe una creciente demanda de grandes puertos situados en aguas profundas debido, básicamente, al incremento en las dimensiones del buque tipo que causan las economías de escala y a la imposibilidad de ocupar bahías naturales abrigadas por motivos ecológicos o de disponibilidad. Como consecuencia, es necesario ejecutar grandes obras de abrigo cada vez más expuestas al oleaje, donde la tipología vertical es más competitiva frente a la tipología en talud debido al ahorro de material que supone. Los metros lineales de diques verticales construidos durante la primera década de este siglo en el Sistema Portuario Español han sido ligeramente superiores a los construidos con tipología en talud (Gutiérrez et al, 2011), doblando la longitud que había hasta entonces, algo que contrasta con la hegemonía de estos últimos durante el siglo pasado. Gracias al notable progreso en la ingeniería marítima, estamos siendo testigos de la pérdida del "miedo" a la tipología vertical causada por una serie de fallos catastróficos en los años 30, de manera que la evolución conduce a complementar los requerimientos estructurales con los funcionales, la estética y el medio ambiente. Por ello, pese a que la tipología vertical es óptima en grandes profundidades (típicamente h>2 Hs) donde la función de gravedad actúa en condiciones de prioridad, los retos en el diseño de diques verticales no sólo se reducen a mejorar su principal inconveniente funcional, la reflexión, sino también a extender su uso en terrenos de baja capacidad portante y en profundidades reducidas, donde la rotura del oleaje puede provocar la aparición de presiones impulsivas de gran magnitud.

El diseño de una obra marítima es un proceso complejo y altamente iterativo donde normalmente se requiere una gran experiencia, por ello, las técnicas de optimización (ver Castillo et al., 2004, 2006 y Mínguez et al., 2006) son una buena herramienta ya que permiten automatizar dicho proceso operativo y obtener la solución que suponga un coste mínimo. Las iteraciones consisten en ir variando los parámetros de diseño al mismo tiempo que se comprueba si se cumplen o no las restricciones de seguridad y operatividad, hasta que se obtiene una solución razonable en términos económicos y de seguridad. Para verificar la seguridad y operatividad de la estructura se apuesta cada vez más por los métodos probabilísticos como complemento al tradicional enfoque determinista, ya que permiten considerar la incertidumbre asociada a los factores de proyecto y evaluar la fiabilidad y vulnerabilidad de la estructura, entendida como la probabilidad de que se produzca un determinado nivel de daño frente a un determinado régimen de acciones. Prueba de ello es la visión probabilista de las recomendaciones para el diseño de obras marítimas ROM 0.0-01 y ROM 1.0-09 a nivel nacional y del PROVERBS a nivel europeo, donde se establecen valores límite con los que verificar si la probabilidad de que se desarrolle cada uno de los modos de fallo considerados es admisible. Tradicionalmente, estos modos de fallo se consideran de forma independiente; no obstante, las combinaciones o relaciones entre ellos pueden ser especialmente relevantes debido a que el desencadenamiento de un modo de fallo puede modificar la probabilidad de fallo del resto de modos, algo que ya ha sido reseñado por autores como Oumeraci (1994), que hablando sobre fallos históricos en obras marítimas, concluye diciendo que el colapso de una estructura no se produce por el desencadenamiento de un único modo de fallo, sino que es fruto de la compleja interacción en-

tre ellos o Burcharth (1997): "*…overtopping may erode leeward armour layer, which is not yet quantified…*".

La correlación entre modos de fallo puede hacerse de dos maneras: mediante parámetros comunes (como Hs), que no aporta información sobre la interacción entre modos, o mediante la interacción física entre los modos, que representa de una forma más fidedigna los procesos que ocurren en la realidad. No obstante, este aspecto es difícil de considerar debido a la falta de información, en algunos casos, y a la dispersión, en otros, sin olvidar que se trata de procesos extraordinariamente complejos. Por ello, en la actualidad no hay información suficiente para obtener relaciones analíticas de estas interacciones.

La idea de un dique vertical con espaldón fusible (Campos et al., 2010) nace entre otros motivos de la relevancia, especialmente en el enfoque probabilista del diseño, de considerar la interacción física entre modos de fallo. Su fundamento es el de disminuir la probabilidad de que se desarrollen modos de fallo que causen un gran daño a la estructura (como deslizamientos o vuelcos) aumentando la probabilidad de fallo del espaldón fusible y, con él, la del rebase, cuyo daño es menor en comparación con los anteriores. Salvando las distancias, el funcionamiento del espaldón fusible es similar al de los conocidos fusibles de la red eléctrica (ver Figura 1): cuando el régimen de presiones en el paramento vertical es tan alto como para poner en riesgo la estabilidad de la estructura, una parte del espaldón del dique, diseñado para fallar en estos casos, cae; de este modo, las presiones actúan sobre una superficie menor y se alcanza una situación más estable. La consideración de un espaldón fusible y la aplicación de técnicas de optimización abren las puertas a diseños de diques verticales más esbeltos y económicos en base a una reducción de la manga de los cajones que, en ocasiones, puede llegar a ser de gran entidad. De este modo, la idea del espaldón fusible va más allá de una mera aplicación de los conceptos de probabilidad y combinación de modos de fallo: podría llegar a ser una alternativa a tener en cuenta en diques-muelle donde las condiciones obliguen a diseñar cajones de gran manga[1], al permitir reducir dicha dimensión siempre y cuando puedan asumirse los riesgos derivados del fallo del espaldón fusible durante la vida útil de la estructura. Se trata, por tanto, de un concepto a barajar en el reto actual del diseño de diques verticales.



Figura 1. Esquema del funcionamiento de un espaldón fusible.

En otros campos o áreas de conocimiento, existen algunas coincidencias y paralelismos con la idea del espaldón fusible. En ingeniería de presas se llevan usando desde hace algunos años los diques fusible y los aliviaderos fusibles para incrementar la capacidad de almacenamiento de las presas (Khatsuria, 2005). Por otro lado, en el temporal de extrema magnitud que azotó el Puerto de Motril (Granada) el 3 de mayo de 2004, el espaldón fue literalmente arrancado tal

1 En puertos situados en aguas profundas, donde el oleaje es más severo, se diseñan grandes espaldones para proteger las actividades portuarias frente al rebase del oleaje, lo que obliga a dimensionar cajones de gran manga para estabilizar el dique ante las importantes presiones que se generan en la pared expuesta al impacto directo de las olas. Por otro lado, en el caso de que el dique vertical se situara en un emplazamiento donde pudieran aparecer presiones impulsivas, la manga del cajón debería ser de gran entidad para resistir los importantes impactos asociados a dichas presiones impulsivas.

y como se muestra en la Figura 2. Según la opinión de diversos expertos, de no haberse producido la rotura del espaldón la estructura en su totalidad habría sido afectada por el temporal, al no estar diseñada para resistir las solicitaciones extraordinarias a las que fue sometida. Por tanto, podríamos estar hablando de una evidencia fortuita de la eficacia del espaldón fusible.



Figura 2. Mecanismos de rotura de los espaldones del Puerto de Motril (izda.) y daños sobre la losa asociados a la rotura del espaldón (dcha.)

OBJETIVOS

Uno de los aspectos más relevantes a la hora de plantear la idea de un espaldón fusible es su propio mecanismo de rotura que, en principio, no es evidente. Ante la acción extrema del oleaje podrían producirse deslizamientos del espaldón, vuelcos, o incluso la separación de los distintos módulos que compongan el mismo. Además, para considerar la interacción física del fallo del espaldón con el resto de modos de fallo es necesario conocer el comportamiento dinámico de la parte fusible, que puede servir también para determinar los daños que éste puede ocasionar y, de este modo, evaluar el riesgo asociado al fallo del mismo. No sólo es necesario estudiar los distintos mecanismos de rotura y el comportamiento dinámico que tenga el espaldón fusible (¿cómo rompe?), sino también definir un criterio de fallo con el que determinar durante el proceso de diseño en qué situaciones debe provocarse el fallo del fusible (¿cuándo ha de romper?).

El presente estudio está orientado precisamente a barajar los posibles mecanismos de rotura de un espaldón fusible y a evaluar diferentes criterios de fallo del mismo. Para ello, partiendo de un clima marítimo y una configuración geométrica predeterminada del dique, se aplicará la metodología probabilística y técnicas de optimización a diferentes casos con distintos criterios de fallo del espaldón fusible, asumiendo para todos ellos un cierto mecanismo de rotura del mismo. Finalmente se compararán las soluciones obtenidas en términos de probabilidad de fallo, coste mínimo, manga del cajón óptima y geometría óptima de la superestructura.

DISEÑO DEL DIQUE VERTICAL CON ESPALDÓN FUSIBLE

Consideraciones iniciales

Partiendo del estudio del clima marítimo en un punto de la fachada cantábrica, se ha planteado un caso genérico de dique vertical como primera aproximación, ya que de este modo la forma de ataque del oleaje sobre la estructura es independiente de la berma según el mapa paramétrico de McConell (ver Figura 3), lo que permite simplificar el problema. Además, se ha buscado una geometría donde puedan producirse cargas de impacto provocadas por ondas largas, es decir, donde alguno de los estados de mar cumpla la relación h<Hs/0.35 del mapa paramétrico de McConell, ya que esta situación puede favorecer la eficacia del espaldón fusible.

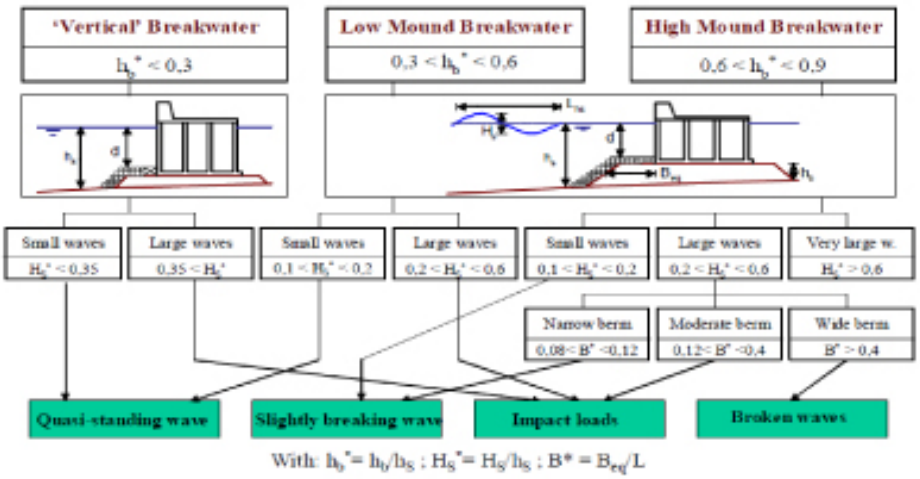


Figura 3. Mapa paramétrico de McConell. Fuente: PROVERBS, 2001.

La principal consideración inicial en el diseño del espaldón fusible es su geometría y qué partes del espaldón se seleccionan para fallar cuando la estabilidad de la estructura se encuentre comprometida. Por simplicidad, se ha considerado una geometría rectangular de los espaldones y, siguiendo las indicaciones de Campos et al. (2010), se ha dispuesto un espaldón fijo sobre el que se apoya el espaldón fusible. Finalmente, y a falta de estudios dinámicos que profundicen sobre el mecanismo de rotura del espaldón fusible, se ha decidido modelizar su comportamiento asumiendo que vuelca y queda tendido sobre la losa de coronación, junto al espaldón fijo, tal y como se refleja en la Figura 4. De este modo habrá dos situaciones posibles con distinta configuración geométrica: Situación 1, cuando no se produce el fallo del espaldón fusible, y Situación 2, cuando se ha producido el fallo del mismo.

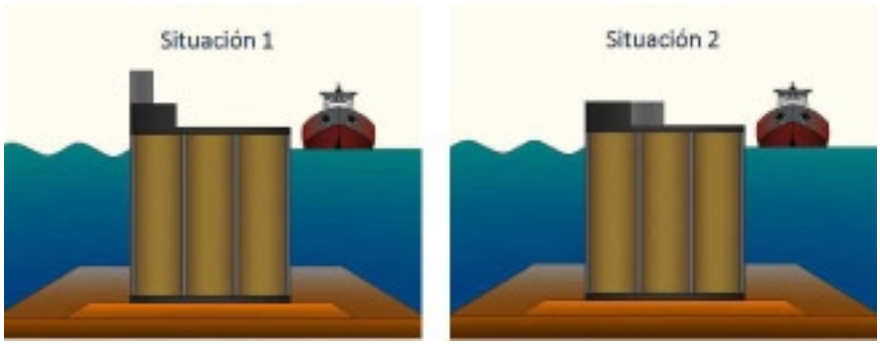


Figura 4. Posibles configuraciones geométricas del problema.

Parametrización

Para la formulación del problema se han distinguido 3 tipos de parámetros: variables a optimizar, parámetros fijos y parámetros variables.

Las variables a optimizar aparecen destacadas en la Figura 5 (izquierda) y son aquéllas que resultarán de minimizar el coste de la estructura. Vendrán determinadas por el propio proceso de optimización y son las siguientes: la manga del cajón (B), el ancho del espaldón fusible (b_1), la altura del espaldón fusible (a_1) y el umbral de rotura, que es el valor crítico a partir del cual debe producirse el fallo del espaldón fusible y dependerá del criterio de fallo que se escoja.

Siendo estrictos, en la realidad pocos parámetros pueden considerarse fijos, más bien estarían representados por una media y una cierta desviación típica. No obstante, para simplificar el problema y los tiempos de computación, se ha optado por asumir como fijos una serie de parámetros asociados a la geometría del dique, a las propiedades de los materiales y a los costes de los mismos, los cuales aparecen resumidos en la Tabla 1. Los parámetros geométricos fijos, destacados

en la Figura 5 (derecha), son los siguientes: profundidad a pie de berma sobre el NMM (h), profundidad sobre el NMM a una distancia de 5 Hs sobre la perpendicular del dique (h_0), profundidad sobre el NMM a la que se encuentra la banqueta de enrase (h'), altura de la banqueta de enrase (h_n), altura del cajón (h_b), profundidad de la berma sobre el NMM (d), taludes a sotamar y barlomar (tan αS, tan αL), espesor de la berma (e), ancho de la berma (B_m), cota de coronación del cajón sobre el NMM (F_m), ancho del espaldón fijo (b_2) y altura del espaldón fijo (a_2). Por otro lado, los parámetros fijos relacionados con las propiedades de los materiales han sido determinados a partir de los valores medios más usuales para este tipo de materiales y son los siguientes: coeficiente de rozamiento entre la base del cajón y la banqueta de enrase (μ_C), peso específico del agua del mar (γ_W), peso específico de la superestructura considerando que se trata de hormigón armado (γ_S), peso específico del cajón asumiendo que llevan un 75% de relleno granular (Negro, 2001) de 2.1 ton/m3 y un 25% de hormigón fuertemente armado de 2.5 ton/m3 (γ_C) y peso específico de las piezas de la berma asumiendo que son cubos de hormigón (B g). Por último, los parámetros fijos asociados al coste de los elementos que componen el dique son los siguientes: coste del cajón asumiendo que llevan un 75% de relleno y un 25% de hormigón armado (C_C), coste de la superestructura (C_S), coste de la banqueta de enrase (C_{BE}), coste del enrase sobre el que se apoya el cajón (C_E) y coste de la berma de protección asumiendo que son cubos de hormigón (C_B).

PARÁMETROS FIJOS							
Geométricos				Materiales		Costes	
h	23 m	$\alpha_S=\alpha_L$	atan(1/1.65)	μ_C	0.6	C_C	115.61 €/m²/m
h_0	23 m	e	5 m	γ_W	1.035*g	C_S	168.15 €/m²/m
h'	21 m	B_m	7 m	γ_S	2.4*g	C_{BE}	11.53 €/m²/m
h_n	2 m	F_m	3 m	γ_C	2.2*g	C_E	38.03 €/m/m
h_b	24 m	b_2	B / 3.5	γ_s	2.35*g	C_B	94.76 €/m²/m
d	16 m	a_2	3.2 m				

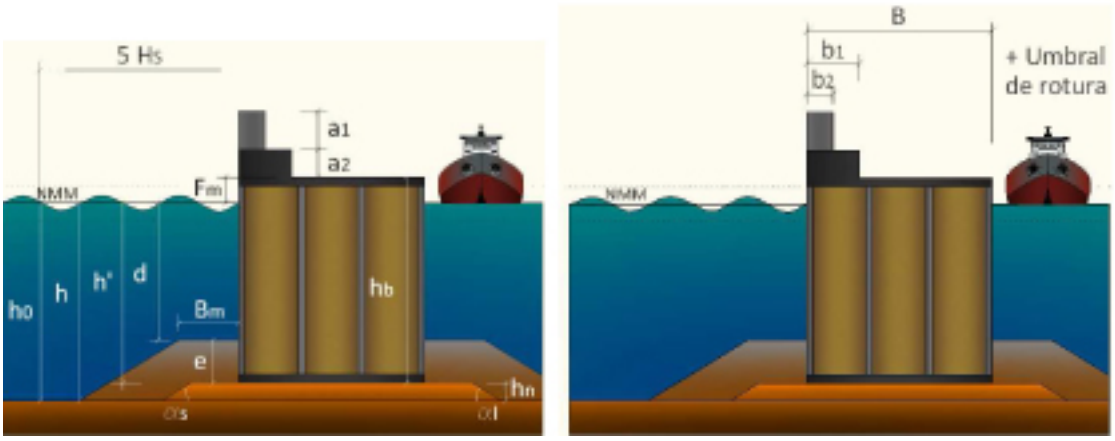
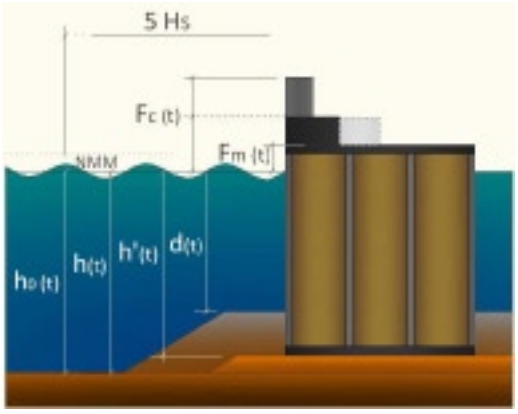


Tabla 1. Parámetros fijos del modelo.
Figura 5. Parámetros a optimizar (izda.) y parámetros fijos (dcha.).

Finalmente también se ha considerando un conjunto de parámetros variables. Más allá de las posibles desviaciones con respecto a la media que puede sufrir cualquier parámetro que no sea considerado de una forma ideal, en este caso la variabilidad de este conjunto se debe a la propia variación del NMM en el tiempo y a la variación de la geometría que ocasiona el fallo del espaldón fusible, por lo que habrá que considerar la magnitud de la marea astronómica (MA), la marea meteorológica (MM) y la posición del fusible. Estos parámetros aparecen esquematizados en la Figura 6 y son los siguientes: profundidad a pie de berma (h(t)=h+MA+MM), profundidad a una distancia de 5 Hs sobre la perpendicular del dique ($h_0(t)=h_0$+MA+MM), profundidad a la que se encuentra la banqueta



de enrase (h'(t)=h'+MA+MM), profundidad de la berma (d(t)=d+MA+MM), cota de coronación del cajón (Fm(t)=F_m+MA+MM) y cota del francobordo ($F_C(t)=F_m(t)+a_2$ cuando se produce el fallo del fusible o $F_C(t)=Fm(t)+a_1+a_2$ cuando no se produce el fallo del mismo).

Figura 6. Parámetros variables.

Agentes

Únicamente se han considerado agentes relacionados con el clima marítimo, en concreto el nivel del mar y el oleaje. En el nivel del mar se ha distinguido entre marea astronómica y marea meteorológica, mientras que para el oleaje se ha llevado a cabo un estudio de temporales en un punto genérico de la fachada cantábrica, caracterizando la dirección (θ), altura significante máxima ($H_{s,max}$), altura máxima (H_{max}) y periodo de pico ($T_{z,max}$), obteniéndose las siguientes distribuciones:

$$MA \sim \left[0.5 \times N\left(1.946, 0.591^2\right) + 0.5 \times N\left(3.716, 0.566^2\right)\right]_0^{55}$$

$$MM \sim N\left(0.02414, 0.11597^2\right)$$

$$H_{S,max} \mid \theta \sim GPD_M\left(\lambda_S(\theta), \delta_S(\theta), \kappa_S(\theta)\right)$$

$$H_{max} \mid H_{S,max}, \theta \sim W_M\left(\alpha_r(\theta) + \beta_r(\theta) H_{S,max} + \lambda_w(\theta), \delta_W(\theta), \kappa_W(\theta)\right)$$

$$T_{z,max} \mid H_{max}, H_{S,max}, \theta \sim N\left(a_t(\theta) + b_t(\theta) H_{S,max} + c_t(\theta) H_{max}, \sigma^2_{T_{z,max}}(\theta)\right)$$

Acciones

Como acciones capaces de generar situaciones desestabilizadoras se han tenido en cuenta, por considerarse las más importantes, la carga dinámica del oleaje a barlomar y el rebase. A la hora de modelizar la carga dinámica del oleaje a barlomar se ha usado la ley de presiones dinámica de Goda (1974, 1985) para la carga pulsátil generada tanto por olas estacionarias como por olas rompiendo (Quasi-standing wave del mapa paramétrico de McConell) y la de Takahashi (1992) para la carga de impacto que se produce cuando queda aire atrapado entre la ola rompiendo y el paramento vertical (Impact load del mapa paramétrico de McConell). Por otro lado, se ha empleado la formulación de Franco y Franco (1999) para el cálculo del caudal unitario de rebase.

Como se comentó anteriormente (ver Figura 4), existen dos configuraciones geométricas distintas en función de que se produzca o no el fallo del espaldón fusible. Esto tiene su repercusión directa sobre las dos acciones consideradas, ya que en la Situación 2 se reducen tanto la cota del francobordo como la superficie efectiva donde actúan las presiones, provocando un aumento del rebase y una reducción en la resultante de las presiones respectivamente.

Modos de fallo

De una forma simplificada, únicamente se han considerado cuatro modos de fallo: tres asociados a un Estado Límite Último (deslizamiento, vuelco y fallo del espaldón fusible) y uno asociado a un Estado Límite Operativo (rebase). Se omiten por tanto aquellos modos de fallo relacionados con el lecho marino, la banqueta de enrase o la berma, cuyo comportamiento se supondrá ideal. Pese a que tradicionalmente los modos de fallo se consideran de forma independiente,

en este caso se tendrá en cuenta la interacción física del fallo del fusible con el resto de modos de fallo, basada en que la caída del fusible modifica la ley de presiones disminuyendo las fuerzas desestabilizadoras, reduce la cota del francobordo y provoca cambios en la geometría que afectan al valor del momento restaurador frente al vuelco. A continuación pasan a detallarse las ecuaciones de verificación de cada uno de los modos de fallo.

La seguridad frente al deslizamiento se ha verificado mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\mu_C \left(W + W_1 + W_2 - F_V\right)}{F_H} \geq FS_D$$

donde μ_C es el coeficiente de rozamiento, W es el peso del cajón, W_1 el peso del espaldón fusible, W_2 el peso del espaldón fijo, F_V es la resultante de la subpresión, F_H es la fuerza horizontal del oleaje y FS_D es el factor de seguridad frente al deslizamiento, que se ha considerado igual a la unidad para trabajar con la región de fallo estricta.

De forma similar a la anterior, la ecuación de verificación frente al vuelco con respecto al pie del cajón situado a sotamar es la siguiente:

$$\frac{W \cdot y + W_1 \cdot y_1 + W_2 \cdot y_2 - M_V}{M_H} \geq FS_V$$

donde y es el brazo de la fuerza W, y_1 es el brazo de la fuerza W_1 (nótese que su valor varía dependiendo de la posición del fusible), y_2 es el brazo de la fuerza W_2, M_V es el momento que ejerce la subpresión, M_H es el momento de la fuerza horizontal del oleaje y FS_V es el factor de seguridad frente al vuelco, que nuevamente se ha considerado igual a la unidad para trabajar con la región de fallo estricta.

Por otro lado, el rebase (q), calculado con la fórmula de Franco y Franco (1999) se compara con un determinado caudal límite (q_{LIM}), por lo que la ecuación de verificación se basa en que $q \leq q_{LIM}$, donde q_{LIM} = 0.01 m3/s/m, valor calificado como "daño potencial para grandes yates" en el manual EUROTOP.

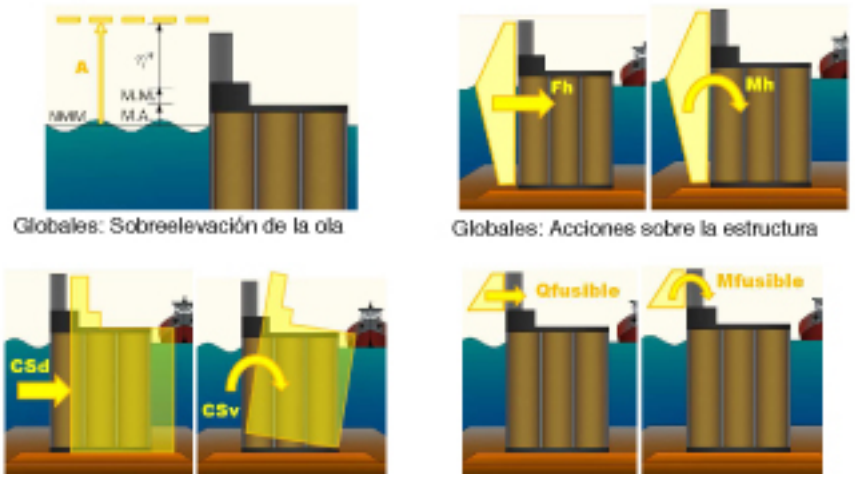
Por último, la ecuación de verificación del fallo del espaldón fusible es precisamente uno de los principales objetivos de este estudio. A la hora de barajar posibles ecuaciones de verificación del fallo del fusible, puede usarse una perspectiva global del conjunto de la estructura o bien una perspectiva asociada al mecanismo de fallo del fusible. En este último supuesto, la ecuación de verificación estaría directamente relacionada con el diseño real del espaldón fusible, ya que indicaría las acciones bajo las cuales debe diseñarse el fallo del fusible. Las ecuaciones de verificación irán asociadas a un determinado umbral de rotura que, tal y como se expuso anteriormente, vendrá determinado por el propio proceso de optimización. Los umbrales de rotura que se han propuesto aparecen esquematizados en la Figura 7. Asociados a dichos umbrales de rotura, se establecen las ecuaciones de verificación recogidas en la Tabla 2, donde η* es un parámetro de la formulación de Goda que indica la cota hasta la que es efectiva la acción del oleaje, F_h es la fuerza horizontal generada por el oleaje, Mh el momento generado por el impacto del oleaje en la pared vertical, CS_D el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento, CS_V el coeficiente de seguridad frente al vuelco, $Q_{fusible}$ el esfuerzo cortante que actúa en la base del espaldón fusible y Mfusible el momento flector que actúa en la base del espaldón fusible.

A excepción del CASO A, todas las ecuaciones de verificación se basan en que no se supere un determinado esfuerzo límite o que el coeficiente de seguridad sea mayor que un determinado coeficiente de seguridad límite (que debe ser necesariamente mayor que el factor de seguridad). La ecuación de verificación del CASO A, por su parte, consiste en suponer que el fallo del fusible se produce

cuando la cota de actuación del oleaje supera un determinado valor A (nótese que η* se mide sobre el nivel del mar en cada instante de tiempo, mientras que A se mide sobre el NMM).

Tabla 2. Ecuaciones de verificación para cada uno de los casos estudiados.

CASO	ECUACIÓN DE VERIFICACIÓN	UMBRAL DE ROTURA
Ecuaciones de verificación globales		
A	η^* + *Marea Meteorológica* + *Marea Astronómica* ≤ A	A
F_h	$F_h < F_{h,LIM}$	$F_{h,LIM}$
M_h	$M_h < M_{h,LIM}$	$M_{h,LIM}$
CS_D	$CS_D > CS_{D,LIM} > FS_D$	$CS_{D,LIM}$
CS_V	$CS_V > CS_{V,LIM} > FS_V$	$CS_{V,LIM}$
Ecuaciones de verificación asociadas al mecanismo de fallo del fusible		
$Q_{fusible}$	$Q_{fusible} < Q_{fusible,LIM}$	$Q_{fusible,LIM}$
$M_{fusible}$	$M_{fusible} < M_{fusible,LIM}$	$M_{fusible,LIM}$



Globales: Sobreelevación de la ola

Globales: Acciones sobre la estructura

Figura 7. Umbrales de rotura elegidos para la ecuación de verificación del fallo del fusible.

Casos de estudio

Se han llevado a cabo siete casos de estudio (ver Tabla 2), uno para cada una de las ecuaciones de verificación del fallo del fusible consideradas. Todos ellos tienen los mismos parámetros, están sometidos a los mismos agentes y su función de optimización es idéntica: minimizar el coste de construcción modificando las variables geométricas a optimizar (el ancho del cajón y las dimensiones del espaldón fusible). Se ha añadido a modo comparativo un octavo caso, el CASO 0, bajo las mismas hipótesis que para el resto de casos pero suponiendo que ambos espaldones están fijos (obviando la condición fusible del espaldón superior). De este modo, aplicando un modelo numérico, se ha obtenido la solución óptima para cada uno de los casos, que es aquélla que cumple las restricciones de fiabilidad y que minimiza el coste de construcción (Coste Construcción=$C_C V_C + C_S V_S + C_{BE} V_{BE} + C_E B + C_B V_B$). Las restricciones de fiabilidad que se han impuesto han sido una probabilidad máxima de fallo de 0.001 para ELU y de 0.01 para ELO. Para el fallo del espaldón fusible no se ha impuesto una probabilidad máxima admisible, aunque podría limitarse según los requisitos de explotación en cada caso concreto.

RESULTADOS

Los resultados de la optimización de los casos de estudio (cuyos parámetros fijos se encuentran en la Tabla 1) se resumen en la Tabla 3 y se esquematizan gráficamente en la Figura 8.

Tabla 3. Resultados de la optimización de los casos de estudio

	CASO 0	CASO A	CASO F_h	CASO M_h	CASO CS_D	CASO CS_V	CASO $Q_{fusible}$	CASO $M_{fusible}$
Valores óptimos								
B (m)	21.70	19.69	19.69	19.69	19.72	19.75	19.69	19.72
b_1 (m)	6.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.1	3.2	3.2
a_1 (m)	4.5	7	7	7	6.9	7	7	6.9
Umbral fallo	-	15.3 m	2250 KN/m	35000 KN/m	1.076	1.231	235 KN/m	402 KNm/m
CC (€/m)	73693	67068	67068	67068	67099	67121	67068	67099
Reducción CC	-	8.99%	8.99%	8.99%	8.95%	8.92%	8.99%	8.95%
Probabilidades asociadas								
D	**0.00100**	**0.00100**	**0.00100**	**0.00100**	**0.00100**	**0.00100**	**0.00100**	**0.00100**
V	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044
R	**0.00969**	**0.00999**	**0.00999**	**0.00925**	0.00330	0.00352	**0.00969**	**0.00999**
NoF	1.00000	0.99031	0.99009	0.99075	0.99758	0.99758	0.99031	0.99009
D1	-	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
V1	-	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
R1	-	0.00000	0.00022	0.00000	0.00154	0.00176	0.00000	0.00000
F	0.00000	0.00969	0.00991	0.00925	0.00242	0.00242	0.00969	0.00991
D2	-	0.00088	0.00088	0.00088	0.00088	0.00088	0.00088	0.00088
V2	-	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044	0.00044
R2	-	0.00969	0.00991	0.00925	0.00242	0.00220	0.00969	0.00991

D=deslizamiento, V=Vuelco, R=Rebase, F=Fallo del fusible, Subíndice 1=Situación1, Subíndice 2=Situación 2

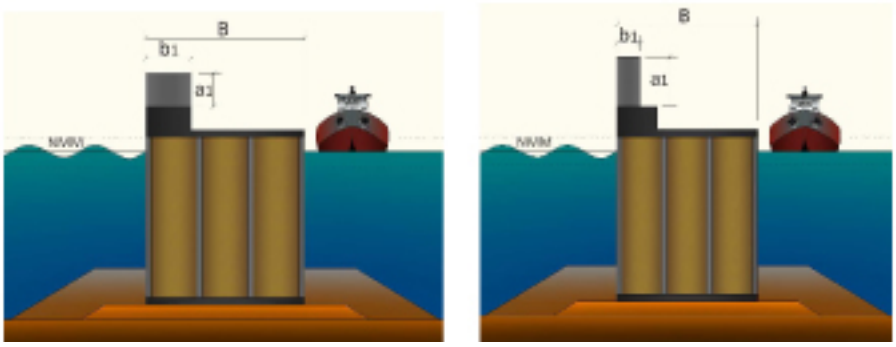


Figura 8. Geometría óptima del CASO 0 (izda.) y del resto de casos (dcha.).

El análisis de los resultados revela que, para el problema estudiado, el empleo de un espaldón fusible permite reducir el coste de construcción en un 9% en base una reducción del volumen del espaldón, la manga del cajón y consecuentemente también en la banqueta de enrase. El modo de fallo más limitante en todos los casos ha sido el deslizamiento, seguido inmediatamente después por el rebase.

La solución óptima con espaldón fusible parece ser independiente del criterio de fallo escogido. No obstante, los casos CSD y CSV presentan una ventaja con respecto al resto: el fallo del fusible únicamente se programa cuando está en riesgo la estabilidad del dique, lo que reduce significativamente la probabilidad de fallo del fusible y la del rebase con respecto al resto, reduciéndose asimismo los posibles costes de reparación asociados. Aún así, el inconveniente que presentan los criterios de rotura globales con respecto a los focalizados en el fusible es que podrían no estar relacionados directamente con las acciones sobre el espaldón fusible y, por tanto, con el mecanismo de fallo del mismo.

CONCLUSIONES

En este estudio se ha puesto de manifiesto la importancia de considerar la interacción física entre modos de fallo, pese a la complejidad de comprender y obtener relaciones analíticas de estos fenómenos. La idea del espaldón fusible se ha planteado no sólo como ejemplo de aplicación directa de la correlación física entre modos de fallo, sino también como una posible alternativa ante los retos actuales a los que se enfrenta el diseño de diques verticales.

En el ejemplo particular propuesto en este trabajo, se ha demostrado que el empleo del espaldón fusible permite obtener diseños más esbeltos y, por tanto, estructuras más económicas. Los resultados obtenidos indican que el coste de construcción óptimo de un dique vertical con espaldón fusible es independiente del criterio de fallo del fusible que se establezca (siempre y cuando esté relacionado con las acciones sobre la estructura), aunque podría no ser así si se consideraran también los costes durante la vida útil. No obstante, la reducción en el coste de construcción que se ha obtenido considerando un espaldón fusible (del 9%) se antoja insuficiente frente a los riesgos que conlleva, por lo que serán necesarios futuros estudios orientados a cuantificar dichos riesgos en el diseño y a evaluar, no sólo el coste de construcción, sino también los costes derivados del mantenimiento y reparación durante la vida útil.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Puertos del Estado y al Ministerio de Ciencia e Innovación (proyecto BIA2009-10483 y beca BES-2010-034048) por el apoyo prestado.

BIBLIOGRAFÍA

Burcharth, H. F., 1997. Reliability-based design of coastal structures. Advances in Coastal and Ocean Engineering. vol 3, pp. 145-214.

Campos, A., Castillo, C., Molina, R., 2010. Optimizing breakwater design considering the system of failure modes," *32nd International Conference on Coastal Engineering.*

Castillo, E., Losada, M. A., Mínguez, R., Castillo, C., Baquerizo, A., 2004. Optimal engineering design method that combines safety factors and failure probabilities: application to rubble-mound breakwaters. *Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering*, vol 130, pp 77-88.

Castillo, C., Mínguez, R., Castillo, E., Losada, M. A., 2006. An optimal engineering design method with failure rate constraints and sensivity analysis. Application to composite breakwaters. *Coastal Engineering*, vol 53, pp 1-25.

Franco, C., Franco, L., 1999. Overtopping formulas for caissons, breakwaters with nonbreaking 3d waves. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, pp 98-108

Goda, Y., 2010. Random Seas and Design of Maritime Structures, 3rd edition. World Scientific.

Gutiérrez, R., Grassa, J. M., Grau, J. I., 2011."Una panorámica sobre el proyecto y la construcción de diques de abrigo en España desde finales de los años 90," *XI Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, (in press)

Khatsuria, R. M., 2005. Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators.

Mínguez, R., Castillo, E., Castillo, C., Losada, M. A., 2006. Optimal cost design with sensitivity análisis using decomposition techniques. Application to compo-

site breakwaters. Structural Safety 28. pp 321-340

Negro, V., Varela, O., García, J. H., López, J. S., 2001. Diques Verticales. Ed: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Oumeraci, H., 1994. Review and analysis of vertical breakwater failures - lessons learned, *Coastal Engineering*, vol. 22, pp. 3-29.

Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, W., De Groot, M., Crouch, R., Vrijling, H., Voortman, H., 2001. Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters.

Puertos del Estado. 2001. ROM 0.0, General procedure and requirements in the design of harbour and maritime structures.

Puertos del Estado, 2009. ROM 1.0 Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo.

Pullen, T., Allsop, W., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J. W., 2007. EUROTOP. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual.

Takahashi, S., Tanimoto, K. and Shimosako, K., 1992. Experimental study of impulsive pressures on composite breakwaters. Rept. Port and Harbour Res. Inst. Vol 31, Nº5.

5.4. DINÁMICA Y EVOLUCIÓN DE LAS PLAYAS

5.4.1. ACCIONES DE OBRAS LINEALES EN PLAYAS

A. Lechuga[1], J.M. de la Peña[2]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. Antonio.Lechuga@cedex.es
2. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. Jose.M.Pena@cedex.es

INTRODUCCIÓN

El desarrollo del País producido a partir de los años 50 del pasado siglo hizo que gran cantidad de aporte sólido de los ríos y rieras que continuamente fluían hacia el mar, dejara de hacerlo, y paulatinamente fue apareciendo la necesidad de arena para alimentar el transporte sólido litoral de las playas, surgiendo en ellas algo que no se conocía en nuestras costas: la erosión, o recesión de las playas. Sin embargo, en otros lugares más desarrollados, como en las costas estadounidenses, ya lo tenían asumido desde comienzos del siglo XX. Entonces empezamos a conocer y aprender la ingeniería de costas aplicada a este problema, y comenzaron a construirse obras de defensa del litoral, para contener el avance del mar en muchos casos buscando lo que era suyo y habíamos usado sin tener un buen conocimiento de la naturaleza del litoral; sus ciclos y necesidades. La sensibilidad ambiental ante estas situaciones se hizo patente; poniendo en cuestión muchas de estas actuaciones sobre el borde costero, entre las que se encuentran las obras lineales, especialmente en los núcleos urbanos o peri urbanos. Entonces se comenzó a poner en cuestión estas defensas y en ocasiones a achacarles los males erosivos de su frente litoral; pero, como puso de manifiesto Weggel (1988): "... Muchas de las afirmaciones hechas sobre muros costeros y como afectan a la playa son simplemente conjeturas, basados en limitadas (o incontroladas) observaciones y en casi ningún dato cuantitativo... ". Aunque lo cierto es que hasta hace muy poco tiempo tampoco existían estudios y datos que pudieran presentar una metodología de estudio del comportamiento de los muros u obras de defensa lineales en playas o en la costa que indicaran los beneficios y los prejuicios de su construcción. Como también indica Weggel (1988) estos efectos que producen los muros u obras lineales en la playa no están bien documentados, y además estas obras de defensa suelen ser los primeros puntos de observación y referencia que se percibe en una playa para indicar si está en erosión o en aumento.



Figura1: Muro del paseo marítimo de la playa de Salinas (Asturias)

TIPOS DE ESTUDIOS EXISTENTES

Los tipos de estudios existentes de las acciones sobre obras lineales en playas, estado del conocimiento o del arte del arte, se pueden dividir en tres grandes grupos (Kraus, 1988; Kraus y McDougal, 1996):

1. Estudios de laboratorio
2. Estudios de campo
3. Estudios teóricos

En la mayoría de las ocasiones solamente distinguen dos tipos de situaciones: Cuando la obra lineal se localiza en zona de aguas someras o en el estrán con una playa en pendiente; y cuando la obra lineal está situada en aguas más profundas con un fondo, a efectos prácticos, horizontal. Solamente muy escasos trabajos tratan de estas obras de defensa fuera de estos dos estados, ejemplo de ellos es el estudio de Weggel (1988). Los trabajos de Peña (2011) presentan un análisis pormenorizado de todos estos trabajos.

Estudios de laboratorio

Los primeros trabajos que se efectuaron fueron en modelo físico de fondo móvil. Se estuvieron utilizando hasta finales de los años ochenta del pasado siglo; pero posteriores trabajos, como los de Kraus y McDougal (1996), pusieron en duda la validez de este tipo de ensayos para el análisis del problema.

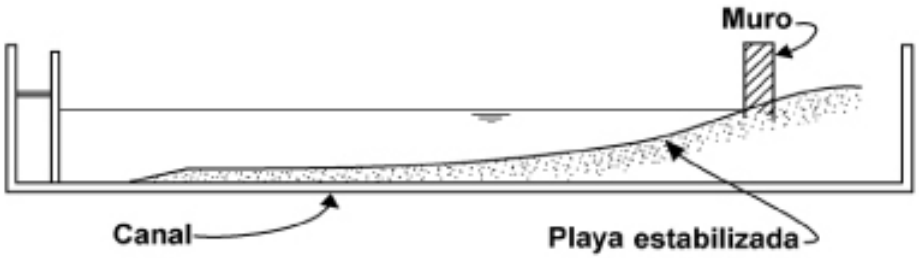


Figura 2: Esquema del ensayo de Dorlan (1940), primero de los estudios en laboratorio para analizar el efecto de muros en playas (Peña, 2011)

Estudios de campo

Casi todos los estudios basados en toma de datos de campo se han realizado en Estados Unidos, siendo de especial relevancia aquellas playas donde es habitual la acción de los huracanes, y por tanto necesitan conocer el comportamiento que tienen las obras de defensa lineales. También, existen trabajos del comportamiento de estas obras de defensa en las costas del Japón. Fuera de estos dos ámbitos no he hallado trabajos de campo de relevancia que tengan en cuenta como una de las labores ver el comportamiento de este tipo de obras de defensa respecto de la playa. Además, las conclusiones a las que se llega suelen ser locales y parciales, por lo que en muchos casos no puede generalizarse el resultado para estudios concretos, pudiéndose extender esta literatura recurriendo al trabajo de Kraus (1988) y Kraus et al (1996).

Estudios teóricos

Los estudios teóricos se pueden clasificar en diferentes tipos: El primero de ellos se refiere a recopilación bibliográfica, entre los que merece una mención especial el que presenta Kraus (1988) y Kraus y McDougal (1996) que finalizan con una serie de conclusiones; Otro tipo son los que realizan un estudio del comportamiento teórico, destacando el que presentó Dean (1986); Finalmente existen los estudios generales sobre obras de defensa lineales, como el CERC (1995) en una monografía sobre el tema.

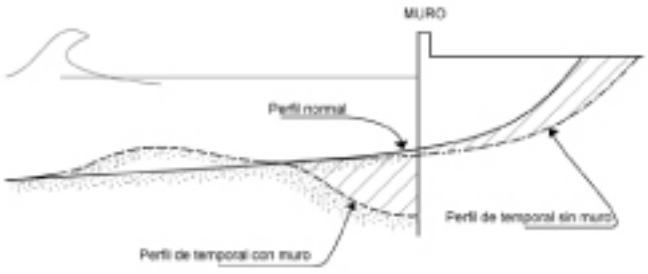


Figura 3: Esquema de funcionamiento del principio de Dean (1986) de comportamiento de la playa con muro (Peña, 2011)

ACCIONES DE LAS OBRAS DE DEFENSA LINEALES EN LA PLAYA

El análisis de acciones que las obras lineales de defensa en playas producen o pueden producir se debe realizar en dos vertientes: Perfil y planta, con lo que tendremos el conocimiento de los efectos en forma espacial de éstos. A continuación se analizan por separado cada uno de ellos. No indicando con ello que todos los muros u obras lineales de defensa tengan todos ellos, sino que estos efectos son los que los especialistas han ido detectando que pueden producirse debido a la presencia de la obra, respecto al comportamiento que tendría la playa si ésta no existiera.

Efectos sobre el perfil de playa

Los efectos más comúnmente esperables debida a la presencia de una obra lineal que se sitúa en una playa en el perfil frente a ella son:

· Socavamiento
· Reflexiones
· Cambio de recuperación de una playa tras un temporal
· Cambio en la forma del perfil
· Cambio de pendiente
· Cambio de la situación de las barras
· Cambios de granulometría de la arena
· Cambios en el transporte de sedimentos
· Reducción de playa seca

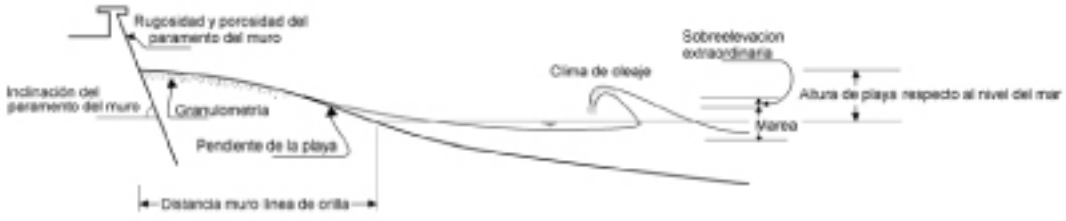
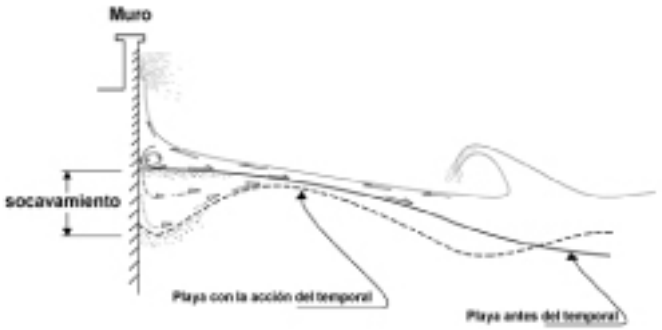


Figura 4: Variables que intervienen en la formación e intensidad del socavamiento producido por una obra lineal de protección de costa (Peña, 2011)



El socavamiento es el agujero o zanja que se forma frente a un muro debido a la acción del oleaje contra él. La formación de éste y la extensión y profundidad dependerá de una serie de parámetros, que actuarán con mayor o menor intensidad.

Figura 5: Formación de un socavamiento frente a una obra de defensa lineal (Peña, 2011)

La profundidad del socavamiento dependerá, por tanto del volumen requerido para formar el perfil disipativo en temporal; pero ese volumen depende de la posición del muro y del grado de absorción de energía de oleaje que tenga la obra. Así, en determinados grados de inclinación del paramento del muro, puede producirse acumulación de material y no socavamiento, para coeficientes de reflexión menores de 0,25, siendo éste el valor que condiciona la formación o no del socavamiento, según Sawaragi (1967).

Si se busca la profundidad máxima de socavamiento, ésta la da las formulacio-

nes de Fowler (1993) que, recordamos, es:

Muros verticales:

$$S_{max}/H_0 = (22{,}72\ h_w/L_0 + 0{,}25)^{1/2} \quad \text{cuando} \quad -0{,}011 \le h_w/L_0 \le 0{,}05$$

$$S_{max}/H_0 \le 1 \text{ para el resto}$$

Diques de escollera en talud en aguas someras:

$$S_{max}/H_0 \le 1$$

Pero si lo que se busca es la profundidad de socavamiento para un estado determinado, habría que recurrir a la fórmula de McDougal et al (1996) que, como se ha indicado anteriormente, versa:

$$\frac{S_w}{H_0} = 0{,}41 m^{0{,}85} \left(\frac{L_0}{H_0}\right)^{1/5} \left(\frac{h_w}{H_0}\right)^{1/4} \left(\frac{H_0}{D_{50}}\right)^{1/3}$$

Siendo: S_w, la profundidad de socavamiento; H0, la altura de ola en alta mar; m, la pendiente de la playa; L_0, la longitud de onda en alta mar; h_w, la profundidad de la playa al pie de la obra; D_{50}, el tamaño medio de la arena.

Las reflexiones sobre el paramento de la obra lineal de protección es junto al elemento barrera que produce el muro las dos causas de alteración del perfil de playa cuando sobre ella actúa un oleaje. Pero en este apartado, solamente se trata del efecto directo que sobra el oleaje produce el muro al reflejarlo. Los primeros estudios teóricos de laboratorio indicaban que las reflexiones en muros modulaban también el fondo del mar, esto es la superficie de la playa sumergida, de tal forma que se producían ondulaciones coincidiendo con los nodos y antinodos de las ondas estacionarias generadas. Los estudios de campo desmentían tal afirmación, al menos los que se han estudiado y analizado para este estudio; pero los trabajos de campo que se ha realizado en el CEDEX para la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, para el seguimiento de la playa de Salinas demuestran otra cosa: dan la razón a los primeros estudios teóricos en laboratorio, aunque deben darse para ello acciones del mar persistente y de gran intensidad, como lo fueron en el año 2009 en la playa citada, como bien se puede apreciar si se compara con el perfil de esa misma playa en otro año. También se da la circunstancia que este perfil ondulado se da cuando no existe muro, aunque su modulación es diferente, con menor intensidad y una longitud de onda mayor.

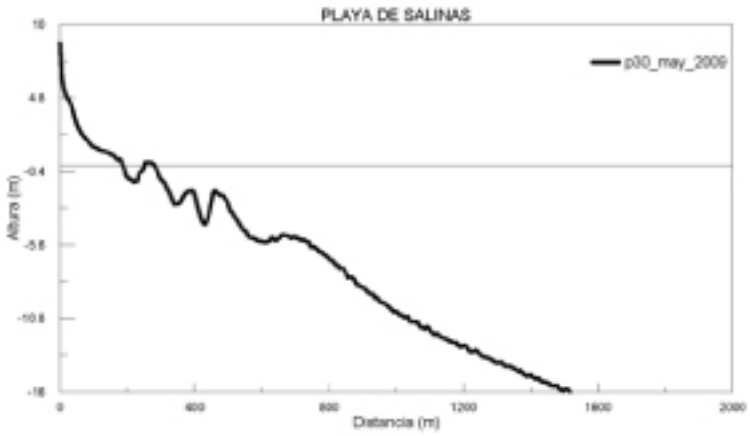


Figura 6: Perfil frente al muro del paseo marítimo de la playa de Salinas de Castrillón (Asturias) en mayo de 2009, aprécie-se las ondulaciones producidas por las fuertes reflexiones en el muro en 2009, año de fuertes temporales (Peña, 2011)

Tras un temporal, la playa tiende al "recuperarse", esto es: a formar el perfil de bonanza aumentando la altura de berma, y anchura de playa seca, para ello el volumen de sedimento que el mar depositó en zona de rompientes vuelve a

emigrar a la playa seca. La idea que generalmente se tiene es que el muro de la obra lineal de defensa de playa lo que hace es retrasar ese proceso. Pero el estudio de los diversos trabajos que se han realizado sobre el tema no lo aclaran: existiendo datos en un sentido y en otro. Los seguimientos que se realizan en la playa de Salinas en Castrillón en Asturias, en un primer análisis, indican que la recuperación de la playa es similar en las zonas donde hay paseo marítimo que en donde no lo hay. Por lo que en una primera aproximación, puede suponerse que no existen diferencias apreciables entre la recuperación del perfil de bonanza en una playa que tiene obra lineal de defensa que donde no la tiene.

Los cambios en el perfil que hipotéticamente pudieran producirse en la playa en presencia de un muro, respecto al perfil sin él, aparte de la forma general del perfil, se centran principalmente en dos aspectos concretos: la pendiente de la playa y la emigración de barras.

La forma general del perfil, si nos atenemos a los principios anteriores, no debiera cambiar, salvo en dos aspectos ya estudiados: la zona próxima al muro u obra de defensa lineal, y cuando se producen grandes reflexiones que provocan un perfil ondulado. Según todos estos datos, la pendiente de la playa, exceptuando la zona de influencia del socavamiento, no cambia significativamente, en presencia de la obra de defensa. Pero tampoco existen datos concluyentes, como indica Dean (1986) que expliquen si existen cambios en el transporte transversal de sedimentos, ni en la emigración de barras. Por ello parece que el efecto de la presencia del muro de la obra lineal solamente afectaría a la forma general del perfil, excluyendo ondulaciones, en una zona próxima al muro donde se producen los movimientos de arena que provocan el socavamiento, cuyo mecanismo se ha explicado anteriormente.

Si se analiza los cambios en la granulometría debido a la presencia de muros, debe tenerse en cuenta que, cuando se produce la "recuperación del perfil", esto es se forma el perfil de bonanza, gran parte del material fino que emigró puede volver; pero, si existe algún mecanismo de trasporte longitudinal asociado esta emigración del material fino lo hace fuera del perfil, y en ocasiones hasta fuera del propio sistema, con difícil recuperación.

No se tiene suficientes datos para conocer en qué grado afectan estas reflexiones al transporte de sedimentos, tanto longitudinal como transversal. Si atendemos al transporte longitudinal de sedimentos, como indica Dean (1986) existen datos controvertidos a favor y en contra de un hipotético aumento. No existen datos de campo que nos hagan inclinar la balanza de uno u otro lado.

El transporte transversal, responsable de los cambios generales que se produzcan en el perfil, y como hemos visto anteriormente no se producen cambios aparentes en los perfiles con obra de defensa lineal y sin ella, salvo en la zona más próxima a ella por lo que es lógico pensar que el transporte transversal se alterará poco por la presencia de la obra. Tampoco parece que se alteren las profundidades de cierre activa y máxima del perfil.

El efecto sobre la anchura de la playa seca no ha sido muy estudiado, pero en el seguimiento y estudio de la playa de Salinas en Castrillón en Asturias, realizado por el CEDEX (Peña, 2010), mostraba cómo la parte de playa en la que no existe paseo marítimo sino un campo de dunas litorales, la anchura era mayor que en el tramo de playa que posee un paseo marítimo con muro vertical. Comprobándose en este estudio que la playa seca frente a un muro tenía una anchura media del 30% inferior a la misma correspondiente sin obra. Para ello se tomó desde el punto donde comenzaba el paseo 500 m de playa con paseo, hacia un lado, y 500 m de playa sin paseo al otro.

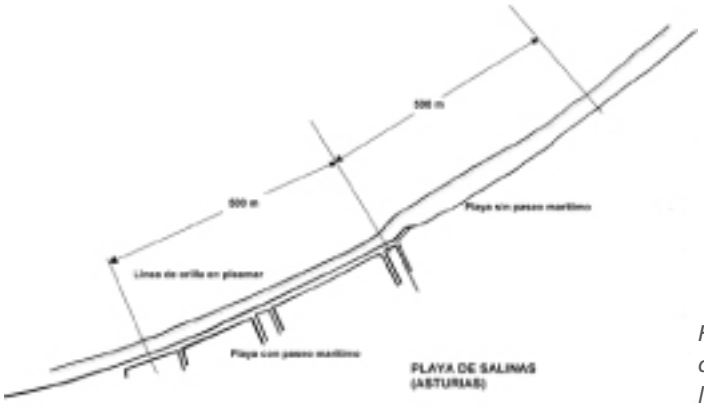


Figura 7: Efecto del paseo marítimo de Salinas (Asturias) en la anchura de la playa seca

Efectos sobre la planta de la playa

En ocasiones se ha acusado a las obras de defensa lineales ser las causantes de erosiones no solamente en su frente, el perfil de playa, sino a las zonas de costa colindantes. Entre los especialistas que se han dedicado a estudiar estos posibles efectos que un muro puede producir en planta, tanto a lo largo de la costa como en la playa sumergida frente a él destacan los siguientes:

· Erosión lateral
· Cruce de oleaje
· Corriente longitudinal, onda corredera
· Efecto espigón
· Aguas arriba acumulación
· Aguas abajo erosión
· Variación de transporte longitudinal de sedimentos
· Alteración de barras, si existen
· Formación de "rip currents"

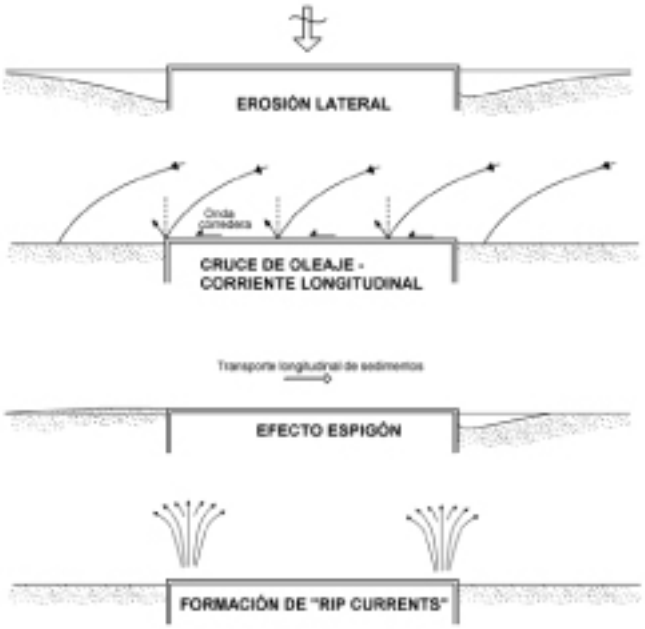


Figura 8: Efectos en planta de las obras lineales de defensa de playa (Peña, 2011)

Se denomina efecto de erosión lateral a las erosiones localizadas que se pueden producir en los extremos de las obras de defensa o esquinas. Para ello, en temporal el mar debe tocar esos extremos con una cierta intensidad. Su formación es debida a la concentración de energía que genera la cara lateral del muro y los efectos de refracción y difracción que consecuentemente provoca.

Cuando el muro toca el agua, puede considerarse válida la expresión dada por los trabajos de de McDougal et al (1987) y por tanto la longitud de la playa afectada aguas debajo de la obra estaría comprendida en torno a 0,7 la longitud de la obra y una profundidad de penetración en tierra de 0,1 la longitud, también, de la obra.

El efecto de retención del transporte longitudinal de sedimentos, efecto espigón, solamente se puede dar cuando la cara lateral del muro se encuentra expuesta en la zona activa de la playa. Entonces se podría asumir, en primera aproximación, que la cantidad de arena erosionada aguas debajo de la obra

es igual a la retenida aguas arriba más la cantidad de material necesario para regularizar los fondos entre un lado y otro de la obra.

Como se ha indicado anteriormente las variaciones en el transporte longitudinal de sedimentos ha dado lugar a controversias por los resultados obtenidos por diferentes autores. En general, puede suponerse que el aumento, disminución o no alteración de su tasa depende especialmente de la posición que ocupe en la costa y de la longitud del muro.

Algunos autores han achacado a los muros de las obras de defensa lineales la alteración de las barras permanentes litorales y, en ocasiones de provocar "rip currents". En realidad, el primero de los efectos no está bien estudiado y los pocos estudios realizados indican que no existe alteración significativa en ellos (Kraus, 1988), aunque algunos autores no indican lo mismo (Morton, 1988). La formación de "rip currents" debido a la presencia de estas obras, no está suficientemente documentada, y probablemente dependerá de las circunstancias especiales de la propia obra y clima marítimo imperante.

CONCLUSIONES

Los efectos que se pueden producir en una playa debido a la presencia de una obra de protección lineal son los siguientes:

En perfil: 1) Socavamiento, 2) Reflexiones, 3) Cambio de recuperación de una playa tras un temporal, 4) Cambio en la forma del perfil, 5) Cambio de pendiente, 6) Cambio de la situación de las barras, 7) Cambios de granulometría de la arena, 8) Cambios en el transporte de sedimentos, 8) Reducción de playa seca
En planta: 1) Erosión lateral, 2) Cruce de oleaje, 3) Corriente longitudinal, onda corredera, 4) Efecto espigón, 5) Aguas arriba acumulación, 6) Aguas abajo erosión, 7) Variación de transporte longitudinal de sedimentos, 8) Alteración de barras, si existen, 9) Formación de "rip currents"

La importancia y magnitud de estos efectos dependen especialmente de cinco variables: 1) Su posición respecto de la línea de orilla del mar en calma, 2) Tipo de muro u obra de defensa, 3) Altura de la obra, 7) Longitud de la obra, 8) Tipo de costa

AGRADECIMIENTOS

Los autores de esta ponencia agradecen a la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar y sus técnicos, en especial a Dolores Ortiz, por la oportunidad brindada para estudiar los efectos de los muros en playa, en el informe técnico que el CEDEX realizó para dicha Dirección: "Estado del arte de las obras de protección de costa en entornos urbanos".

REFERENCIAS

Coastal Engineering Research Center (19951). *Design of Coastal Revementss, Seawalls, and Bulkheads*; U.S. Army Corps of Engineers (Engineering Manual EM 1110-2-1614).

Dean, R. (1986). *Coastal armouring: Effects and Mitigation*; Proceedings of 20th Conference of Coastal Engineering, ASCE (pp. 1843 a 1857).

Fowler, J. (1993). *Coastal scour problems and methods for prediction of maximum scour*; US Army Corps of Engineers (Technical Report CERC-93-8).

Kraus, N.C. (1988). *Effects of Seawalls on the Beach: Literature Review*; Journal of Coastal Research (nº 4, pp. 1 a 28).

Kraus, N.C. y W. G. McDougal (1996). *The Effects of Seawalls on the Beach: Part I, An Update Literature Review*; Journal of Coastal Research (nº 12, pp. 691 a 701).

Morton, R.A. (1988). *Interactions of storms seawalls, and beaches of the Texas Coast*; Journal of Coastal Research (nº 4, pp. 113 a 134).

Peña, J.M. (2010). *Análisis de la playa de Salinas (Castrillón-Asturias) y posibles mejoras de su comportamiento*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (nº 22-410-5-001, informe técnico para la D. G. de Sostenibilidad de la Costa y del Mar).

Peña, J.M. de la (2011). *Estado del arte de las obras de protección de costa en entornos urbanos*; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (informe técnico 22-311-5-001 para la D.G. de Sostenibilidad de la Costa y del Mar).

Sawaragi, T. (1967). *Scouring due to wave action at toe of permeable coastal structure*; Proceedings of 10th Coastal Engineering Conference, ASCE (pp. 1036 a 1047).

Weggel, J.R. (1988). *Seawalls the need for research, dimensional considerations and suggested classification*; Journal Coastal Research (Special Issue, nº 4, pp. 29 a 39). 573 a 588).

5.4.2. REVISIÓN TEÓRICA DEL RUNUP EN PLAYAS Y ENSAYOS EN EL CEDEX

J.M. de la Peña[1], J. F. Sánchez[2], R. Diaz[3]

1. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. Jose.M.Pena@cedex.es
2. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid.
2. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid.

INTRODUCCIÓN

La importancia del problema surge cuando se quiere conocer el estado límite superior de una costa, esto es; el alcance o remonte que el agua de mar puede alcanzar, tanto más cuanto el alcance de este remonte, o runup va a delimitar en las playas la zona inundable por el mar y la que no lo es, lo que en palabras de Douglass (1990) va a definir la zona de posible peligro del oleaje, pudiendo usarse además para determinar el avance de la línea de orilla en determinadas circunstancias.

Si se compara con otros fenómenos físicos de la ingeniería de costas, el runup tiene pocos estudios directos, circunstancia que hace que, en determinadas ocasiones, se esté utilizando formulaciones que no se han realizado directamente para playas como son las primeras teorías que se hicieron, básicamente, para remonte sobre diques portuarios.

Desde el año 2010, por encargo de la D.G de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, llevamos estudiando el fenómeno de remonte en playas, que se presenta con un informe técnico para la citada Dirección General, denominado "Experimentación sobre remonte en playas". El trabajo que ahora se presenta se ha ordenado metodológicamente, en dos partes: Estudio teórico del runup, o remonte en playas; y Estudio experimental del runup, o remonte en playas, con ensayos en laboratorio.

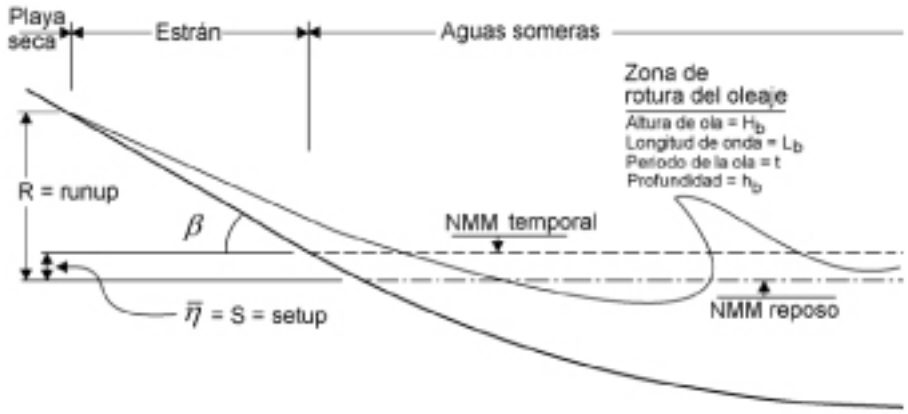


Figura 1: Variables usadas en el estudio del runup

TIPOS DE ANÁLISIS DE RUNUP

Si se observan los estudios que hasta la fecha se han hecho sobre el runup, y las consideraciones que algunas guías descriptivas del problema lo abordan; éstos se pueden dividir en tres tipos básicos:

· Centrado en un planteamiento teórico, usando para ellos las diversas teoría de ondas y el modelo del tensor de radiación (Longhet-Higgins, 1962; Longhet- Higuins y Steward, 1963 y 1964), si bien éste es de aplicación directa para el setup

· Centrado en la estimación de los valores extremos del runup en playas, usando para ello estimadores estadísticos
· Centrados en el espectro de runup en playas y con ello estimando la probabilidad de aparición de una determinada altura, que en este estudio se identifica como estudio espectral del runup

Estudios teóricos

El desarrollo teórico del fenómeno del runup está centrado básicamente en el conocimiento del setup. Algunos trabajos como los de Brocchini y Peregrine (1995) analizan el comportamiento teórico del oleaje en la orilla y, de alguna forma, dan una solución teórica a la máxima altura alcanzada por el oleaje sobre la playa seca.

El desarrollo teórico obedece a Longuet-Higgins (1962) y Longuet-Higgins y Steward (1963 y 1964) que introdujeron el concepto de del tensor de radiación que lo definieron como el exceso de flujo de la cantidad de movimiento, o momento lineal, debido a ondas de gravedad que puede ser considerado como una tensión ejercida por el oleaje sobre el agua, que en notación compacta se puede escribir (Lechuga, 1997 y 1998):

$$S_{ij} = \left\langle \int_{-h}^{0} \left(u'_i \, u'_j - w'^2 \, \delta_{ij} \right) dz + \frac{1}{2} g \, \zeta'^2 \right\rangle$$

Estudios estadísticos

Son los estudios que más comúnmente se han empleado. Simplemente se basan en obtener una serie de datos del runup, normalmente de pico, en la naturaleza o laboratorio, y sacar de la muestra una serie de valores estadísticos representativos, siendo los más frecuentes:

R_i = Runup solamente excedido por un porcentaje i de los runup producidos, el más frecuente es el R2, a veces puesto como R2%, que es el runup solamente excedido por el 2% de los runup medidos.
R_{max} = Es el máximo runup medido en la muestra.
$R_{1/n}$ = Es la media de los 1/n runup mayores, el más habitual es R1/10 que sería la media de los 1/10 runup mayores.
R = Es la media de los runup de la muestra.

Habitualmente se usan una serie de parámetros adimensionales para estudiar y determinar los valores del runup, utilizando para ello el análisis adimensional; pudiéndose expresar en la función adimensional de Tsuchiya et al (1978), tomada de Mase (1989):

$$\frac{R}{H} = f\left(\frac{H}{L}, \tan\theta, \frac{h}{H}, \frac{d}{H}, \frac{\sqrt{K}}{H} \right)$$

Donde, R es el runup, H es la altura de ola, L es la longitud de onda, tan θ es la pendiente de la playa, h es la profundidad de la playa al pie de la pendiente, d es la altura de rugosidad, y k la permeabilidad en metros cuadrados que puede relacionarse con k la permeabilidad en metros por segundo mediante la ecuación:

$$K = \frac{k \upsilon}{g}$$

Donde υ es la viscosidad cinética y g la aceleración de la gravedad.

Estudios espectrales

El análisis y estudio del espectro teórico del runup se ha realizado básicamente por Huntley et al (1977), Guza y Thornton (1982) y Mase (1988). Este análisis se

efectúa, eliminando la parte referente al setup, y por tanto puede decirse que lo que determinan es el espectro de la parte más variable de la magnitud del runup, asimilable al swash.

TIPOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS SOBRE RUNUP

Básicamente, a lo largo de la corta historia del estudio del runup en playas se pueden encontrar los siguientes tipos:

Por el tratamiento de sus datos:
- · Estadísticos
- · Espectrales

Por la obtención de datos
- · Laboratorio
  - o Tipo de modelo
    - - Fondo fijo
    - - Fondo Móvil
  - o Tipo de oleaje simulado
    - - Regular
    - - Irregular
- · Naturaleza

Se debe notar, como pone de manifiesto Douglass (1990), aun existiendo un número apreciable de trabajos sobre el runup, son muy pocas las teorías y metodologías desarrolladas para su conocimiento. A continuación se muestran éstas y los trabajos más relevantes que se han desarrollado a lo largo del tiempo, habiéndolo dividido en dos grandes grupos, según las dos grandes vías de estudio: la estadística y la espectral.

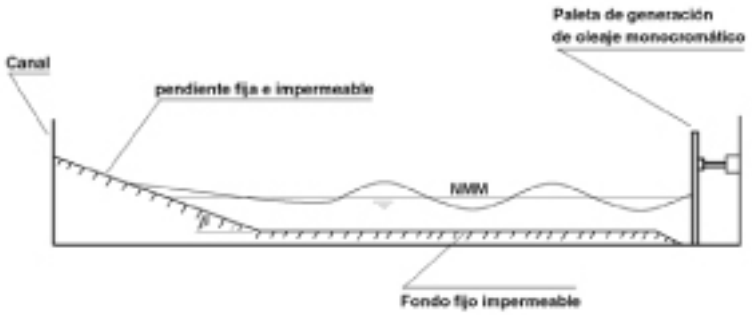


Figura 2: Esquema típico de los primeros ensayos que se realizaron en laboratorio para la determinación del runup

CLASIFICACIÓN DE LAS DIVERSAS TEORÍAS ESTADÍSTICAS PARA LA OBTENCIÓN DEL RUNUP

A continuación se hace un resumen de los estudios analizados en el apartado 3.2 que muestran alguna metodología práctica para el cálculo del runup. Para ello se ha dividido en dos tablas: la primera presenta los trabajos realizados para conocer el runup en estructuras marítimas; y la segunda lo hace de aquellos que están realizados para playas

Tabla 1: RUN UP PARA ESTRUCTURAS

Año	Autor	Datos	Oleaje	Fondo	m	Setup	Ecuación	Limitaciones
1959	Hunt	Lab.	Reg	FF		no	$\frac{R}{H} = \frac{2{,}3 \tan\beta}{\sqrt{\frac{H}{T^2}}}$	$(H/T^2)^{1/2} > \tan\beta$

1968	Van Oorschot y d'Agremond	Lab.	Irreg	FF	1/4 y 1/6	sí	$\frac{R}{H_0} = c\frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H_0}{gT_p^2}}}$	C coeficiente empírico
1974	Battjes (Hunt)	Lab.	Reg	FF		sí	$\frac{R}{H} = \frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$	$0,1 < \xi_0 < 2,3$
1978	Kamphius y Mohammed	Lab.	Reg	FF	1 a 1/3	-	$R_2 = 2,4\overline{R}$	
1981	Ahrens	Lab.	Irreg	FF	1/4		$\frac{R_2}{H_s} = 1,61\,\xi_{0s}$ $\frac{R_{1/3}}{H_s} = 1,25\,\xi_{0}$ $\frac{\overline{R}}{H_0} = 0,84\,\xi_0$	
1984	CERC (SPM)	Lab.	Reg	FF	2 a 1/6	no	Gráfica	$0,0003 \le \frac{H'}{gT^2} \le 0,0124$ $0 < \frac{d_s}{H'} \le 3$

Tabla 2: RUN UP PARA PLAYAS							
Año	Autor	Datos	Oleaje	Fondo	m	Ecuación	Limitaciones
1976	Van Dorn	Lab	Reg	FF	0,002 a 0,083	$\frac{R}{H} = \xi_{0s}$	$0,1 \le \xi_0 \le 0,3$
1984	Guza et al	Nat	Irreg	FM		$\frac{Sw}{H_s} = \frac{3\xi_0^2}{\pi}$ $\frac{Sw}{H_s} = (2\pi\beta)^{\frac{1}{4}}\xi_{0}$ $\frac{Sw}{H_0} = \sqrt{\frac{\pi}{2\beta}}$	$\xi_{0} < \frac{\xi_c}{3}$ $\frac{\xi_c}{3} < \xi_{0} < \xi_c$ $\xi_c < \xi_{0}$
1984	Mase e Iwagaki	Lab	Irreg	FF	1/5, 1/10, 1/20, 1/30	$\frac{R}{H_0} = a(\tan\beta)^b\left(\frac{H_0}{L_0}\right)^c$ $\frac{R}{H_s} = d(\xi_0)^e$	a, b, c, d, e tabulados
1985	Channel et al	Lab	Reg	Gravas	1/6, 1/10	$\frac{R}{H} = \frac{1}{3}\xi_0$	
1986	Holman	Nat	Irreg	Arena	0,07 a 0,2	$\eta_{max} = 0,53H_s + 1,25$ $R_2 = 0,47H_s + 1,09$ $R_2 = 0,78\xi_0 + 0,20$ $\eta_{max} = 0,52H_0 + 1,37$ $R_2 = 0,45H_0 + 1,21$ $R_2 / H_s = 0,83\xi_0 + 0,20$	Se puede tomar $\xi_{0\,(empond)} = 6,3\,\beta$

1987	Resio (Holman)	Nat	Irreg	Arena	0,07 a 0,2	$\frac{R_{max}-\bar{\eta}}{H_0} = R' \frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H_0}{L_T}}}$ $R' = 1{,}25 - 1{,}05(Tr-0{,}5)^{-0{,}15}$	Tr = periodo de retorno
1988	Van der Meer	Lab	Irreg			$H_0 T_s = 25\left(\frac{R_{max}}{D_{n50} N^{0{,}15}}\right)^{1{,}5}$	D_{n50} = diámetro del material N= duración del temporal
1989	Mase	Lab	Irreg	FF	1/5 a 1/30	$\frac{R}{H_s} = A \xi^B$	A y B tabulados
1989	Garau	Teo.				R = 2,4 H_r H_r = 0,916 V_f T_s $\sqrt{V_f} = 0{,}428 + 0{,}172 \ln D_{50}$	D_{50} = diámetro del material
1991	Nielsen y Hanslow	Nat	Irreg	arena		R_2 = 0,099 $(H_0 L_0)^{0.5}$	tan β ≤ 0,1
1992	Douglass (Holman)	Nat	Irreg	Arena	0,07 a 0,2	$\frac{R_{max}}{H_0} = \frac{0{,}12}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$	
1995	CERC	Nat	Irreg	Arena		R_p = ½ (1 + 0,8 Zp) H	R_p=runup que puede ser excedido el P % del tiempo Zp=desviación normal estándar de una distribución normal
1996	Ahrens y Seelig	Nat	Irreg	FM		$\frac{R_u}{H_t} = \frac{41}{N_s}\sqrt{\frac{d_{cw}}{d_w}}$ $N_s = \frac{H_0}{w_{cr} T}$ w_w = 14,5 $(d_w)^{1.1}$	d_{cw}=tamaño medio del grano en zona de rotura d_w=tamaño medio del grano en estrán 0,15≤d_s ≤0,85
2001	Rugerio et al	Nat	Irreg	Arena		R_2 = 0,27 (m. H_0 L_0)$^{1/2}$	
2004	Hedge y Mase	Lab	Irreg	FF	1/5, 1/10, 1/20, 1/30	$\frac{R_{char}}{H_{\frac{1}{3}}} = c\,\xi_p$ $\frac{R_{char}}{(H_1)_s} = \frac{S_{char}}{(H_1)_s} + c\,\xi_s$	$0 < \xi_o \leq \xi_{cr}$ $0 < \xi_{so} \leq \xi_{scr}$ char caracteriza el valor estando tabulado igual que c
2006	Stockdon, et al	Nat	Irreg	Arena		$R_2 = 1{,}1\left(0{,}35\beta\sqrt{H_0 L_0} + \frac{\sqrt{H_0 L_0 (0{,}563\beta^2 + 0{,}004)}}{2}\right)$ $R_2 = 0{,}043\sqrt{H_0 L_0}$ $R_2 = 0{,}73\beta_f\sqrt{H_0 L_0}$	$0{,}3 < \xi_0 < 1{,}25$ $\xi_0 < 0{,}3$ $\xi_0 > 1{,}25$

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS TEÓRICOS DE OBTENCIÓN DEL RUNUP

Se ha comparado todos los métodos que se han considerado como aptos o válidos para su aplicación directa en la ingeniería de costas y esta comparación se hace respecto a la fórmula de Hunt-Battjes (1959-1974). Siendo éstos los siguientes: Douglas (1992); Mase e Iwagaki (1984), Mase (1989) y Hedge y Mase (2004); Holman (1986); Resio (1987); Van der Meer (1988); Garau (1989); Nielsen y Hanslow (1991); CERC (1995); Ahrens y Seelig (1996); Rugerio et al (2001); y Stockdon et al.(2006)

El método de comparación se ha realizado agrupando y comparando todas aquellas formulaciones que utilizan, básicamente, las mismas variables. De todos ellos, solamente tres no son comparables con los demás, así se ha dividido en dos grupos: 1º, formado por aquellos que tienen como variables R/H y ξ, o numero de Iribarren; incluyéndose en alguno de ellos la pendiente de la playa, aparte del número de Iribarren. Todos ellos se han comparado con la ecuación de Hunt-Battjes; 2º, formado por el resto de los dos métodos que son los de Van der Meer, Garau, y Nielsen y Hanslow. Para una mayor comprensión se ha aplicado a todos ellos un temporal real: El ocurrido en la playa de S'Abanell en Blanes el 11 de noviembre de 2001.

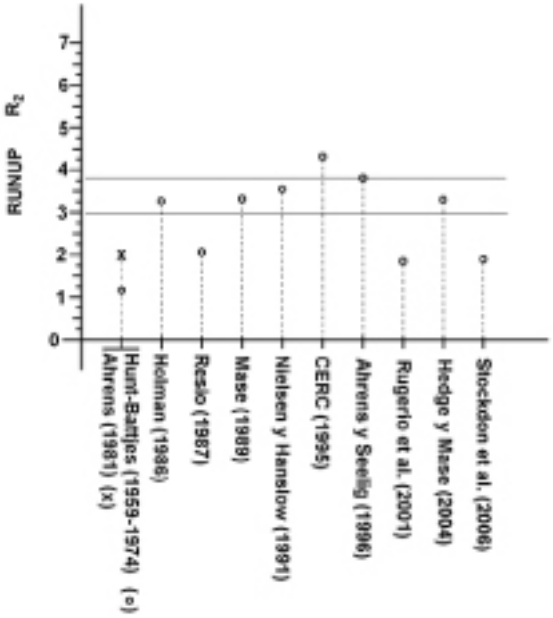


Figura 3: Gráfica comparativa de los resultados obtenidos aplicando cada una de las formulaciones para un temporal de 4,6 m,Tp de 13,6 s, pendiente de la playa de 0'033

ENSAYOS EN LABORATORIO

Una vez analizado teóricamente los diferentes tipos de formulaciones predictivas de los parámetros característicos del runup, el siguiente paso ha sido ensayar en modelo físico una serie de oleajes de tal forma que los resultados se comparen con las diversas teorías. El ensayo se ha realizado en la nave del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX ente los meses de noviembre de 2010 y mayo de 2011. La Escala del modelo elegida fue de 1/20 con fondo móvil y un canal de 36 m de largo 6,5 m de ancho.

Con el fin de reducir en lo posible el efecto que producen los modelos reducidos de fondo móvil, el canal de ensayo se dividió en dos canales de 3 m aproximadamente; vertiendo en uno de ellos arena silícea de diámetros medios de 0,12 mm y 0,77 mm respectivamente.

Las pendientes de la playa ensayadas eran, en su estado inicial constantes y con magnitudes de 1/50, 1/30, y 1/20.

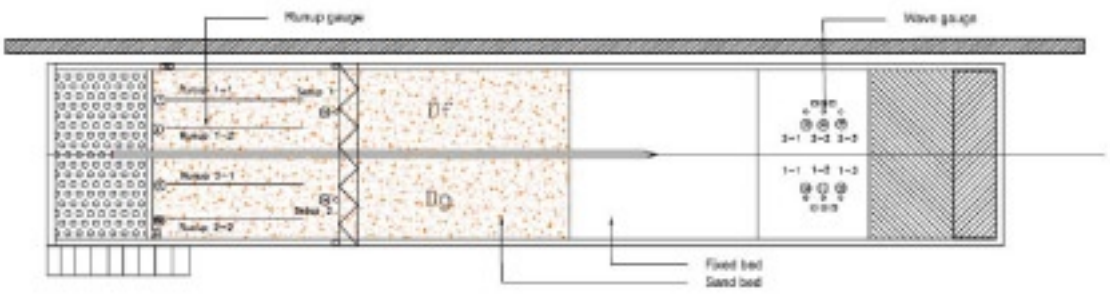


Figura 4: Esquema del canal de ensayos

El equipo de medida estuvo formado, para cada canal (uno por cada diámetro) por: Dos sondas horizontales siguiendo la pendiente de la playa, una de ellas en canaleta y la otra elevada sobre catenaria apoyada en dos puntos que servía para la medición del runup; Una sonda vertical para medir el setup; Y tres sondas, para ambos canales para el control del oleaje generado por la paleta.

Una vez realizado el ensayo se ha procedido al procesado de los datos y análisis posterior que en la actualidad está en fase de estudio sus resultados y análisis de adaptación a las diversas teorías.

CONCLUSIONES

Las conclusiones deben tomarse como parciales y provisionales, a la espera de analizar los resultados realizados en la nave de ensayos del CEDEX que avalen o rectifiquen éstas.

1. Para la determinación del runup en playas los criterios que pueden usarse son los de Holman (1986), Mase (1989), Nielsen y Hanslow (1991), Ahrens y Seelig (1996) y Hedge y Mase (2004) suponiendo una banda de error superior e inferior del 15%.
2. No es aconsejable usar el criterio de Hunt (1959)-Battjes (1974) dado que está determinado para estructuras y oleaje regular y, por lo general, dando valores menores que los criterios que usan la altura de ola de oleaje irregular.
3. Para playas de gravas, puede usarse como primera aproximación, dado que no existen otras teorías comparativas, el criterio de Channel et al (1985), rectificado de R2/H0 = 0’95 ξ0 , usando, también una banda de error superior e inferior del 15%

AGRADECIMIENTOS

Los autores de esta ponencia agradecen a la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar y sus técnicos, por la oportunidad brindada para estudiar el runup en playa, en el informe técnico que el CEDEX realizó para dicha Dirección.

REFERENCIAS

Ahrens, J.P. (1981). *Irregular wave runup on smooth slopes*; U.S. Army Corps of Engineers. Coastal Engineering Reseach Center (Technical aid nº 81-17).

Aharens, J.P. y W.N. Seelig (1996). *Wave runup on beaches*; 25th International Conference on Coastal Engineering, ASCE (pp. 981 a 993).

Battjes, J.A. (1974). *Surf similarity*; 14 International Conference on Coastal Engineering, ASCE (pp. 466 a 480).

Brocchini, M. y D.H. Peregrine (1995). *Flow properties of the swash zone*; Proceedings of Coastal Dynamics’95.

Coastal Engineering Research Center (1995). *Irregular wave runup on beaches*; US Army Waterways Experiment Station (Coastal Engineering Technical Note I-60, 3/95).

Channel, A.R., T.A. Stevenson y R. Brown (1985). *Run up on shingle beaches*; Hydraulic Research Limited, Wallingford (nº SR 72).

Douglass, Scott L. (1990). *Estimating Runup on Beaches: A Review of the State of the Art*; Coastal Engineering Research Center-US Army Corps of Engineers (AD-A229 516).

Douglass, Scott L. (1992). Estimating Extreme Values of Runup on Beaches; Journal Waterway, Ports, Coastal and Ocean Engineering (vol. nº 118, nº 2, pp 220 a 224).

5.4.3. PERFIL DINÁMICO DE UNA PLAYA

F.J. Sánchez[1], J.M. de la Peña[2]

1. Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar-Ministerio de Medio Ambiente y, Medio Rural y Marino. fjsanchez@marm.es
2. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX-Ministerio de Fomento, c/ Antonio López, 81, 28026 Madrid. jose.m.pena@cedex.es

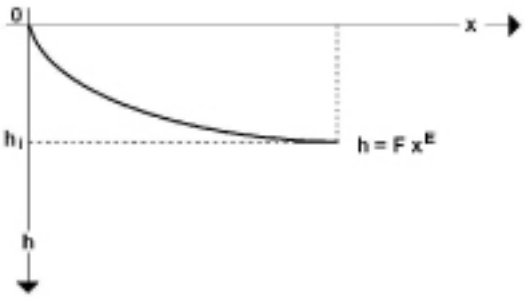
INTRODUCCIÓN

A lo largo del año 2009 el CEDEX, por encargo de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, realizó un informe técnico, dividido en dos partes: La primera de ellas estudió los diversos trabajos realizados hasta la fecha sobre perfiles de playa que intentaban predecir el perfil teórico, tras ello se analizaron y clasificaron los diversos tipos de perfiles teóricos. La segunda parte de los trabajos consistió en el estudio y análisis de los perfiles de diversas playas de las costas españolas. En esta ponencia se presenta un resumen de los trabajos indicados con motivo de este estudio, proponiendo finalmente el modelo teórico de perfil que más se ajustaba a lo observado en ellas; un tratamiento dinámico del perfil, en lugar de aquellos que lo estudiaban y trataba de manera estática.

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES TEÓRICOS

En nuestro estudio hemos trabajado según la forma del perfil, intentando adaptar los perfiles de playa españoles a una expresión matemática: parabólica, biparabólica y exponencial. Al ser las expresiones lineales y racionales mucho menos utilizadas que las anteriores.

Parabólica



Con la expresión parabólica hay que definir el coeficiente F y el exponente E, que varían según los diferentes autores considerados. En nuestro trabajo hemos ajustado la parábola a los perfiles españoles calculando F y E para cada playa y, también ajustando solo F con el exponente de Dean de 2/3.

Figura 1: Esquema general de los perfiles parabólicos

Biparabólica

El perfil de playa se ajusta mediante dos parábolas. Las dos parábolas se unen en el punto de rotura del oleaje. Por tanto para definir un ajuste biparabólico hay que conocer 4 variables: F1, E1, F2 y E2. En nuestro trabajo hemos ajustado empíricamente estas variables para cada playa.

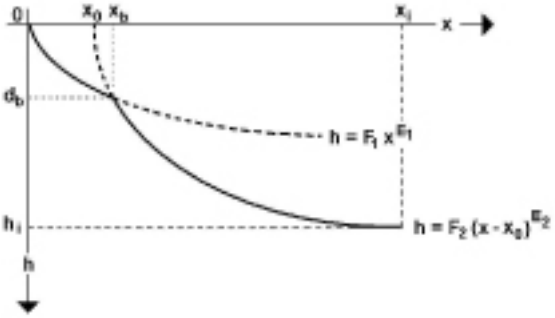


Figura 2: Esquema general de los perfiles biparabólicos

Exponencial

En nuestro estudio se ha utilizado el modelo exponencial de Komar y McDougal, basado a su vez en el trabajo de Bodge, donde, al final, el perfil depende de la pendiente de la playa en la orilla y de un coeficiente que gobierna el grado de concavidad del perfil. En nuestro trabajo hemos ajustado empíricamente la expresión exponencial calculando dos variables para cada playa.

PERFIL DINÁMICO DE UNA PLAYA

Concepto de perfil dinámico

Muchos autores han definido el perfil de equilibrio de una playa. Como ejemplo daremos la definición que dio Feneman (1902): "Hay un perfil de equilibrio que el mar finalmente generará si se le permitiera llevar a cabo su trabajo completamente. Los continuos cambios de la línea de costa y de los arrastres sedimentarios cambian las condiciones por lo que una forma fija no puede estar en equilibrio. Sin embargo, hay momentos en que se obtiene cierta estabilidad en las corrientes, pendientes y cargas sedimentarias. La forma alcanzada en estas circunstancias es comúnmente conocida como perfil de equilibrio. Cuando este perfil ha sido asumido la forma entera puede mover lentamente su posición hacia o desde tierra, pero su pendiente cambiará poco o nada."

De la observación de esta definición, como de la que dan la mayoría de los autores, se llega a la conclusión que no se cree en la existencia de un perfil de equilibrio. Se admite que existen momentos, con determinadas condiciones de clima marítimo, que puede considerarse que hay un perfil de equilibrio, que puede ser representativo de esa playa para esas condiciones de clima marítimo.

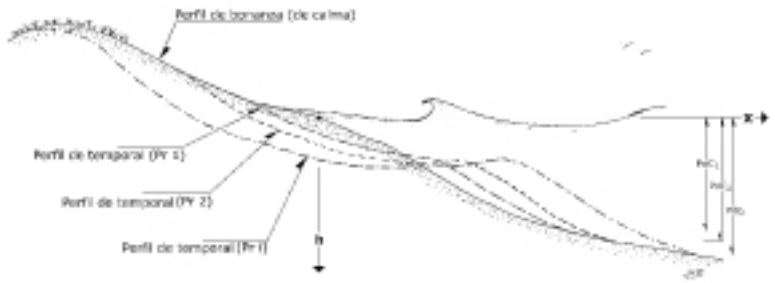


Figura 3: Estados extremos de un perfil de playa con diferentes periodos de retorno

Si se acepta que el perfil de playa es un elemento dinámico, como todos los autores admiten, éste tendrá infinitos estados por los que pasará a lo largo del tiempo; pero en ese estado dinámico existirá al menos un extremo, que es el que hasta ahora se ha usado: el estado de bonanza, o la incidencia del oleaje con una escasa energía, pudiendo definirse otro estado, también extremo, de máxima acción del oleaje sobre él, aunque entonces tendría que entrar el concepto de periodo de retorno. Es decir, el conocimiento del perfil de playa con una acción determinada del oleaje debiera ser acompañado de un grado de incertidumbre que intrínsecamente tienen los datos que obtenemos.

Metodología para el análisis del perfil dinámico

La metodología seguida para estudiar el perfil dinámico y que posteriormente se aplicó a los grupos de perfiles con los que se trabajó, consistió en.

Considerar las envolventes de todas las campañas de un perfil a lo largo de un tiempo t, que será el que se considere, en una primera aproximación, como periodo de retorno.

Considerar como hipótesis de partida el tomar el perfil medio de las envolventes, como perfil representativo que divide a ese volumen V entre envolventes en dos volúmenes iguales: Vi = Ve. Esta igualdad, si no existen pérdidas en el perfil por trasporte sólido litoral longitudinal o/y transversal, se mantiene en todo momento: Vi = Ve = V'i = V'e

Considerar la máxima anchura horizontal A del desplazamiento entre envolventes y las profundidades de cierre activa y máxima, que deben calcularse con todas las formas del perfil obtenidas en las diferentes campañas batimétricas. También se han obtenido las profundidades de cierre utilizando la formulación de Harllermeir

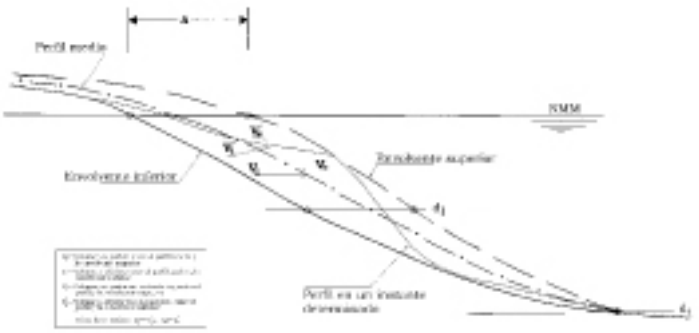


Figura 4: Hipótesis del comportamiento dinámico de un perfil

Por último, calcular la curva teórica que se adapta al perfil medio; parábola, biparábola o curva exponencial.

ADAPTACIÓN DE LOS PERFILES A LAS COSTAS ESPAÑOLAS

Playas analizadas

El análisis dinámico del perfil exige que de cada uno de ellos se tenga la mayor información posible a lo largo del tiempo y que ésta represente los diversos estados que estacionalmente se puedan dar en una playa. Se ha utilizado la base de datos batimétricos del CEDEX. Todas las campañas las ha realizado, procesado y analizado José Losada.

Se contó con 7 playas y en cada playa se consideraron 2 perfiles centrados en las mismas, de tal manera que no estuvieran afectados por la difracción y hubiera libre movimiento de sedimento.

Salinas: 7 campañas; de abril 2005 a mayo de 2009. **Zurriola:** 2 campañas; de octubre 2007 y octubre 2008. **Malgrat:** 9 campañas; de mayo 1987 a junio 1994. **Peñíscola:** 4 campañas; en Junio de 2006 a 2009. Campello: 2 campañas; junio 2004 y junio 2005. **Malagueta:** 7 campañas en dos periodos; las 3 primeras, de junio 1992 a octubre 1994, las otras 4 de febrero 1997 a octubre 1998. **San Andrés:** 3 campañas; abril 1997 y noviembre 2000 y 2001



Figura 5: Playas donde se han analizado la evolución dinámica del perfil

Al final las campañas de las playas de Zurriola y Malgrat no se pudieron utilizar para el cálculo del perfil dinámico de una playa. En el primer caso la playa se comporta como una playa colgada, no con libertad total de movimiento. En la playa de Malgrat fue imposible ajustar el perfil medio de la playa a las expresiones matemáticas.

Análisis de las variables que definen el perfil dinámico

En la tabla 1 se comparan las diversas variables que se han definido para caracterizar la superficie formada por las envolventes superior e inferior del perfil dinámico, a la que se han agregado los valores que la teoría nos da.

Tabla comparativa de variables superficiales de perfiles									
Playa y perfil	$H_{0'137}$ (m)	Variación máxima (m)		PdC activa (dl) (m)		PdC máxima (di) (m)		T toma de datos	
		A	d_A	Medida	Teórica	Medida	Teórica	Total (años / campaña)	Sesgo
Salinas 30	5,3	200	-1/-4,2	4,5	9,27	13	18,55	4 / 7	centro
Salinas 42	5,3	200	-2,3/4,5	4,5	9,27	13	18,55	4 / 7	centro
Peñíscola 2	2,6	75	-2,2/-3,2	3,2	4,55	4	9,10	3 / 4	verano
Peñíscola 5	2,6	28	-1,3/-1,7	Indet.	4,55	5	9,10	3 / 4	verano
Malagueta10I	3	17	-1,3/-1,7	2,7	5,25	4,25	10,50	2,3 / 3	Poco V
Malagueta10II	3	55	-2/-2,4	2,4	5,25	5	10,50	1,6 / 4	Poco In
Malagueta31I	3	30	-0,8/-1,5	1,5	5,25	4	10,50	2,3 / 3	Poco V
Malagueta31II	3	40	-1,5	3	5,25	5,6	10,50	1,6 / 4	Poco In
S. Andrés 16	3	50	-3.2/-4	4,2	5,25	6	10,50	4,5 / 3	Poco In
S. Andrés 31	3	25	-3,8	4	5,25	5,5	10,50	4,5 / 3	Poco In
Campello 10	2,8	15	-0,3 /-1	Indet.	4,9	4	9,8	1 / 2	Verano
Campello 4	2,8	22	-1	Indet.	4,9	4	9,8	1 / 2	Verano

Tabla 1: Variables que definen los perfiles dinámicos de las playas analizadas

El número de campañas de los perfiles y el número de años en que se tomaron los datos se presentan en la tabla en la columnas "T toma de datos" y el sesgo indica si las campañas que se realizaron son representativas del año, "centro", mientras que si solamente representan un periodo del año se pone "verano" o "invierno". Como puede apreciarse en la tabla, en la mayoría de las playas existen muy pocos datos, y solamente en la playa de Salinas el paquete de perfiles está centrado y el número de datos es suficientemente correcto como para ser representativo el resultado, mientras que para el resto de las playas los datos solo pueden dar un resultado aproximado.

Las profundidades de cierre activas y máximas son mucho mayores las teóricas que las obtenidas con los datos; seguramente, debido a ese sesgo y falta de datos que se ha indicado en el párrafo anterior. En la tabla 1 se observa que la variación máxima horizontal del perfil, A, se da en un intervalo de profundidades grandes, dA, cuanto más campañas se hayan realizado y mejor distribuidas estén en el año.

Adaptación de los perfiles al perfil parabólico

En la tabla 2 se muestran los resultados del ajuste parabólico para todos los perfiles analizados. Se han definido empíricamente A y B para cada playa: Y = - A . XB La última columna de la tabla 2 "Adaptación", depende del coeficiente de regresión y de la dispersión respecto al perfil medio de la playa.

Perfil parabólico (Y = - A XB)			
Playa y perfil	A	B	Adaptación
Salinas 30	0,0202	0,9525	M B
Salinas 42	0,035	0,883	M B
Peñíscola 2	0,123	0,638	M B
Peñíscola 5	0,4050	0,454	M B
Malagueta10I	0,025	1,139	M
Malagueta10II	0,007	1,352	M
Malagueta31I	0,066	0,902	B / R

Malagueta31II	0,048	0,949	B / R
S. Andrés 16	0,099	0,723	B
S. Andrés 31	0,138	0.684	B
Campello 10	0,163	0,626	B
Campello 4	0,205	0,579	B

Tabla 2: Adaptación de los perfiles al perfil parabólico. E, excelente, MB, muy buena; B, buena; R, regular; M, mala; MM, muy mala; y P, pésima

Como se puede apreciar todas las playas tiene una adaptación aceptable a una parábola. Solamente en el perfil 10 de la playa de la Malagueta la adaptación es mala.

De cualquiera de las maneras, no existe ninguna uniformidad en los valores de A y B.

Adaptación de los perfiles al perfil parabólico de Dean

En la tabla 3 se muestra los resultados del ajuste parabólico tipo de Dean, con exponente fijo en 2/3 y calculando A para cada playa: Y = - A . X0,667

Se observa que el ajuste es peor que el ajuste parabólico con dos variables.

Solamente en la playa de la Malagueta, la adaptación es mala.

La comparación del tamaño medio del sedimento real y el que se obtiene a partir del factor de escala de Dean, proporcionó resultados que, en algunos casos, no se alejaban mucho unos de otros.

Perfil parabólico de Dean (Y = -A X2/3)				
Playa y perfil	**A**	**D_{50} Dean (mm)**	**D_{50} real (mm)**	**Adaptación**
Salinas 30	0,174	0’61	0,33	R
Salinas 42	0’173	0’61	0,35	R
Peñíscola 2	0,10	0’20	2,96	M B
Peñíscola 5	0’103	0’21	1,68	M
Malagueta10I	0,254	FR	2’56	M M
Malagueta10II	0,224	FR	1’29	M
Malagueta31I	0,227	FR	1’17	M
Malagueta31II	0,213	1,04	1’45	M
S. Andrés 16	0,139	0’37	0’5-1	B
S. Andrés 31	0’153	0’45	0’5-1	B
Campello 10	0’127	0’31	0’32	B
Campello 4	0’119	0’27	0’32	R

Tabla 3: Adaptación de los perfiles al perfil parabólico)

Adaptación de los perfiles al perfil exponencial

El perfil exponencial ensayado viene determinado por la ecuación genérica de la parábola: $Y = - G (1 – e^{J X})$. En la tabla 4 se muestra los resultados del ajuste exponencial tipo de Komar y McDougal, habiéndose definido empíricamente G y J para cada playa. Como se puede apreciar todas las playas tiene una adaptación aceptable a la curva exponencial. Solamente en al caso de un perfil de la playa de la Malagueta, perfil 10, y el perfil 5 de la Malagueta la adaptación es mala.

Los resultados de la adaptación de una curva exponencial son similares a los obtenidos en el caso de la parábola con los dos parámetros independientes, si bien son algo mejores con la parábola.

Perfil exponencial Y = - G (1 – eJ X)							
Playa y perfil	G	J	m real (0 a 10 m)	m teorico			Adaptación
				mo	m_{10}	m_{medio}	
Salinas 30	106,98	0,000146	0,0114	0,0157	0,0136	0,0146	M B
Salinas 42	78,21	0,000214	0,0114	0,0167	0'0142	0,0155	M B
Peñíscola 2	11,06	0,0019	0'0116	0,0210	0,00061	0'0108	B
Peñíscola 5	8,81	0,0034	0'0105	0,03	0'0012	0'0156	M
Malagueta10I	999,99	0.00005	0,052	0,050	0,049	0,050	M
Malagueta10II	1000	0,00004	0,047	0,040	0,040	0,040	M
Malagueta31I	31,29	0,00147	0,038	0,046	0,031	0,038	B / R
Malagueta31II	57,91	0,00067	0,0373	0,0388	0,0322	0'0355	B / R
S. Andrés 16	15,39	0,00173	0,018	0,027	0'0102	0'0186	R
S. Andrés 31	14,03	0,0023	0,020	0,0322	0,0102	0,0212	R
Campello 10	11,16	0,0026	0,015	0'029	0'0053	0'017	B
Campello 4	10,10	0,00285	0,0137	0,029	0,0036	0,016	R

Tabla 4: Adaptación de los perfiles al perfil exponencial

A partir del cálculo de G y J, aplicando el método de Komar y McDougal, se puede obtener la pendiente teórica de la playa en la línea de orilla y a cualquier profundidad, en este caso se ha considerado 10 m y luego se ha calculado la pendiente media teórica entre ambas. Comparando la pendiente real de la playa con la pendiente media teórica vemos que ambas son bastante coincidentes.

$$m_{real}\,[0\text{-}10m] = ½\,(m0 + m10)_{teórico}$$

CONCLUSIONES

I. Para estudiar y analizar el comportamiento de un perfil de playa no es suficiente caracterizarlo en un instante determinado, hay que determinar el perfil dinámico.
II. El perfil dinámico viene representado por: 1) Conjunto de todos los estados posibles de un perfil. 2) Envolvente de ese grupo de perfiles. 3) Perfil medio y adaptación teórica (parábola, bi-parábola o exponencial).4) Profundidades de cierre activa y máxima, real y teórica.5) Distancia máxima de fluctuación de del perfil.
III. El perfil medio dinámico se adapta, a una curva tipo parabólica o exponencial. Pudiéndose utilizar los criterios de Komar y McDougal: usando:

$$m_{real}\,[0\text{-}10m] = ½\,(m0 + m10)_{teórico}$$

IV. La fluctuación del perfil, o variación máxima A, debe suponerse una banda de fluctuación 38 veces la $H_{0'137}$ para el norte de España y de 30 veces para el Mediterráneo.
V. Dado que todas las afirmaciones anteriores están basadas en escasos datos, éstas deben tomarse como aproximadas, no pudiendo darlas como certeza absoluta ya que para ello se necesitarían muchos más datos de los que se ha dispuesto.

REFERENCIAS

Bernabeu, A. M. (1999). *Desarrollo, validación y aplicaciones de un modelo general de perfil de equilibrio de playas*; Universidad de Cantabria. Tesis Doctoral.

Bodge, K. R. (1992). *Representing equilibrium beach profiles with an exponential expression*. Journal of Coastal Research, Vol. 8 nº 1 (pp 47-55).

Bruun, P. (1954). *Coast erosion and the development of beach profiles. U.S. Army*, Corps of Engineers (Memoria Técnica nº 44)

Dean, R. G. (1977). *Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coasts, Department of Civil Engineering*, University of Delaware (Report nº 12)

Gómez Pina, Gregorio (2001). *Modelo biparabólico de cuantificación de perfiles en mares con marea basado en datos de campo del litoral español*; Escuela Técnica Superior de I.C.C.P. de la U.P.M. de Madrid. Tesis Doctoral.

González, M. (1995). *Morfología de playas en equilibrio. Planta y perfil*. Universidad de Cantabria, Tesis Doctoral.

Inman, D. L., M. H. S. Elwany y S. A. Jenkins. (1993). *Shorerise and Bar-Berm profiles on ocean beaches*. Journal of Geophysical Research. Vol. 98. NO. C10. (pp.18181 a 18.199).

Komar, P. D. y W. G. McDougal (1994). *The analysis of exponential beach profiles*. Journal of Coastal Research. Vol. 10 nº 1 (pp 59-69)

Vellinga, P. (1984). *A tentative description of a universal erosion profile for sandy beaches and rock beaches,* Coastal Engineering, Vol. 8, nº 2 (pp. 177 a 188).

Weggel, J.R. (1979). A method for estimating long-term erosion rates from a longterm rise in water level, U.S. Army, Corps of Engineers (Coastal Engineering Technical Aid Nº 79-2)

5.4.5. APROXIMACIÓN ESTADÍSTICA AL TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS PARA EL DISEÑO DE ACTUACIONES EN LA COSTA

V. Cánovas, R. Medina, F.J. Méndez

Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria", Universidad de Cantabria. PCTCAN. c/ Isabel Torres nº 15, 39011 Santander, Cantabria. canovasv@unican.es

INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente, en el diseño de actuaciones para garantizar el equilibrio de una playa en el medio y largo plazo, se ha considerado el comportamiento medio del transporte de sedimentos. Sin embargo, gracias a las nuevas bases de datos de clima marítimo, más largas y fiables debido al empleo de avanzados métodos de calibración (p. ej. Mínguez, 2011), se ha observado que dicho comportamiento medio tiene una variabilidad. Por otro lado, dado que se desconocen alguna de las acciones que intervienen en el proceso de estabilización de las playas, el carácter aleatorio del clima marítimo y a las hipótesis de cálculo realizadas, es necesario considerar una incertidumbre en el análisis de la estabilidad de una playa.

Por lo tanto, en el diseño de actuaciones para garantizar el equilibrio de una playa es necesario tener en cuenta no sólo el comportamiento medio del transporte longitudinal de sedimentos sino también su variabilidad y la probabilidad de fallo de la actuación, por este motivo, la caracterización estadística de ambos podría ser de gran utilidad para un gestor de costas.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es proponer una aproximación estadística al transporte longitudinal de sedimentos con el fin de facilitar el diseño de actuaciones en la playa de un modo sencillo, teniendo en cuenta su comportamiento medio y las anomalías de su comportamiento debido a su variabilidad natural a distintas escalas temporales.

METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

Para analizar el comportamiento medio del transporte longitudinal de sedimentos y su variabilidad temporal, se han seleccionado varias zonas de estudio en el Atlántico y en el Mediterráneo (como por ejemplo Cunit, Roda, Maspalomas y Brasil, véase figura 1) con el fin de recoger en el estudio patrones más variados y de este modo plantear unas metodologías menos locales.



Figura 1. Zonas de estudio

Los datos de transporte empleados se han generado mediante formulaciones empíricas a partir de series de clima marítimo de distintas bases de datos (SIMAR 44, GOW) propagadas a la costa con registros que abarcan más de 40 años y que han sido calibradas mediante datos instrumentales y/o satélites.

Para el estudio del comportamiento medio del transporte de sedimentos se ha ajustado cada una de las series a una función o suma de funciones de distribución conocidas (Normal, LogNormal,…) en función de la escala de agregación de los datos.

En el estudio de la variabilidad del transporte de sedimentos se han empleado técnicas avanzadas de clasificación (Camus, 2009 e Izaguirre, 2010) y de ajuste (Mínguez, 2011) empleadas hoy en día en el análisis de variables meteorológicas y de clima marítimo.

RESULTADOS

Al analizar las series del transporte de sedimentos de las distintas zonas de estudio se ha observado que el comportamiento medio del transporte varía en función de la escala de agregación temporal de los datos (mensual, anual,…) y de cómo se agreguen los datos dentro de la escala temporal seleccionada (transporte neto, positivo-negativo, por sectores….).

En la figura 2 se muestran el régimen medio y el histograma del transporte anual neto en Cunit, Roda, Maspalomas y Paracuru (Brasil) y sus respectivos ajustes a una distribución Normal.

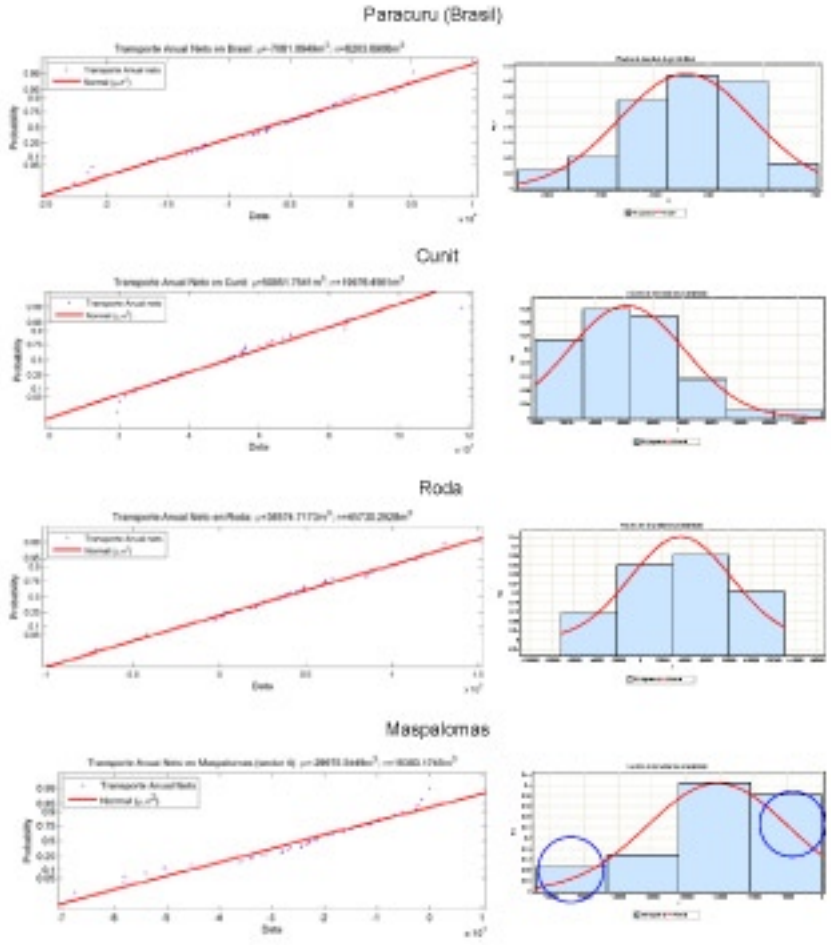


Figura 2. Régimen medio e histograma del transporte anual neto y sus respectivos ajustes a una distribución Normal

Como puede observarse en la figura, el transporte anual neto se aproxima a una distribución Normal y los mayores errores se observan en los valores extremos (véase el caso de Maspalomas). Con el fin de comprobar la bondad del ajuste se ha

aplicado el criterio de Kolmogorov a los ajustes con un nivel de confianza α = 0.01 y tras el análisis de los resultados se puede decir que no se puede rechazar la hipótesis de normalidad del transporte anual neto en ninguno de los cuatro casos.

Sin embargo, en general, si los datos del transporte anual se agregan en función de su signo (transporte anual positivo y transporte anual negativo), los datos se ajustan mejor a una distribución LogNormal. A modo de ejemplo, en la figura 3 se muestran los regímenes medios e histogramas del logaritmo del transporte anual positivo y el negativo y sus respectivos ajustes a una distribución Normal. Como puede apreciarse en la figura el logaritmo del transporte anual positivo o el negativo se aproximan a una distribución Normal y, por tanto, teniendo en cuenta la relación entre la distribución Normal y la LogNormal, el transporte anual positivo y negativo se pueden representar mediante una distribución LogNormal.

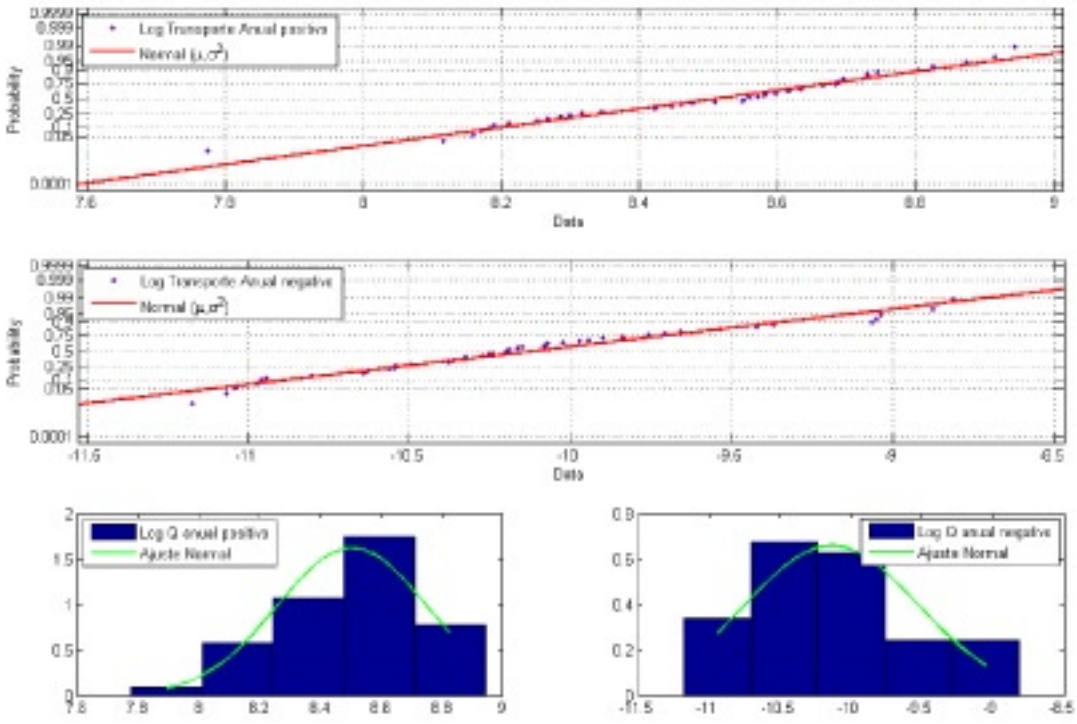


Figura 3. Régimen medio e histograma del logaritmo del transporte anual positivo y negativo y sus respectivos ajustes a una distribución Normal

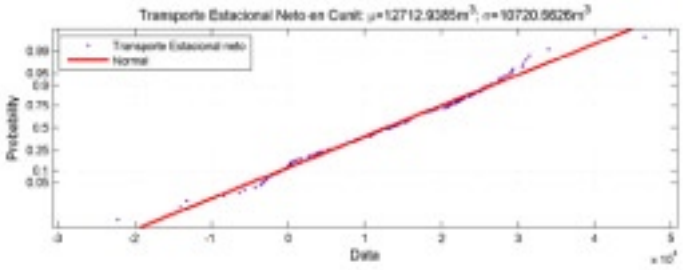
En cuanto al transporte estacional neto se han identificado tres modelos de comportamiento:

1) Caso 1: cuando existen dos o más direcciones dominantes el transporte estacional neto se ajusta a una Normal (véase en caso de Cunit en la figura 4) o combinación de Normales en función de la varianza de los transportes generados por ambas direcciones (p. ej. Paracuru se observan tres tramos en el régimen medio del transporte estacional, lo que indica que se puede ajustar mediante la combinación de tres Normales, véase figura 5).
2) Caso 2: cuando existen varias direcciones de oleaje pero una de ellas es dominante el transporte se ajusta a una combinación de Normales o LogNormales en función de la frecuencia de presentación en torno al valor medio (véase figura 6),
3) Caso 3: cuando existe una dirección claramente dominante el transporte se aproxima a una LogNormal. A modo de ejemplo, en la figura 7 se muestra el caso de Maspalomas. En el gráfico superior se he representado el régimen medio del transporte estacional neto y su ajuste a una distribución Normal. Como puede observarse en dicho gráfico, la distribución Normal

no es adecuada para representar esta variable debido a la existencia de valores de transporte elevados poco probables y la alta probabilidad de los transportes de menor intensidad. Por este motivo, en la parte inferior de la figura 7 se ha transformado la variable mediante una función logaritmica y se ha ajustado a una distribución Normal. AL hacer dicha transformación, la nueva variable se aproxima a una distribución Normal y, por lo tanto, se puede decir que el transporte estacional neto en Maspalomas se puede representar mediante una diostribución LogNormal.

El transporte estacional positivo y negativo se puede ajustar a una LogNormal en el caso 1 y cuando no existe una alta probabilidad de transporte nulo, en cuyo caso habría que emplear una distribución de tipo exponencial.

A modo de resumen, en la figura 8 se esquematizan los resultados obtenidos en el estudio del transporte estacional.



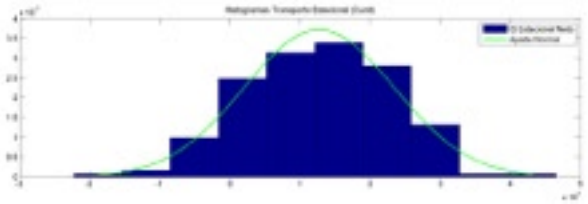
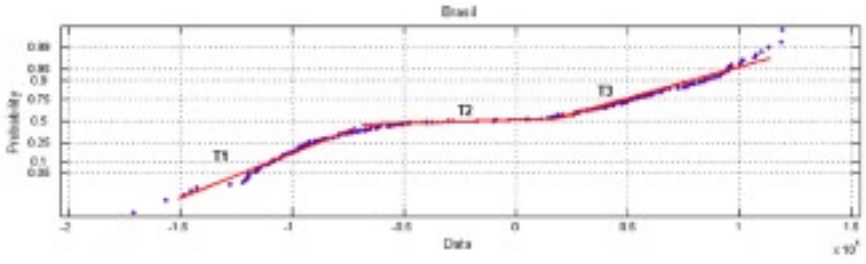


Figura 4. Régimen medio e histograma del transporte estacional neto en Cunit (caso 1)



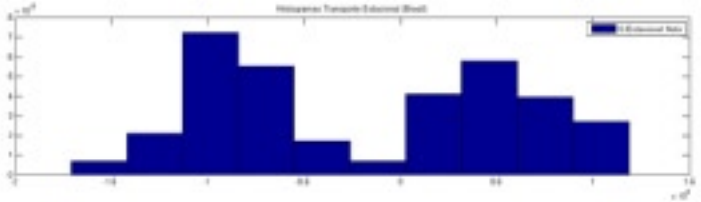
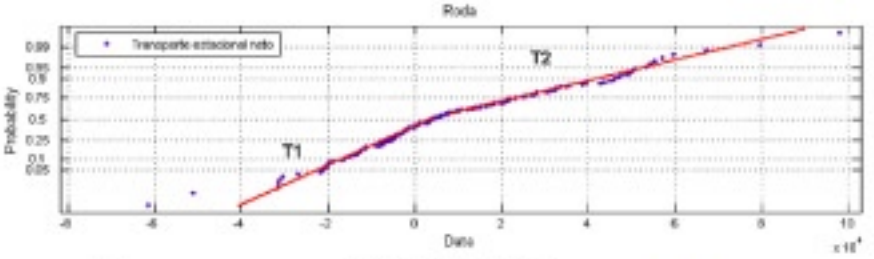


Figura 5. Régimen medio e histograma del transporte estacional neto en Paracuru, Brasil (caso 1)



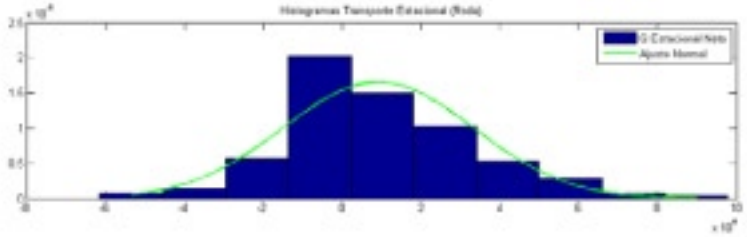


Figura 6. Régimen medio e histograma del logaritmo del transporte estacional neto en Roda (caso 2)

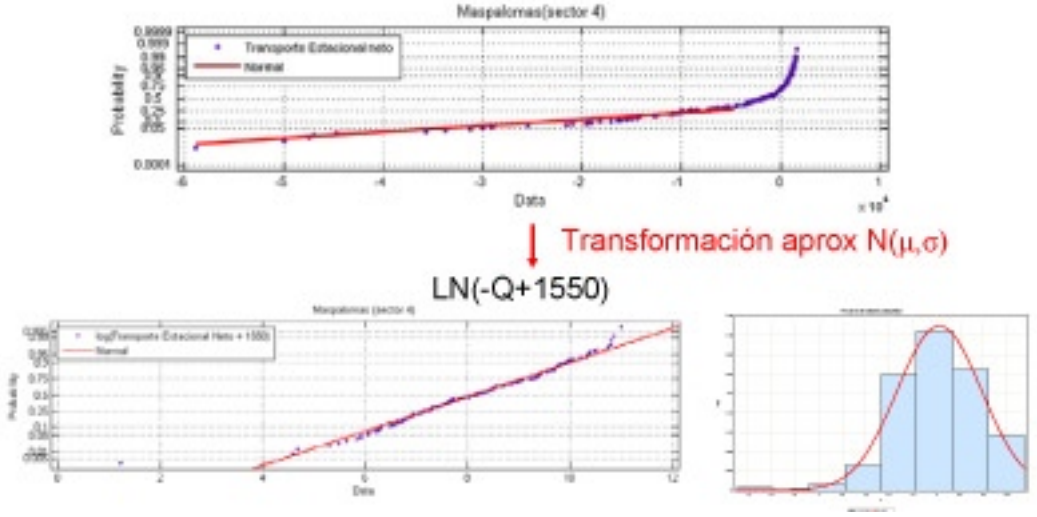


Figura 7. Análisis del transporte estacional en Maspalomas (caso 3)

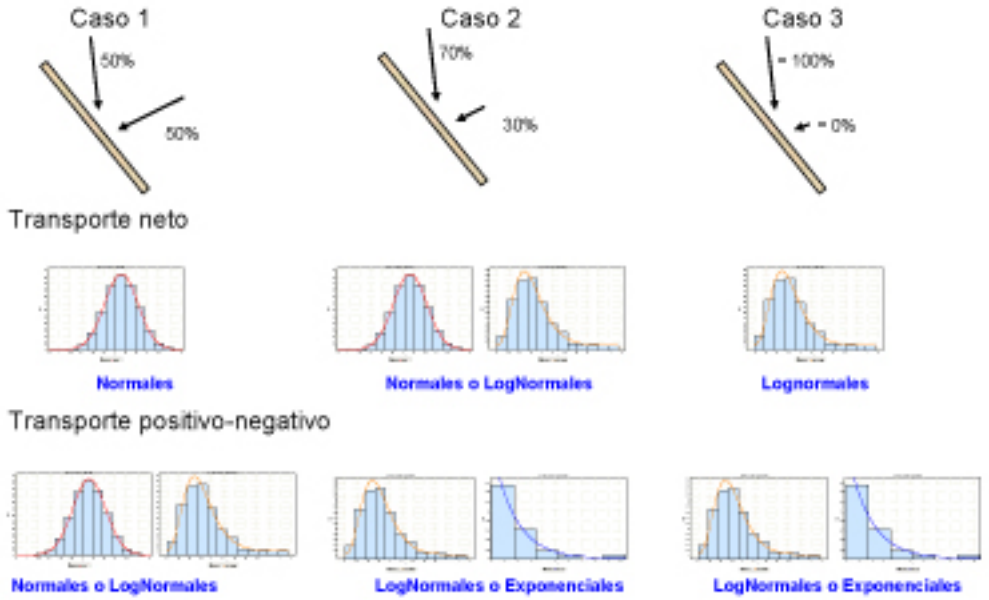


Figura 8. Resumen transporte estacional

APLICACIÓN A LA INGENIERÍA DE COSTAS

A la hora de proponer una actuación en la playa es necesario tener en cuenta el comportamiento medio del transporte de sedimento, su variabilidad y tener en cuenta el riesgo de fallo de la actuación o la incertidumbre asociada a los cálculos, por este motivo, la caracterización estadística al transporte longitudinal de sedimentos puede facilitar el diseño de actuaciones en la costa de un modo sencillo.

CONCLUSIÓN

El transporte longitudinal de sedimentos es importante en la evolución de la playa y el diseño de actuaciones se suele realizar con valores medios. Los trabajos realizados muestran que es posible ajustar el transporte de sedimentos a una función de distribución conocida o combinación de distribuciones en función de la escala de agregación de los datos y que ésta aproximación estadística permite al gestor diseñar cualquier actuación en la costa con una determinada fiabilidad.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto "Modelado de la Evolución Morfodinámica de Playas en Medio Plazo" (CTM2008-06640) del Ministerio de Ciencia e Innovación.

REFERENCIAS

Camus, P., 2009. Metodologías para la definición del clima marítimo en aguas profundas y someras: aplicaciones en el corto, medio y largo plazo. *Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.*

Izaguirre, C.,2010. Estudio de la variabilidad climática de valores extremos de oleaje. *Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.*

Mínguez, R., Espejo, A., Tomás, A., Méndez, F.J. and Losada, I.J. (2011), Directional calibration of wave reanalysis databases using instrumental data. *Journal of Atmosferic and Oceanic Technology.*

Navidi, W., 2006. *Estadística para ingenieros y científicos*. Mc Graw Hill, 868 pp.

5.4.6. MODELO DE EVOLUCIÓN DE LA POSICÍON DE LA LÍNEA DE COSTA EN PLAYAS ENCAJADAS

I. Turki[1], R. Medina[1], M. González[1]

1. Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria". Universidad de Cantabria. PCTCAN. c/Isabel Torres nº 15.39011.Santander. España. turkii@unican.es

INTRODUCCIÓN

Las diferentes dinámicas que afectan a una playa se presentan en diferentes escalas espaciales, que van desde los centímetros (turbulencia) hasta las decenas de kilómetros (marea), y en escalas temporales, que van desde los segundos (olas) hasta las décadas (ascenso del nivel medio del mar). Como respuesta a dichas dinámicas, la morfología de la playa experimenta diferentes cambios en planta y en perfil y alcanza un estado de equilibrio como resultado de la influencia del oleaje, las mareas y los vientos que actúan sobre el material que conforma la playa. En las últimas décadas, se ha desarrollado una serie de modelos de evolución de equilibrio con el objetivo de estudiar la variabilidad de la línea de costa para diferentes escalas temporales. Dichos modelos se dividen en dos tipos: modelos de largo plazo, como el caso del modelo one-line, y los modelos de procesos de corto plazo. Últimamente, diferentes autores han analizado la variación de la línea de costa en escalas interanuales. Sin embargo, el análisis de dicha variación en corto y medio plazo, como puede ser la escala estacional (verano-invierno), no ha sido abordado hasta la fecha.

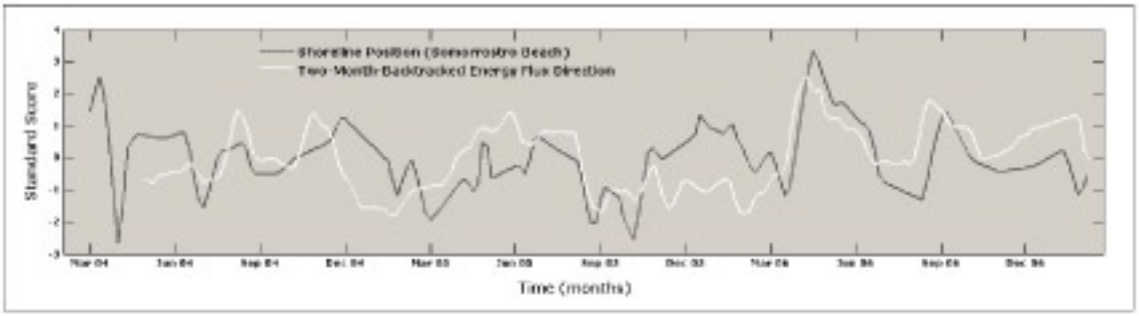
En el presente trabajo se pretende analizar el estado de conocimiento de la configuración de la línea de costa de las playas encajadas, protegidas por estructuras artificiales o naturales. La morfología de este tipo de playas es muy susceptible a variaciones estacionarias a medio plazo, que se interpretan como desviaciones respecto a la forma promedio que representa el equilibrio.

MOTIVACIONES Y OBJETO DEL TRABAJO

El punto de partida de este trabajo es la investigación desarrollada por *Turki y Medina* (2008), donde se analizó la dependencia entre la variabilidad de la línea de costa y la dirección del flujo medio de energía promediado en unos días anteriores. Esta relación depende, obviamente, de las condiciones energéticas de la playa y sus características geométricas. En la figura 1 se presenta un ejemplo de este análisis en las playas de Barcelona; Bogatell con 600 m de longitud y 0.75 mm de grano de sedimento y Somorrostro con una longitud y un diámetro de grano mas importante.

La cuantificación de la dependencia entre las condiciones energéticas et la dinámica de playas es fundamental en el ámbito de gestión de costas, para poder reproducir la variabilidad de la respuesta de la línea de costa a partir de las características intrínsecas y extrínsecas de la playa.

Wright y Short 1984 han desarrollado un modelo conceptual para estudiar los estados morfodinamicos de la playa junto al diámetro de grano del sedimento y la energía que se produce en el tiempo anterior al estado morfodinamico actual. La dependencia entre la morfología de la playa y las condiciones energéticas es fundamental para el estudio de la variación temporal y espacial de las playas.



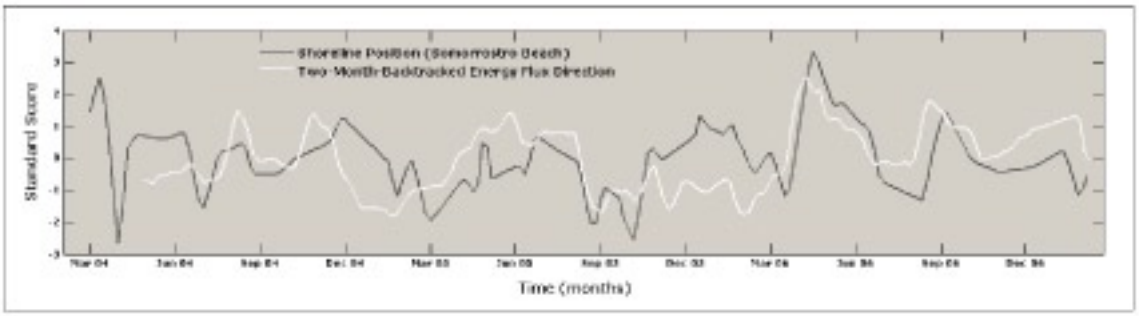


Figura 1. Correlación entre la posición de la línea de costa y la dirección del flujo de energía promediada en el tiempo previo durante (1) dos meses para la playa de Somorrostro y (2) cuatro meses para la playa de Bogatell.

Dicha dependencia es el enfoque principal de esta investigación donde se pretende analizar la posición de la línea de costa en playas encajadas, bajo la influencia de unos factores ambientales y las características físicas de la playa. Es por ello, que se plantea el desarrollo de un modelo de evolución para estudiar la variabilidad de la planta a medio plazo, y, por lo tanto, cuantificar la dependencia de dicha variabilidad basándose en las condiciones energéticas del oleaje y en los contornos que posee la playa. Por todo esto, este estudio pretende ser un complemento al avance científico de la morfología de playas y a las herramientas de Ingeniería de Costas.

MODELO DE EVOLUCIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA

Desarrollo Teórico

Para llevar a cabo los objetivos mencionados, se desarrolló un modelo de evolución uni-dimensional para la predicción de la posición de la línea de costa. El punto de partida de dicho modelo es la siguiente hipótesis de Kriebel y Dean 1985: 'la respuesta de una playa ante una modificación estática puede aproximarse mediante una función exponencial'. Esta hipótesis se basa en observaciones mediante ensayos de laboratorio. De este modo, el avance/retroceso de la línea de costa puede expresarse en la ecuación siguiente:

$$R(t) = R_{\infty}\left(1 - e^{-(\omega t)}\right) \qquad (1)$$

Donde:
R_{∞} es el máximo retroceso en condiciones de equilibrio.
ω es la velocidad de cambio del retroceso, que es el inverso del T_s. Este último se define como tiempo característico de escala de cambio de la playa.
Nótese que, aunque se desarrolla R(t) como retroceso de la línea de costa, puede generalizarse a cualquier punto de la batimetría.

Teniendo en cuenta dicha ecuación, la respuesta de la línea de costa sigue una evolución exponencial; para un tiempo igual a T_s, la respuesta de la línea de costa R(t) alcanza el 64% de R_{∞} de una forma exponencial. La diferencia entre las dos respuestas R(t) y R_{∞} es proporcional a la velocidad característica de escala de cambio de la playa $1/T_s$.

El modelo presentado en esta investigación corresponde a la solución de la ecuación (1) para un punto de la línea de costa, y es usado para estudiar la evolución de la forma en planta de la playa en el medio plazo. Las variables del modelo planteado se definen de la siguiente manera:

$$\frac{dR(t)}{dt} = \frac{1}{T_s} \cdot \left(R_{\infty} - R(t)\right) \qquad (2)$$

Las hipótesis del modelo de evolución se resumen en los siguientes puntos: (a) el perfil de playa conserva su forma de equilibrio constante a lo largo de la playa; (b) la configuración de la forma en planta en playas encajadas se aproxima a una línea recta y los giros se producen respecto a un punto pivote que corresponde al centro de la playa (ver Figura 2).

Figura 2. Resumen de los procesos de la variación de la playa. Giro de la forma en planta de la playa alrededor de un punto pivote.

La respuesta de la línea de costa se produce de una manera similar a lo largo de la playa. Dicha variación se usa para describir los cambios en la forma en planta.

El diámetro de grano es homogéneo a lo largo de la playa. El transporte longitudinal responsable de la variación del volumen de arena se produce únicamente por oblicuidad y rotura de ola.

Teniendo en cuenta estas hipótesis, si suponemos que la playa se desvía de un ángulo α_1 a debido a la acción del oleaje (H_{s1}, T_{p1}, Dir_1) en un tiempo t_1; dicha desviación llegaría a un ángulo β_1 si la energía del oleaje se aplicase durante un tiempo infinito. De otra manera, corresponde al ángulo entre la posición inicial de la línea de costa y los frentes de onda. Por lo tanto la costa de equilibrio R_{∞_1} se determina a partir del ángulo de equilibrio β_1. La sinopsis de estos procesos se muestra en la figura 3. De acuerdo con la presentación de esta ultima, la respuesta de la línea de costa, R_1 , y la costa de equilibrio, R_{∞_1} , en el tiempo t_1 sigue las ecuaciones (3) y (4).

$$R_{\infty_1} = \frac{1}{2} \cdot \tan(\beta_1)$$

$$R(t_1) = \frac{1}{2} \cdot \tan(\alpha_1)$$

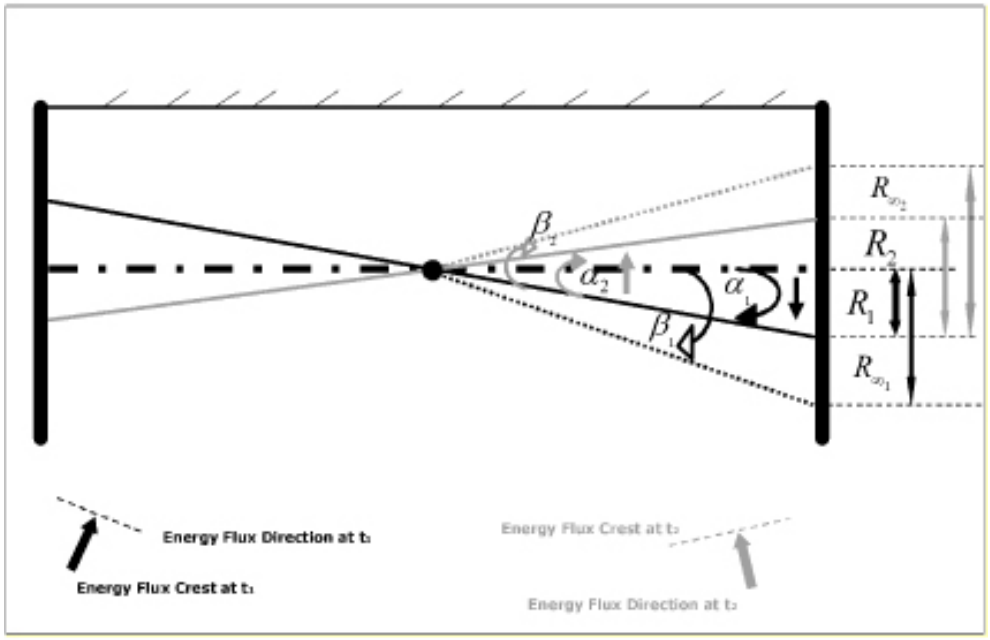


Figura 3. Sinopsis de la variación de la playa entre dos estados de mar.

En cuanto al tiempo característico de escala de cambio de la playa, T_s, este se determina a partir del ratio de cambio del volumen de arena en la forma en planta, $\frac{dV}{dt}$, que representa el volumen desplazado entre dos estados de mar y se deduce de las fórmulas de transporte *(Komar y Holman* (1986)). Finalmente, T_s

se expresa en función de las condiciones energéticas y las características físicas de la playa (longitud y tamaño del sedimento) como se muestra en la ecuación (5).

$$T_s(t) = \frac{l^2.(K^{-1}).h^*.\left(\tan(\beta) - \tan(\alpha(t))\right)}{8.EF_m(t).\chi(\beta, R(t))}$$

Donde: *l* es la longitud de la playa; K es un coeficiente que depende del diámetro del grano, la densidad del agua y la densidad del sedimento y su porosidad; EF_m (t) es la magnitud instantánea del flujo de energía y χ (β,R(t)) el término que depende del ángulo de equilibrio de la playa y la respuesta instantánea. Para una explicación detallada de estos términos, se puede consultar Turki et al (2011).

La ecuación diferencial básica (ver ecuación (2)) se resuelve analíticamente, obteniéndose una expresión integral que relaciona, de forma explicita, la posición instantánea con los parámetros físicos y las condiciones iniciales. Esta expresión se evaluó para determinar la respuesta de la línea de costa, R, entre t_1 y t_2. La solución integral que se usa finalmente se muestra en la ecuación (6).

$$R(t) = e^{-\int_{t_0}^{t} P(t).dt}\left(R_{t_0} + \int_{t_0}^{t} Q(t).e^{\int_{t_0}^{t} P(\tau).d\tau}\,dt\right)$$

Aplicación y validación

Se usó el modelo de evolución para reproducir la posición de la línea de costa en las playas encajadas de Bogatell, Nova Icaria y Somorrostro (Barcelona, España), la playa del Sardinero (Cantabria, España) y la playa de Lido di Dante (Revena, Italia). Estos resultados se validaron con los datos de campo de la variación de la costa, determinadas mediante las imágenes de video (Estación ARGUS y HORUS) a las cuales se aplicó una serie de procesos de rectificación y fusión. Un ejemplo de esta validación en la playa de Nova Icaria se muestra en la figura 4.

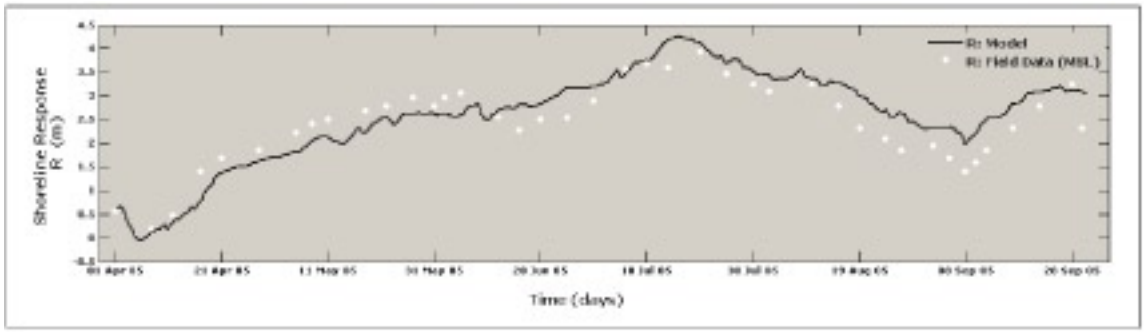


Figura 4. Respuesta de la línea de costa de la playa de Nova Icaria usando el modelo de evolución SMM. Los resultados se validaron con los datos de cámaras (puntos blancos).

NUEVOS CONCEPTOS EN RELACIÓN CON EL MODELO DE EVOLUCION

Tiempo de amortiguación

Se define el tiempo de amortiguación P_dT, como el tiempo que tarda una playa en evolucionar de forma independiente a sus condiciones iniciales. Dicho tiempo depende de las características de la playa y de las condiciones energéticas del área de interés.

Para determinar este tiempo, se evalúa la diferencia entre dos evoluciones de la línea de costa que solamente difieran en una perturbación en su condición inicial. Si R'(t) es una trayectoria y R"(t) la segunda, entonces $R_0'' = R' + \Delta R$ (ver figura 5).

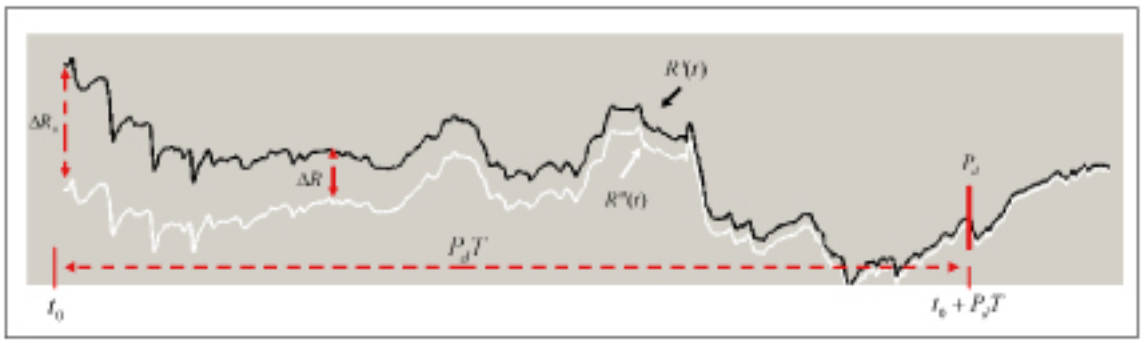


Figura 5. Trayectorias asociadas a las respuestas de la línea de costa, para la misma playa y durante el mismo tiempo con condición inicial perturbada.

A partir de la expresión integral de la respuesta de la línea de costa, la diferencia entre ambas trayectorias viene dada por la ecuación (7).

$$\Delta R' = \Delta R_0 . e^{-\int_{t_0}^{t} P(t).dt}$$

En teoría de sistemas dinámicos, la separación entre estas trayectorias es gobernada por el exponente de Lyapunov l según la expresión (8).

$$\Delta R = \Delta R_0 . e^{\lambda . P_d T}$$

Basándose en este concepto, se puede cuantificar analíticamente el valor del exponente de Lyapunov a partir de las ecuaciones (6) y (7), siendo inversamente proporcional al tiempo de disipación de la perturbación. Definiendo el tiempo de amortiguación en un instante t, d P T , como el tiempo que tarda la diferencia entre las dos trayectorias en ser menor que el 1% de la perturbación inicial, se puede cuantificar con la ecuación (9):

$$P_d T(t_0) = \frac{\ln(0.01)}{-\int_{t_0}^{t} P(t).dt} .(t_0 - t)$$

En la figura 6, se muestra un ejemplo de aplicación del tiempo de amortiguación donde se determinó la evolución de la línea de costa en la playa de Nova Icaria durante 14 meses (Marzo 2004 – Mayo 2005) para diferentes condiciones iniciales (posiciones iniciales distintas). Como se observa, todas las trayectorias convergen en el tiempo y el 99% de la perturbación inicial se disipa después 330 días. Los datos de campo extraídas a partir de las imágenes de video (círculos blancos) se muestran también en la misma figura. Los datos modelados y reales muestran una buena correlación después el tiempo de amortiguación.

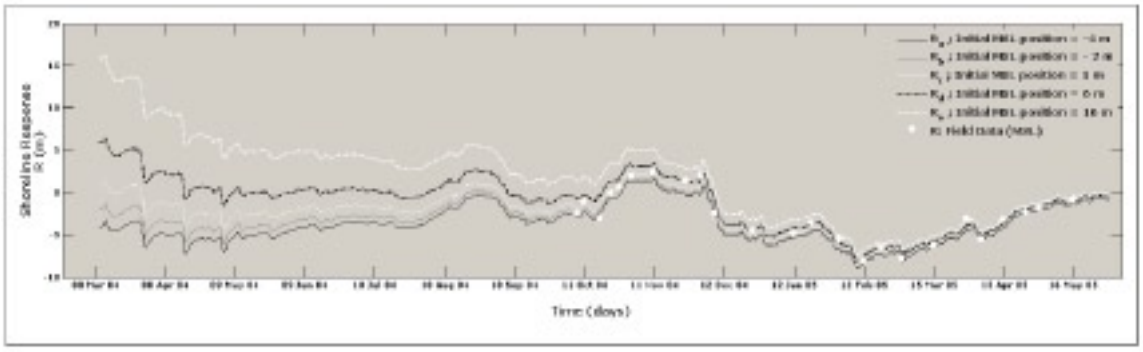


Figura 5. Evolución de la línea de costa durante 14 meses en la playa de Nova Icaria para diferentes condiciones iniciales. Se muestran también los datos reales (extraídas de las imágenes de video).

Memoria de una playa

Para explicar la memoria de una playa se define dos nuevos conceptos: la función de memoria y el tiempo de memoria.

La función de memoria es el peso que cada estado de mar pasado tiene en la línea de costa actual. Dicha función, $B_mF(t_n,k)$ varía entre 0 y 1 y describe la fracción de la energía asociada al estado k^{esimo} de mar previo a t_n, que ha contribuido en la posición actual de la playa $R(t_n)$, como se muestra en la ecuación (10).

$$B_{mi}F(t_n,k) = e^{-\int_{t}^{t_n} P(t).dt}$$

La función de memoria varía entre 0 y 1; es monótona decreciente, decrementando su valor con respecto a k de forma exponencial. Un ejemplo de la función de memoria de la playa en Nova Icaria se muestra en la figura 6.

Definimos el tiempo de memoria de una playa $BmT(t_n)$, como el intervalo entre la fecha actual y la fecha en la que la función de memoria, $B_mF(t_n,k)$, tiene el valor despreciable del orden de 0.01. Es también el tiempo que ha tardado la playa en "olvidar" una condición energética pasada. De otra forma, es el periodo de tiempo, en el cual los estados de mar anteriores a ese intervalo no han contribuido significativamente en el estado actual de la playa.

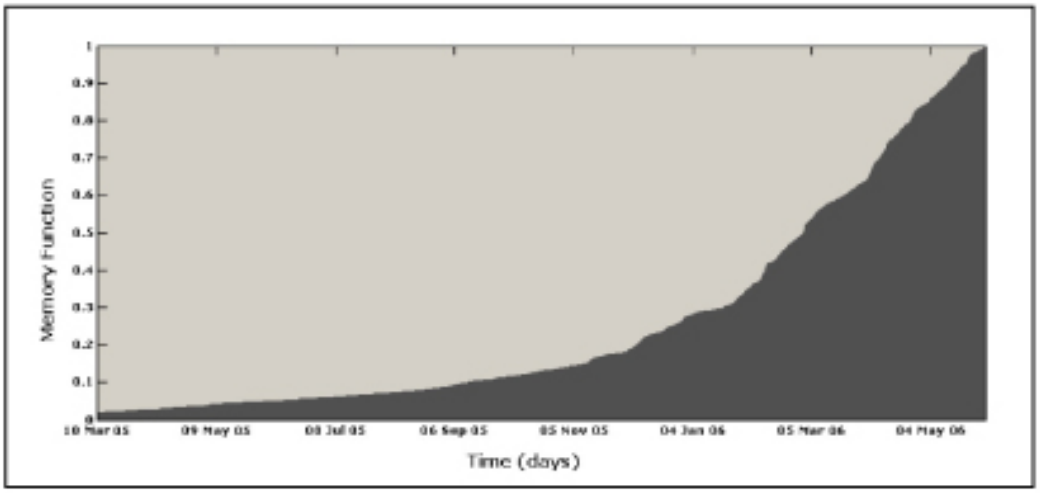


Figure 6. Ejemplo de la variación de la función de memoria en el 1st de Junio 2005 en la playa de Nova Icaria.

Energía ponderada

La función de peso desarrollada se puede usar para cualquier proceso de la playa cuya respuesta depende del forzamiento anterior. Cada proceso tiene que ser ponderado en el tiempo previo como se muestra en la ecuación (9).

$$WCF(t_n) = \int_{t_0}^{t_n} CF(t).B_{mi}F(t_n,t).dt$$

En este trabajo, se ha usado la función de memoria de la playa para cuantificar la dirección del flujo de energía que define la forma en planta de equilibrio.

Estos resultados se han validado con los datos de campo de las playas encajadas. Usando la función de memoria, se ha determinado la dirección del flujo de energía ponderado con datos previos del oleaje durante un tiempo equivalente al tiempo de memoria de la playa. Un ejemplo de este ajuste en la playa de Nova Icaria se muestra en la figura 6.

CONCLUSIONES

Como objetivo principal, se ha desarrollado un modelo de evolución de la línea de costa para corto y medio, comprobándose, posteriormente su uso para el largo plazo. Gracias a este modelo, se han podido definir cualitativamente y cuantitativamente nuevos conceptos relacionado con la dinámica de la forma en planta de la playa como el tiempo de amortiguación que necesita una playa para disipa una perturbación inicial y la memoria de una playa. En *Turki* et al 2011, se presenta un análisis detallado de dichos conceptos y unas aplicaciones que pueden contribuir en los proyectos de ingeniería de costas y diseños de playas.

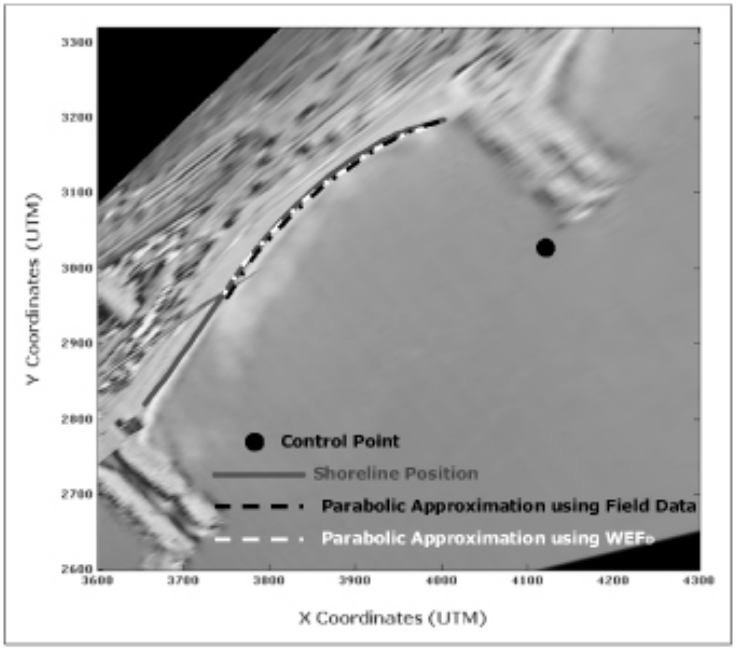


Figura 6. Ajuste de la forma en planta de la playa de Nova Icaria en 20/12/2004 usando la aproximación parabolica de Hsu and Evans (1989).

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido parcialmente financiado por el proyecto "Modelado de la Evolución Morfodinámica de Playas en Medio Plazo" (CTM2008-06640) del Ministerio de Ciencia e Innovación. Se agradece Igualmente al INSTITUT de CIÈNCIES DEL MAR (CSIC), especialmente a Jorge Guillén, por su ayuda, asesoramiento y proveer de imágenes de video de las playas de Barcelona indispensables para realizar esta investigación.

REFERENCIAS

Hsu. J. R. C., and Evans. C (1989), Parabolic bay shapes and applications, in Proceeding of the Institution of Civil Engineers, 87, pp. 55 -570.

Komar, P. D., and R. A. Holman (1986), Coastal processes and the development of shoreline erosion, Annual Review Earth and Planetary Sciences, 14, 237-265

Kriebel, L. D., and. Dean, R. G (1985), Numerical simulation of time-dependent beach and dune erosion, Port Coastal Ocean Engineering, 9, 221 - 245.

Turki. I., and Medina, R. (2008), Variability of equilibrium beach plan-form at different timescales. Master's Thesis, Cantabria University.

Turki. I., Medina, R., and González .M., (2011), Inter-annual to seasonal variability of the equilibrium plan-form of pocket beaches. PhD Thesis, Cantabria University.

Wright, L. D., and A. D. Short (1984), Morphodynamic variability of surf zones and beaches: A synthesis, Marine Geology., 56, 93-118.

5.5. CAPACIDAD DE TERMINALES

5.5.1. ANÁLISIS DE LA INTERMODALIDAD MARÍTIMO-FERROVIARIA EN LOS PUERTOS DEL SISTEMA PÚBLICO DE TITULARIDAD ESTATAL ESPAÑOL

D. Romero[1], A. Camarero[2]

1. *E.U.I.T. de Obras Públicas. Universidad Politécnica de Madrid. Dpto. Ingeniería Civil: Infraestructura del Transporte. david.romero@upm.es*
2. *E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Dpto. Ingeniería Civil. Transportes. alberto.camarero@caminos.upm.es*

INTRODUCCIÓN

El estudio que ha servido de base para la presente comunicación, aborda el estado de la intermodalidad marítimo-ferroviaria, en términos físicos, es decir el estado de la conexión ferroportuaria, en los puertos españoles del Sistema Portuario Estatal. Para ello se analiza la relación de las infraestructuras existentes en los puertos con respecto a la operación marítima, evaluando el tráfico que se genera en los puertos, sus modos de entrada o salida en estos, así como el tráfico ferroviario que genera el sistema, tanto de entrada como de salida a los puertos.

METODOLOGÍA

El esquema metodológico seguido para el desarrollo del estudio, se centra en la evaluación de los tres elementos determinantes para conocer el estado de la intermodalidad en los Puertos de Interés General, a saber; las infraestructuras marítimo-ferroviarias; el tráfico portuario; el tráfico ferroviario con origen o destino a los puertos de interés general.

Así pues, se evaluó el nivel de desarrollo de las infraestructuras en las 23 Autoridades Portuarias (que gestionan 24 puertos) con red ferroviaria en el puerto y sus características asociadas a la intermodalidad marítimo-ferroviaria.

Se analizó la evolución del tráfico de mercancías en los últimos diez años en los puertos españoles, desglosándose las mercancías en función de su forma de presentación y de su modo de entrada/salida al puerto, con el fin de evaluar el porcentaje real de toneladas movidas en el contexto del tráfico portuario total.

Asimismo se analizaron los tipos de mercancías movidas por puerto distinguiendo por el modo de transporte empleado para introducir o sacar la mercancía del puerto entre graneles sólidos, graneles líquidos, mercancía general no contenerizada y mercancía general contenerizada.

Además se evaluó el tráfico ferroviario con origen y destino a los puertos analizando las cuotas de la mercancía por ferrocarril en puertos frente al total en España y al tráfico realizado por otros medios terrestres.

Análisis de las infraestructuras ferroportuarias

La tipología de las mercancías afecta al dimensionamiento del material móvil y éste incide a su vez y de forma decisiva en el diseño de las infraestructuras.

A pesar del gran desarrollo portuario reciente, del lado ferroviario no ha habido, al menos en Europa, un aprovechamiento similar de las economías de escala.Para lograr la intermodalidad marítimo-ferroviaria al nivel de análisis se debe resolver el acceso al puerto y dotar de suficiente espacio y capacidad a las infraestructuras ferroportuarias, así como garantizar un diseño adecuado de las mismas. Esto

debe ser extensivo a los accesos al puerto y al resto de la red ferroviaria en su "hinterland". Para ello, cabe distinguir dos tipos relevantes de infraestructuras ferroportuarias a analizar: el acceso por ferrocarril y las terminales ferroportuarias.

Del análisis de ambos tipos de infraestructuras ferroviarias a las diferentes instalaciones portuarias de interés general, se identifican numerosas situaciones que, a expensas de su planteamiento concreto para cada puerto, pueden agruparse en diferentes categorías: Limitaciones de acceso por las condiciones de operación y explotación en las líneas principales de conexión; Limitaciones de acceso en los tramos próximos al puerto; Instalaciones de apoyo inadecuadas o congestionadas; Problemas de explotación en el interior de los puertos; Inexistencia de accesos ferroviarios.

Como referencia genérica de las situaciones analizadas en los 24 puertos puede destacarse que:

- En el exterior de los puertos, las características de determinadas líneas (desarrollo en planta, perfil longitudinal, limitaciones de paso y de cruzamiento, compatibilidad con los tráficos de viajeros, etc.) establecen unas condiciones de transporte que no favorecen la presencia del ferrocarril.
- En el interior de los puertos, la disposición de vías de longitud reducida que obliga a trabajar con numerosos cortes de material e incrementar las maniobras, los problemas de compatibilidad carretera-ferrocarril (ocupación de la traza por camiones, instalaciones de carga/descarga poco adecuadas,..), falta de mantenimiento de la infraestructura, falta de acceso a determinadas áreas,... establecen unas condiciones de operación poco eficientes;
- En las estaciones de apoyo, se detecta una disposición de vías insuficientes que genera una operativa con numerosas maniobras, problemas de gestión del material vacío, etc., y algunas dificultades en el acceso a las instalaciones portuarias.

Análisis del tráfico portuario

Se analizó el tráfico portuario atendido por los puertos españoles en su conjunto y por Autoridad Portuaria. No se consideran para el estudio los puertos insulares, Ceuta y Melilla. Asimismo se analiza la evolución del tráfico de mercancías en los últimos diez años. Se desglosan las mercancías en función de su forma de presentación y de su modo de entrada /salida al puerto, con el fin de evaluar el porcentaje real de toneladas movidas en el contexto del tráfico portuario total y finalmente se analizan los tipos de mercancías movidas por puerto distinguiendo entre graneles sólidos, graneles líquidos, mercancía general no contenerizada y mercancía general contenerizada.

Tráfico total

En el año 2008 el conjunto de puertos españoles movió un total de 473,8 millones de toneladas. La evolución del tráfico portuario en los últimos diez años, según los principales tipos de tráfico, es la siguiente:

	Millones de toneladas									
	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Productos petrolíferos	106,4	111,2	112,1	112,6	116,2	120,4	126,2	126,2	127,8	127,4
Graneles sólidos	89	92,3	93,1	101	97,9	105,5	114,1	113,5	116,9	101,4
Mercancía general	101,4	109,2	118,3	126,4	139	153,2	167,1	185	200,7	203,7
Resto	24,3	25,7	26,2	26,5	28,8	31,4	34,6	37,5	37,7	41,3
TOTAL	**321,1**	**338,4**	**349,7**	**366,5**	**381,9**	**410,5**	**442**	**462,2**	**483,1**	**473,8**

Tabla 1. Evolución del tráfico entre 1999-2008. Fuente: Puertos del Estado

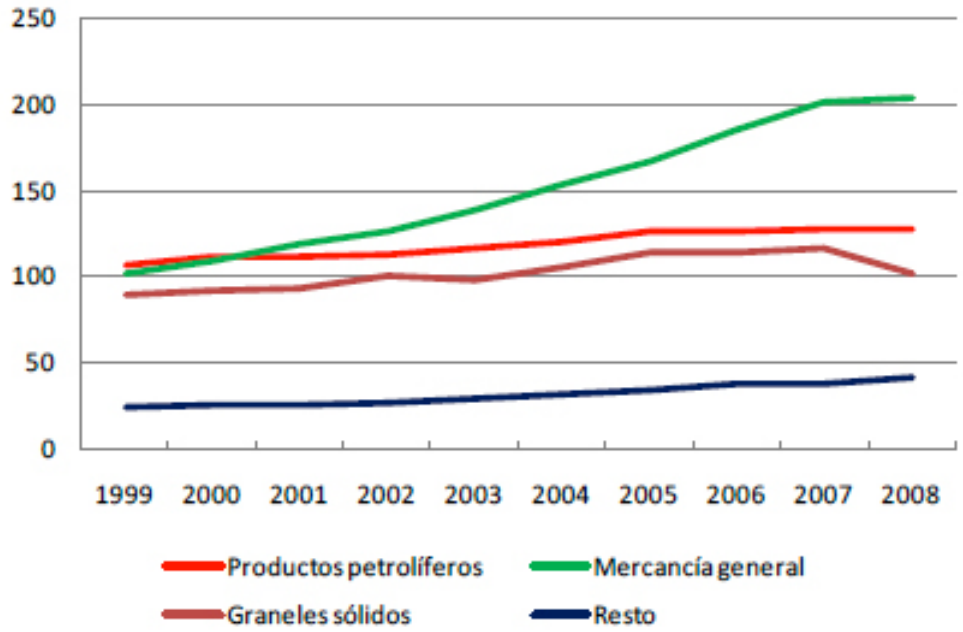


Figura 1. Evolución del tráfico por tipo de mercancía, 1999-2008.Fuente: Elaboración propia

En la figura 1 se aprecia el crecimiento vegetativo del tráfico de productos petrolíferos en los últimos diez años, con un porcentaje del 20% en dicho periodo. En 2008 los productos petrolíferos suponen un 28% del total de las mercancías movidas. Respecto de los graneles sólidos el crecimiento resulta casi lineal, pero sin embargo parece que es el tipo de mercancía que más acusa la caída la crisis, con una caída del 13,3% entre 2007 y 2008. Su representación en el conjunto de mercancías movidas en 2008 es del 21%. Por su parte la mercancía general es la que ha tenido un incremento mayor durante el periodo de estudio, pues se ha multiplicado por dos (crecimiento del 101%). No obstante entre 2007 y 2008 creció un prudente 1,5%. La mercancía general supuso un 43% de las mercancías movidas en 2008 en el sistema portuario español.

El resto de productos se mantiene con un crecimiento lineal que supone un 70% en el periodo de estudio, suponiendo una subida entre 2007 y 2008 del 9,5%. En el conjunto de mercancías movilizadas en 2008 representó un 9%. Si bien en 2007 se movieron 483,1 millones de toneladas, el tráfico portuario de 2008 supuso una diferencia negativa de 9,7 millones menos, lo que representa un -1,93%.

Es importante destacar la evolución de los contenedores movidos (expresados en TEUS) y las toneladas transportadas en ellos, representando un incremento del 1,11% y del 4,34%, respectivamente.

	Millones de toneladas		
	2007	2008	% de Variación
Graneles líquidos	150,41	153,96	2,36
Graneles sólidos	116,86	101,35	-13,27
Mercancía general	200,71	203,74	1,51
Pesca capturada	0,23	0,22	-6,44
Avituallamiento	10,95	10,83	-1,13
Tráfico interior	3,98	3,73	-6,29
TOTAL	**483,1**	**473,8**	**1,93%**

Tabla 2. Variación del tráfico portuario 2007-2008. Fuente: Elaboración propia

Análisis del tráfico por su forma de presentación

En la tabla 3 se recoge el tráfico total en millones de toneladas y en función de su forma de presentación, diferenciándose entre; graneles líquidos, graneles sólidos, mercancía general, pesca, avituallamiento y tráfico interior.

TRAFICO DE MERCANCÍAS SEGÚN FORMAS DE PRESENTACIÓN 2008		
TIPO DE TRAFICO	CANTIDAD	PORCENTAJE
Graneles líquidos	153.964.100	32%
Graneles sólidos	101.352.636	21%
Mercancía general	203.736.431	43%
Otras (*)	14.768.951	3%
TOTAL	**473.822.118**	**100%**

(*) Tráfico Local, Avituallamiento, Pesca.

Tabla 3. Tráfico según su forma de presentación. Fuente: Elaboración propia

Análisis del tráfico por modo de transporte

De los 473,8 millones de toneladas movidas en el conjunto de los puertos de interés general en 2008, solo una parte fueron embarcadas o desembarcadas por medios terrestres, el 75,4% del total.

En 2008 se movieron 357,3 millones de toneladas de las mercancías por medios terrestres, de estos 208 millones de toneladas (58,2%) corresponden a la suma del ferrocarril y la carretera. El resto se movió por tubería o por otros medios, principalmente cintas.

TOTAL DE TRÁFICO POR MODO DE ENTRADA/SALIDA (MILLONES DE TONELADAS)	
Ferrocarril	11.334.754
Carretera	196.740.241
Tubería	135.954.099
Otros medios	13.318.075
Total transporte terrestre	**357.347.169**

Tabla 4. Tráfico total por modo de entrada/salida. Fuente: Puertos del Estado

Se comprueba que el transporte por carretera alcanza los 196,7 millones de toneladas (95%), mientras que el transporte ferroviario de mercancías fue de 11,3 millones de toneladas (5%) Estableciéndose en este valor la cuota del transporte ferroportuario en puertos. Esto confirma la fortaleza de la carretera como modo principal para el transporte de mercancías frente al ferrocarril hoy en día.

Análisis del tráfico ferroviario en los puertos de interés general

Teniendo en cuenta que actualmente el tráfico ferroviario dominante es el del operador público de ancho ibérico, tanto a nivel agregado (representa el 81%) como en los tráficos ferroportuarios (aprox. el 83%) y que el objeto del estudio se centra en la prestación de los servicios que circulan sobre la red de ancho ibérico, se optó por establecer la comparación referida exclusivamente al tráfico de Renfe Operadora, para lo cual se han estimado y deducido del total los tráficos ferroportuarios de Feve.

Tráfico total

En el año 2008, Renfe Operadora movió un total de 22,7 millones de toneladas de mercancías en el conjunto de la red ferroviaria de ancho ibérico. De dicho valor, un total de 13,9 millones de toneladas corresponden a mercancías movidas en vagón convencional nacional, y 4,2 millones de toneladas corresponden a intermodal nacional, en total se movieron en España un volumen de18,2 millones de toneladas de mercancías. Hay que señalar que Renfe Operadora no posee bases de datos específicas que contabilicen fehacientemente y con rigor los volúmenes de mercancías que entran y salen de los puertos en sus vagones, contabilizándose como mercancías no-portuarias aquellas que tienen paso por estaciones que dan servicio a los puertos, por ejemplo. De esta manera los datos facilitados a continuación resultan incompletos, pues representan el 60% del volumen manejado por la operadora pública. Sin embargo estos son suficientemente ilustrativos bastar para analizar los arcos de transporte de las mercancías y por tanto la competencia entre la carretera y el ferrocarril.

El volumen de mercancías movidas con origen o destino a puertos ascendió a 6,5 millones de toneladas en 2008. Estas diferencias de criterios y de formas de contabilizar las mercancías, además de la no existencia de una base de datos de tráficos ferroportuarios en Renfe, suponen uno de los primeros problemas de interés en solventar. Los graneles sólidos tuvieron un peso de 2,62 millones de toneladas (40%) sobre el total movido. Por su parte los contenedores movieron, 2,94 millones de toneladas (32%). En tercer lugar se dispone la mercancía general no contenerizada, 1,3 millones de toneladas (20%). Por último se encuentran los graneles líquidos con un total de 0,5 millones de toneladas (8%).

Análisis del Hinterland. Arcos de transporte

A la vista de los resultados parece razonable establecer una comparativa entre los tráficos de la carretera y los del ferrocarril, con el fin de captar tráficos de esta hacia el ferrocarril. Esto solo será posible en aquellas distancias en las que ambos sean competencia, y por tanto alternativas, descontando así el denominado "hinterland cautivo" de la carretera, o ámbito terrestre en el que el ferrocarril no resulta competitivo frente a la carretera. Tomando como referencia los datos de tráfico ferroviario de mercancías de Renfe Operadora en el año 2008 con O/D en los puertos se calcula para cada segmento de mercancía el recorrido medio, comprobándose que el rango de distancias medias del transporte ferroviario oscila entre los aproximadamente 190 km en el caso de los graneles sólidos y los 600 km para el tráfico de contenedores.

Si analizamos las mercancías por su forma de presentación y volúmenes se comprueba que tanto los graneles sólidos como los líquidos y las mercancías no contenerizadas, están bien atendidos respecto del transporte ferroviario, o sucediendo así con la mercancía, siendo en este tipo de mercancía donde el ferrocarril debe de ganar terreno a la carretera.

Así pues, y con independencia de si la cuota de referencia para el ferrocarril y la carretera es una u otra, el dato relevante aquí es que, en términos absolutos, el tráfico ferroviario con origen o destino puertos no crece al ritmo que lo hace el tráfico por carretera.

Si se toma como período de referencia los últimos 10 años, se observa que mientras la carretera ha crecido a un ritmo del 5% anual medio acumulado, el tráfico ferroviario apenas lo ha hecho al 1,7%. Teniendo en cuenta que durante ese mismo período el tráfico portuario total ha crecido a un ritmo del 4,5%, la conclusión que se obtiene es que, al margen de los criterios que se adopten para definir la cuota del ferrocarril, el modo de transporte terrestre que año tras año absorbe los incrementos del tráfico portuario es precisamente la carretera.

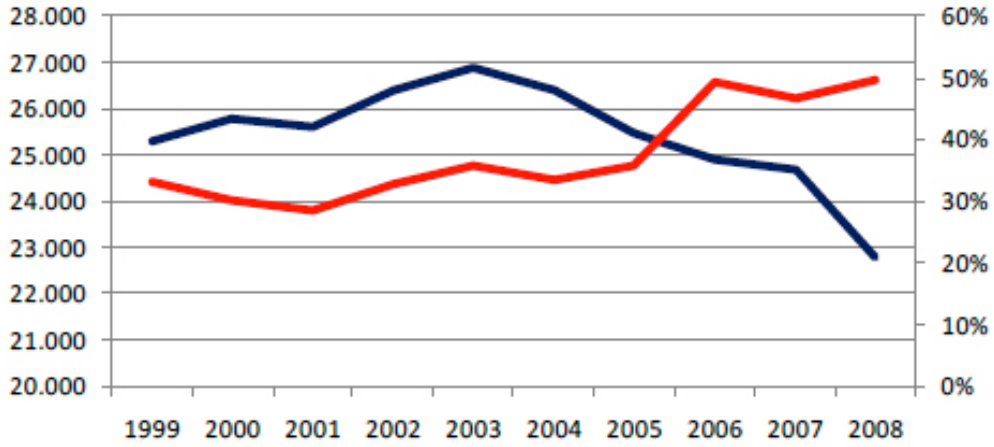


Figura 2. Evolución del tráfico ferroviario, total y de origen portuario. Fuente: P. del Estado

A la vista de la figura anterior se concluye que los puertos no sólo representan un mercado principal para las mercancías ferroviarias, sino que, además, son los que están "alimentando" el tráfico ferroviario de mercancías en España desde hace varios años. Se comprueba asimismo que el transporte por carretera crece en detrimento del ferroviario debido a que posee mayor capacidad para atender las necesidades de la demanda.

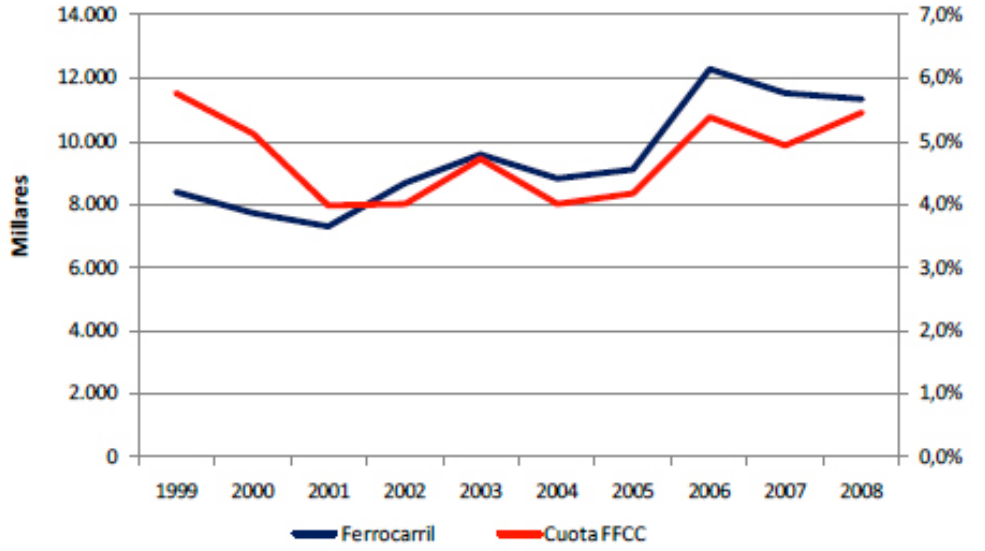


Figura 3. Evolución del tráfico ferroviario a puertos y cuota respecto carretera más ferrocarril. Fuente: Elaboración propia

Análisis DAFO

Una vez caracterizadas las infraestructuras ferroportuarias en los distintos puertos de interés general, y analizadas asimismo las mercancías portuarias, con diferentes criterios, así como los volúmenes de mercancías, y su discriminación por formas de presentación, de los tráficos ferroviarios con origen /destino a los puertos, se está en condiciones de elaborar un diagnóstico del conjunto de la intermodalidad marítimo- ferroviaria en los puertos pertenecientes al Sistema Público de titularidad Estatal.

Para ello se elabora el diagnostico mediante la ejecución de un análisis DAFO (Debilidades, Amenazas, Fortalezas y Oportunidades) tomando como ámbito del análisis el transporte de mercancía marítima.

RESULTADOS

Relativos a la infraestructura

· Infraestructuras escasas y antiguas en muchos casos, y por tanto inadecuadas.
· Existen instalaciones donde es necesario el acarreo de mercancías a distancias próximas al puerto dada la falta de instalaciones adecuadas en el interior.
· Operativa ferroviaria complicada debido a la coexistencia de ancho ibérico y ancho Feve, y ser explotados por empresas operadoras diferentes.
· Accesos deficientes; escasos y con poca capacidad operacional.
· Falta de espacio para la realización de las operaciones de carga y descarga.
· Explotación de líneas en vía única y muchas sin electrificar.
· Existen muchas líneas saturadas o de escaso rendimiento que no se adecuan a las necesidades ferroviarias de los puertos.

Relativos a los tráficos portuarios

· Entre 1999-2008, tráfico de GS tiene crecimiento casi lineal, pero sin embargo parece que es el tipo de mercancía que más acusa la caída la crisis, con una caída del 13,3% entre 2007 y 2008. Su representación en el conjunto de mercancías movidas en 2008 es del 21%.

· Mercancía general. El mayor incremento al duplicarse en el periodo de estudio(crecimiento del 101%). Entre 2007 y 2008 creció solo 1,5%. La mercancía general supuso un 43% de las mercancías movidas en 2008.
· El número de contenedores de 20 pies o mayores manejados ha aumentado un 1,1% en 2008, habiéndose movido un total de 8,78 millones de contenedores, con 145,40 millones de toneladas transportadas en ellos, con un incremento porcentual del 4,34%, o 13,34 MTEUs millones, con un incremento, sobre el año anterior, del 1,11%.
· En 2008 se movieron un total de 208 millones de toneladas por carretera y ferrocarril en los puertos españoles. La cuota actual del transporte ferroportuario es del 5%, (11,3 millones de toneladas en 2008), superior a la cuota del transporte de mercancías por ferrocarril en el ámbito nacional, que actualmente (último dato contrastable) es de 4% e inferior al 18% de Europa. Este dato revela la dependencia del transporte ferroviario de los puertos, pues son estos los que están sosteniendo la cuota actual.
· Actualmente hay todavía seis puertos que no mueven mercancías por ferrocarril, pero si por carretera (29 millones de toneladas) y cuyo porcentaje respecto del total de carretera más ferrocarril es del 14%.
· Existen muchos acarreos aun desde el puerto a estaciones de apoyo próximas.

Relativos a los tráficos ferroviarios

· La competencia entre ferrocarril y carretera solo será posible en aquellas distancias en las que ambos sean competencia, descontando así el denominado "hinterland cautivo" de la carretera (generalmente distancias de hasta 300 km).
· El rango de distancias medias del transporte ferroviario oscila entre los aproximadamente 190 km en el caso de los graneles sólidos y los 600 km para el tráfico de contenedores.
· En los últimos 10 años, la carretera ha crecido a un ritmo del 5% anual medio acumulado, mientras que el tráfico ferroviario apenas lo ha hecho al 1,7%. Durante dicho periodo el tráfico portuario total ha crecido a un ritmo del 4,5%, con lo que, consecuentemente, el transporte terrestre absorbe los incrementos del tráfico portuario es la carretera.
· En general, las infraestructuras ferroportuarias no han variado prácticamente en los últimos 10 años.

5.5.2. OPTIMIZACIÓN DE LA OPERATIVIDAD PORTUARIA MEDIANTE TÉCNICAS DE SIMULACIÓN

I. Benedicto1, J.A. Fernández1, S.Solari2, A. Baquerizo2, M. A. Losada2, F. Santos3 e I. Sanchidrián1

1. Proes Consultores S.A. General Yagüe 39, 28020, Madrid. ibenedicto@proes.es, jafernandez@proes.es, isanchidrián@proes.es
2. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, CEAMA, Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada. ssolari@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es
3. Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras Avda. de la Hispanidad, 2. 11207 Algeciras. fsantos@apba.es

INTRODUCCIÓN

Debido al permanente crecimiento que ha experimentado el transporte oceánico desde los años 60 y al desarrollo que, como consecuencia, están experimentando los puertos, los costes de paso de la mercancía por el puerto repercuten cada vez más en el coste final del transporte y en la economía global. Por ello, cada vez es más importante realizar una gestión eficiente de las operaciones portuarias, que contribuya a minimizar los costes del traspaso de mercancías en la interfaz buque-puerto.

Por otro lado, el diseño y explotación de las obras marítimas ha pasado a tener un importante enfoque probabilista, donde cobran importancia los métodos de Nivel II y III de verificación, así como las técnicas de optimización y gestión basadas en el cálculo del riesgo.

A su vez, el desarrollo experimentado por los recursos informáticos durante los últimos años, ha permitido que los puertos guarden cada vez mayor cantidad de información referente a las operaciones que en ellos se llevan a cabo, lo que facilita la obtención de la información necesaria para desarrollar métodos de simulación numérica que puedan utilizarse como herramienta en el estudio de la optimización de la operatividad portuaria.

En la actualidad existen modelos que permiten optimizar de forma individual el funcionamiento de determinados elementos que condicionan la operatividad en un puerto, tanto en sus instalaciones de tierra como en la zona marítima del mismo (D. Moser et al, 2004, K. Hofseth et al, 2006 , R. Groenveld, 2006 o Pachakis, D. & Kiremidjian, AS, 2003, entre otros). Sin embargo, estos modelos no contemplan la interacción entre los diferentes elementos que conforman la zona marítima del puerto y su interfaz con tierra, con lo cual no permiten estudiar la operatividad desde una perspectiva global y, por lo tanto, no son capaces de identificar los elementos causantes de los puntos de estrangulamiento que se producen en el conjunto del puerto. Dicha identificación es imprescindible para optimizar de forma global la operatividad portuaria, dando respuesta a problemas como la planificación de espacios portuarios, la ordenación y regulación del tráfico de buques, la definición de los servicios portuarios con criterios de coste-beneficio, etc.

El Proyecto Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación, del Programa Nacional de Proyectos de Investigación Aplicada 2009 - Plan Nacional de I+D+i 2008-2011, tiene por objetivo desarrollar una herramienta que, basada en la optimización global de la operatividad, sirva de apoyo a los gestores portuarios en la toma de decisiones sobre la ordenación y regulación del tráfico, planificación y decisión de inversiones, etc.

En el Proyecto, que tiene un plazo de ejecución de 36 meses, participan Proes Consultores, el Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales de la Universidad de Granada y la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras, llevando Proes el liderazgo.

En este artículo se presentan los trabajos que se están desarrollando dentro del citado proyecto.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El desarrollo del proyecto se divide en tres bloques (Figura 1): Análisis de datos y caracterización individual de los elementos que influyen en la operatividad portuaria, Metodología integral de simulación y Desarrollo de la herramienta informática. A continuación se describen los trabajos que se están realizando dentro de cada uno de los bloques.

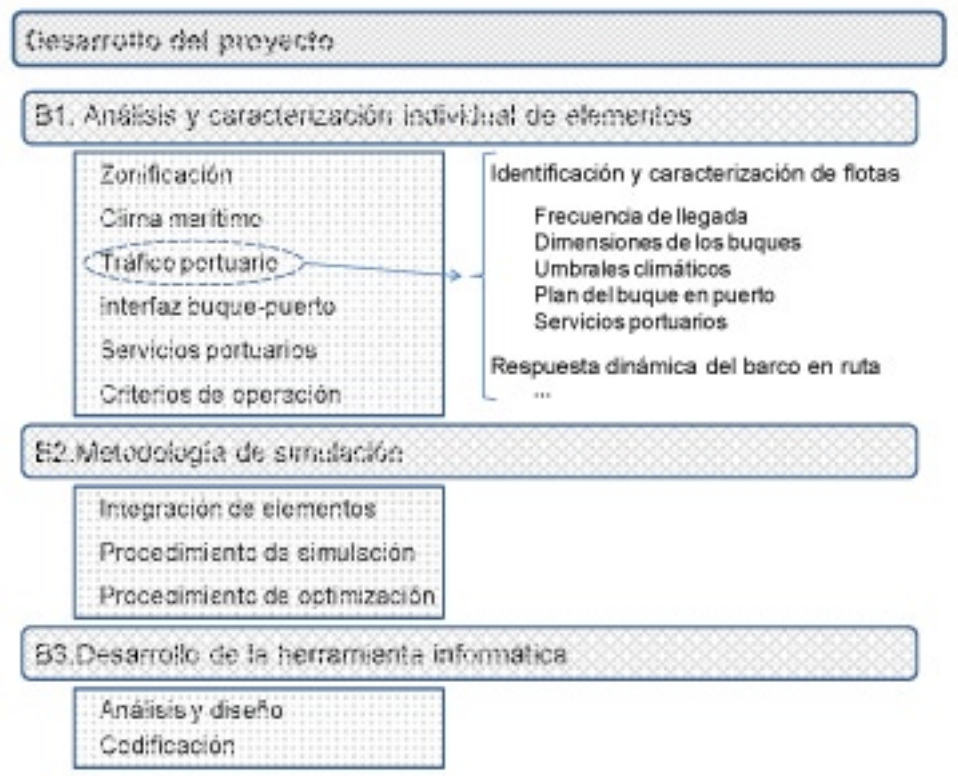


Figura 1. Esquema del desarrollo del proyecto

B1. Análisis de datos y caracterización individual de elementos

Mediante revisión bibliográfica y análisis estadístico de la información proporcionada por el Puerto Piloto, se caracterizan los elementos que influyen en la operativa portuaria. En base a dicha caracterización, se desarrolla un modelo de simulación del comportamiento del elemento.

El trabajo se realiza contemplando los siguientes aspectos: Zonificación portuaria, Clima marítimo, Tráfico marítimo, Interfaz buque-puerto, Servicios portuarios y Criterios de operación.

Zonificación portuaria. El análisis del entorno portuario pone de manifiesto la existencia de un elevado número de zonas cuya actividad no influye, o lo hace de forma despreciable, en el desarrollo de la actividad portuaria, entendiendo como tal la específicamente dedicada al transporte de mercancías.

El proceso de definición del modelo de zonificación ha requerido establecer cuáles son las zonas/elementos que es necesario considerar para obtener un modelo de simulación representativo de la operatividad portuaria. Para ello, se ha analizado la operatividad siguiendo las diferentes cadenas de la mercancía, entendiendo por cadena de la mercancía el recorrido que ésta sigue

desde que entra en el entorno portuario hasta que sale de él. Establecidas las zonas a considerar en el modelo, se han establecido las variables con las que caracterizarlas.

El modelo de zonificación establecido se ha incorporado al software de simulación que se está desarrollando.

Clima marítimo. Se ha desarrollado una metodología para la simulación de series multivariadas, no estacionarias, y autocorrelacionadas, de oleaje y viento (Solari y Losada, 2011 a, b, c, d) que permite: (1) ajustar modelos no estacionarios mixtos univariados a cada una de las variables, (2) des-estacionalizar y normalizar cada una de las variables usando los modelos anteriores, (3) ajustar un modelo autorregresivo vectorial (VAR) a las variables normalizadas que explique su interdependencia y su evolución temporal y (4) simular nuevas series normales con el modelo VAR para posteriormente, haciendo uso de los modelos univariados, obtener las series simuladas de las variables originales.

La metodología descrita se ha implementado en el entorno MATLAB© y el modelo de simulación individual desarrollado se ha verificado y calibrado con los datos de oleaje y viento de retroanálisis en el punto WANA 2006008, próximo a la Bahía de Algeciras.

El modelo individual se está incorporando al modelo de simulación global para, a partir del clima simulado en el punto WANA, obtener el clima en el entorno portuario objeto de estudio.

Tráfico marítimo. La simulación del tráfico marítimo requiere identificar y caracterizar las flotas que operan en el puerto, entendiendo por flota el conjunto de buques del mismo tipo que tienen el mismo posible destino de carga/descarga en el puerto.

Se han identificado las diferentes flotas que operan en el Puerto Piloto (portacontenedores a la terminal Juan Carlos I, quimiqueros al pantalán de Cepsa, graneleros a Endesa, etc) y se han establecido las variables necesarias para caracterizar cada una de ellas: frecuencia de llegada de los buques al puerto, características de cada buque, umbrales climáticos operativos, tiempos de tránsito y plan del buque en puerto.

Tras el análisis y caracterización de cada una de las flotas, se ha desarrollado una metodología de simulación que se implementa en un modelo de simulación individual. Calibrado el modelo individual, se implementa en el modelo global de simulación teniendo en cuenta todas las flotas.

Frecuencia de llegada. Se entiende por frecuencia de llegada el intervalo de tiempo que transcurre entre dos llegadas sucesivas de buques de la misma flota a puerto. El análisis estadístico de los datos ha permitido desarrollar una metodología para simular la llegada de los buques a puerto. El modelo analiza la estacionalidad de la serie, la distribución horaria de llegadas y la verosimilitud de su ajuste a una función de distribución estándar (Figura 2). En base a los resultados obtenidos genera las llegadas de los buques a puerto en el intervalo de tiempo característico bien a través de una función de distribución teórica (cuando el análisis de verosimilitud es positivo), bien a través de histogramas de nºbuques/día y hora de llegada (cuando dicho análisis es negativo). La metodología descrita se ha implementado en entorno MATLAB y el modelo de simulación individual desarrollado se ha verificado y calibrado con los datos brutos proporcionados por el Puerto Piloto obteniendo resultados satisfactorios.

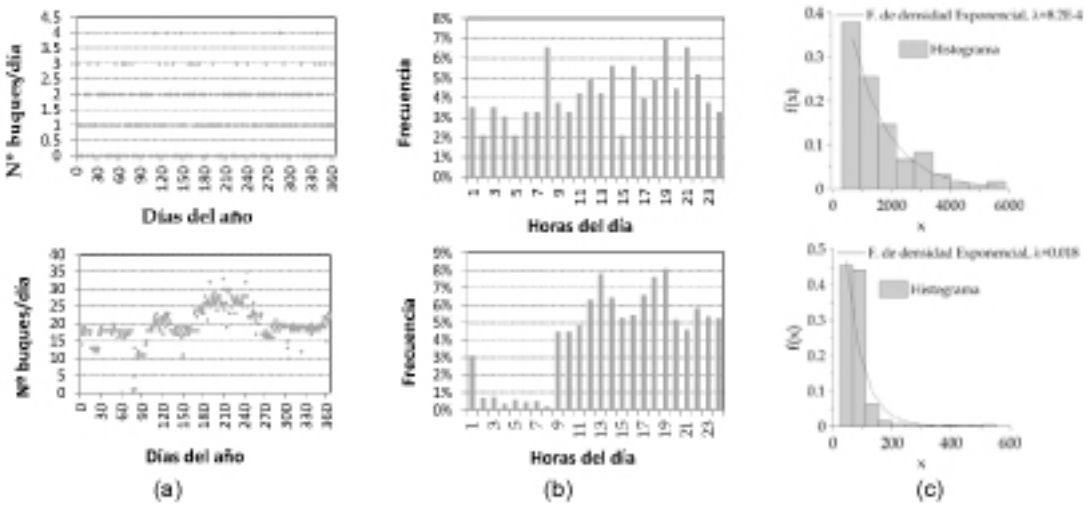


Figura 2. Análisis de la frecuencia de llegada: (a) estacionalidad: sin estacionalidad la superior y con estacionalidad la inferior, (b) distribución horaria: sin preferencia horaria la superior y con preferencia la inferior, (c) verosimilitud del ajuste a una distribución estándar: buen ajuste la superior y sin ajuste la inferior

Dimensiones. Para simular el movimiento del buque en el puerto se requiere conocer sus dimensiones (desplazamiento, eslora, etc). El análisis de la base de datos Clarkson pone de manifiesto que, dada una tipología de buque (lo que es inherente al concepto de flota), las diferentes características de cada uno de los buques están correlacionadas entre sí (Figura 3). Se ha desarrollado una metodología que, a partir de una serie de datos brutos o un histograma sintético, permite simular las dimensiones de cada uno de los buques que llega a puerto.

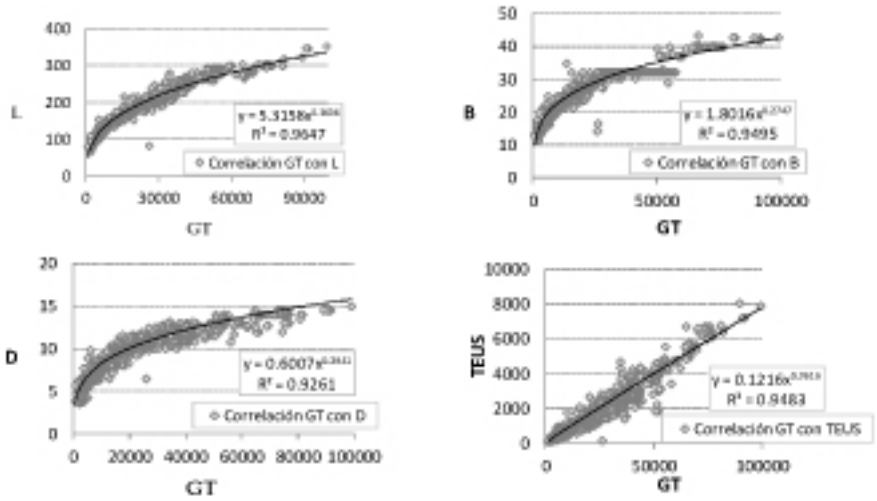


Figura 3. Correlación entre las dimensiones de un mismo tipo de buque

La metodología descrita se ha implementado en entorno MATLAB y el modelo de simulación individual desarrollado se ha verificado y calibrado con los datos brutos proporcionados por el Puerto Piloto obteniendo resultados satisfactorios.

Umbrales climáticos. Los umbrales climáticos operativos son valores deterministas a considerar dependiendo del tipo de buque y la operación que éste desea realizar, así como del agente climático a considerar. Por ello, se ha desarrollado un modelo determinista en el que se establecen, previamente a la simulación, los valores a considerar en cada caso. Se está desarrollando además un modelo de respuesta dinámica del buque en ruta cuyos resultados se prevé utilizar como umbral climático operativo ante el modo de fallo tocar fondo.

Tiempo de tránsito. La revisión de la bibliografía y el análisis de los datos brutos proporcionados por el sistema AIS (Figura 4) indican que la velocidad de los buques en el interior del puerto está condicionada por la seguridad en la navegación, siendo posible establecer en la ruta de los buques una serie de tramos tipo en los que la velocidad al inicio y al final del tramo está identificada. Teniendo esto en cuenta se ha desarrollado una metodología que, asignada la ruta al buque, identifica los tramos tipo y genera aleatoriamente la velocidad del buque en el tramo.

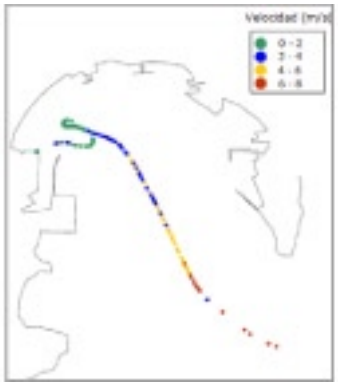


Figura 4. Ejemplo de análisis de los datos del AIS para el desarrollo del modelo de tiempos de tránsito

Plan del buque. De los buques de la misma flota que llegan a puerto no todos desean realizar las mismas operaciones, por lo que es necesario conocer previamente cuáles son las posibles demandas de los buques de la flota. Se define para ello el plan del buque en puerto, entendiendo como tal aquello que el buque desea hacer cuando llega al mismo. Con el análisis de los datos brutos se ha caracterizado el plan del buque en puerto, y se está desarrollando la metodología de simulación del mismo.

Interfaz buque-puerto. En la interfaz buque-puerto se realizan las operaciones de carga/descarga de mercancía. Debido a la especialización del transporte marítimo, la caracterización de las operaciones de carga/descarga se realiza atendiendo al tipo de mercancía: contenedores, granel sólido, granel líquido, etc.

En una primera fase se ha realizado una caracterización teórica de las operaciones, estableciendo las variables que es necesario considerar. De forma general, éstas son las relacionadas con el tamaño del buque, la cuantificación de la mercancía a movilizar, los rendimientos de los equipos de manipulación de mercancías y los criterios de asignación de los equipos al buque. Así, por ejemplo, en el caso de la carga/descarga de contenedores entre el buque y el área de operación, se deben considerar los movimientos de contenedores y las grúas de muelle. En el caso de los movimientos, es necesario conocer el número de movimientos de contenedores a realizar, mientras que en el caso de las grúas de muelle es necesario conocer los criterios de asignación del número de grúas al buque, la simultaneidad de asignación y los rendimientos de operación de las grúas.

En una segunda fase, se están analizando los datos brutos proporcionados por el Puerto Piloto para obtener posibles correlaciones entre las diferentes variables. Las correlaciones se utilizarán para desarrollar un modelo que permita simular las operaciones de carga y descarga.

Servicios portuarios. Se consideran los servicios portuarios básicos de practicaje, remolque y amarre. Su simulación requiere identificar y caracterizar tanto los recursos que la autoridad portuaria pone a disposición de los usuarios, como la demanda por parte de cada usuario.

Por un lado, mediante el análisis de la información proporcionada por el Puerto Piloto, se han identificado los recursos disponibles para la prestación de cada uno de los servicios (plantillas, medios mecánicos, turnos y horarios), así como el ámbito de la prestación (geográfico, según usuario y horario). En todos los casos se trata de elementos que se caracterizan por medio de variables deterministas que se definen a priori, como en el caso del remolque, que queda definido mediante la ubicación de la base de remolcadores, los turnos, los horarios y el número de remolcadores por turno, con su capacidad de tiro y velocidad de tránsito.

Por otro lado, mediante análisis estadístico de los datos brutos, se han estableci-

do y caracterizado las variables necesarias para simular la demanda de recursos por parte de los usuarios, por ejemplo, en el caso del amarre, es necesario conocer el tipo de buque, el tipo de atraque, el tamaño del buque y el tipo de operación (amarre o desamarre, etc.) para asignar el número de operarios y el tiempo de la prestación del servicio. La asignación del número de operarios y el tiempo de la operación se realiza aleatoriamente a partir de funciones de distribución gaussianas obtenidas del análisis de los datos brutos (Figura 5).

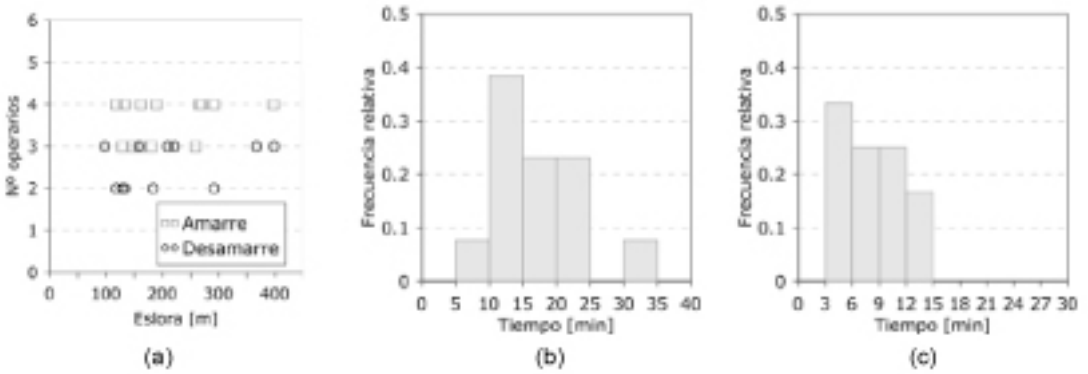


Figura 5. Ejemplo de análisis de la prestación del servicio de amarre para un tipo de buque dado: (a) número de operarios requerido, (b) tiempo para la prestación del servicio de amarre, (c) tiempo para la prestación del servicio de desamarre

Se ha desarrollado y calibrado una metodología de simulación individual para la prestación de cada uno de los servicios y se están implementando en el software global de simulación.

Criterios de operación. Del análisis de la información proporcionada por el Puerto Piloto, se concluye que se deben considerar dos clases de criterios de operación: criterios operativos utilizados para la gestión de los recursos y criterios operativos utilizados por motivos de seguridad.

En el primer grupo se consideran aquellas reglas o pautas operativas consideradas por la autoridad competente para organizar la gestión de los recursos portuarios, entendiendo como tales, los disponibles para la prestación de los servicios portuarios básicos y los propios de atraque. Se traduce en la prioridad de asignación de recursos, siendo el criterio habitual el de asignación por orden de solicitud, pero dándose la posibilidad de dar prioridad a un tipo de buque, por ej portacontenedor, de gran porte o a una flota determinada.

En el segundo grupo se consideran los umbrales operativos, establecidos para evitar accidentes. A priori se dispone de las recomendaciones generales indicadas en la ROM, aunque los valores pueden ser particulares de un puerto/terminal concretos.

En ambos casos la metodología desarrollada para incorporar los criterios a la simulación de la operatividad es determinista.

B2. Metodología integral de simulación

Integración de elementos. El análisis de datos y caracterización individual de elementos permite desarrollar modelos individuales de simulación. Sin embargo, para reproducir la operativa portuaria es necesario integrar los modelos individuales en uno único. Para ello se establece el orden de los movimientos, se identifica la interacción entre los diferentes elementos y se establecen las reglas de comportamiento cuando se producen interacciones.

Procedimiento de simulación. Para la aplicación de la simulación se establece un eje de tiempos a lo largo del cual se reproduce la situación del puerto. La unidad de tiempo de análisis es el año y para la unidad de tiempo de simulación hay

dos posibilidades: reproducir la situación a intervalos de tiempo predefinidos, p.ej., cada 5min, o que el intervalo temporal se active con la ocurrencia de una serie de sucesos prefijados, p.ej. que llegue un buque a puerto, que el oleaje supere un determinado valor umbral, que los buques finalicen su actividad de carga/descarga..etc. Debido al volumen de datos a manejar se ha optado por la segunda opción, que optimiza mejor los recursos.

La simulación se plantea mediante la aplicación de la técnica de simulaciones de Montecarlo, consistente en diseñar y desarrollar un modelo informático, basado en la metodología previamente establecida, y realizar experimentos con el modelo para observar el comportamiento del sistema. La realización de los experimentos está basada en el muestreo sistemático de las variables aleatorias.

Procedimiento de optimización. Se realizan N simulaciones del sistema en la unidad de tiempo de análisis, estando el valor de N determinado por condiciones de convergencia de los resultados. Para el análisis de varias unidades de tiempo se sigue un procedimiento análogo. El resultado es una muestra del comportamiento del sistema a lo largo de una serie de años, que se analiza estadísticamente.

B3. Desarrollo de la herramienta informática

La metodología global de simulación se está incorporando a un software de carácter amigable. A modo de ejemplo, en las siguientes figuras se muestran algunos de los elementos.

En la Figura 6 se muestra la interfaz de usuario desarrollada para definir el entorno portuario. Se trata de un modelo referenciado en el que, a fin de facilitar la representación gráfica del puerto a estudiar, se ofrece la posibilidad de insertar una imagen gráfica de fondo. Para representar el puerto, se sigue el siguiente procedimiento: se selecciona en la barra de herramientas el elemento a representar, se dibuja siguiendo las indicaciones dadas al pie de la ventana de trabajo y se le asignan las propiedades.

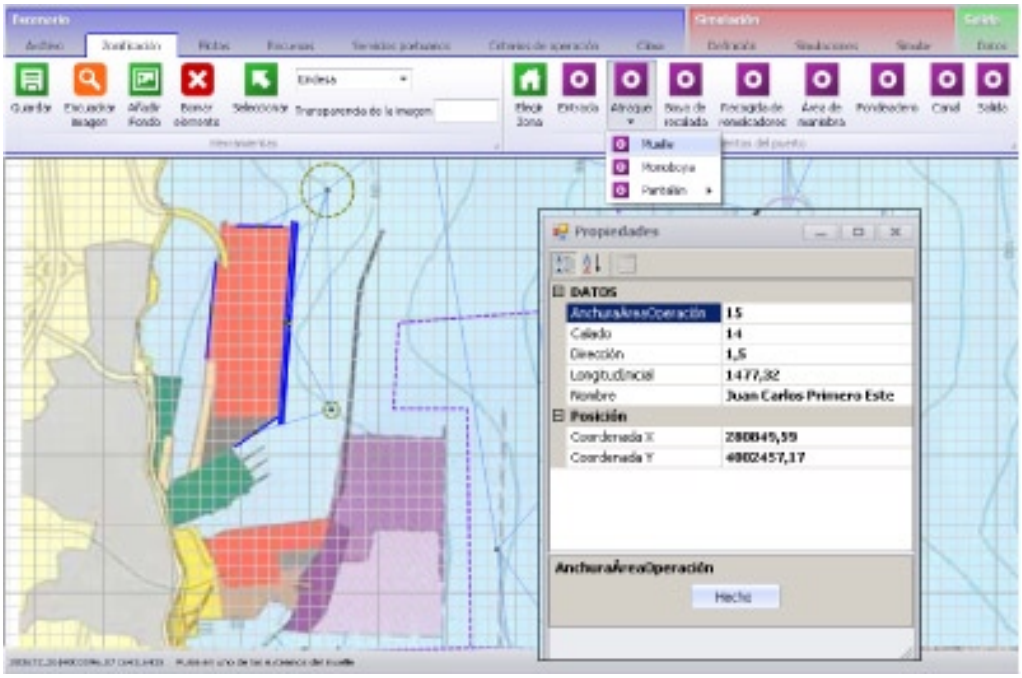


Figura 6. Interfaz de la herramienta informática – zonificación portuaria

En la gráfica superior de la Figura 7 se muestra la interfaz de usuario desarrollada para definir la flota. Para crear una flota es necesario definir las variables que la caracterizan: frecuencia de llegada, dimensiones, etc.

En las gráficas inferiores de la Figura 7 se muestran algunas de las ventanas del asistente que guía al usuario en el proceso de análisis de los datos que realiza para obtener el modelo de simulación de la frecuencia de llegada de los buques de la flota a puerto (en este caso de una flota sin estacionalidad no preferencia horaria).

Asimismo, en las gráficas de la Figura 8 y de la Figura 9 se muestran algunas de las ventanas del asistente desarrolladas para guiar al usuario en la definición de los destinos de los buques de la flota y en las rutas que éstos han de seguir para alcanzar dichos destinos.

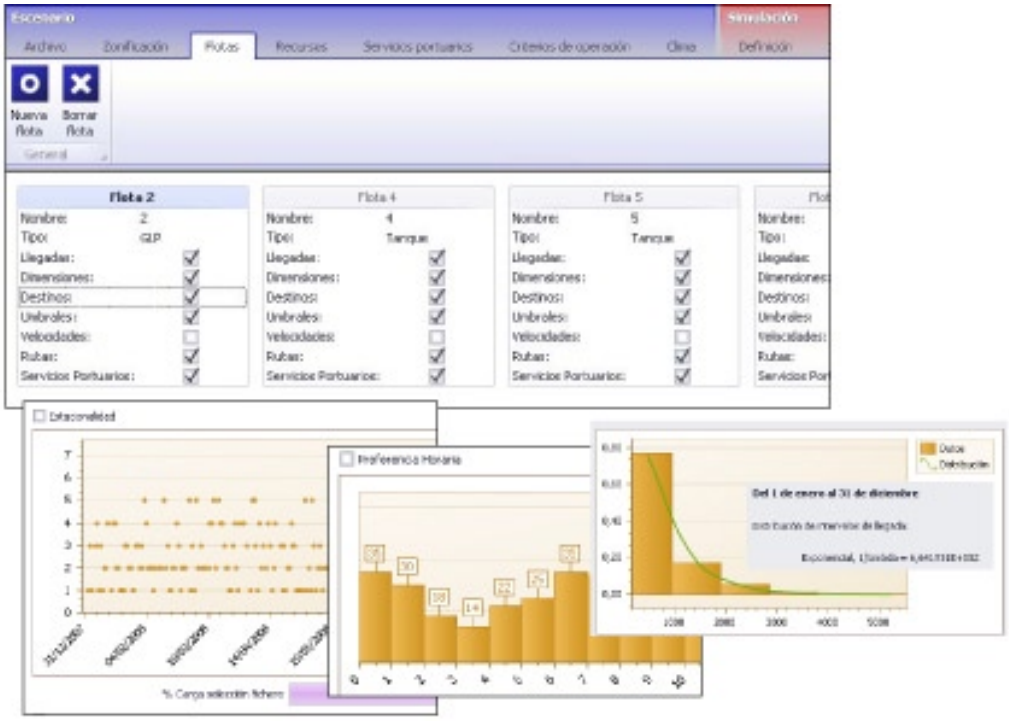


Figura 7. Interfaz del software de simulación global – Definición de flota: frecuencia de llegada



Figura 8. Interfaz del software de simulación global – Definición de flota: asignación de destinos



Figura 9. Interfaz del software de simulación global – Definición de flota: asignación de rutas

CONCLUSIONES

Los trabajos desarrollados dentro del Proyecto *Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación* han permitido identificar, caracterizar y modelizar el comportamiento de algunos elementos portuarios que influyen en la operatividad portuaria, así como desarrollar modelos de simulación del comportamiento individual del elemento.

En la actualidad se están caracterizando y modelizando el resto de los elementos que influyen de forma significativa en la operatividad a la vez que se están implementando los modelos individuales ya desarrollados en un modelo de simulación global.

A la conclusión del proyecto se dispondrá de una herramienta que permitirá analizar la operatividad portuaria en situaciones futuras bajo diferentes escenarios y, por tanto, servirá de apoyo a los gestores portuarios en la toma de decisiones.

REFERENCIAS

Groenveld R. (2006). 'Ship traffic flow simulation study for port extensions, with case extension port of Rotterdam'. 31st PIANC Congress, May 2006, Estoril, Portugal.

Moser et al (2004). 'HarborSym: A Data-Driven Monte Carlo Simulation Model of Vessel Movement in Harbors." Proceedings of HMS2004. Rio De Janeiro, Brazil, September, 2004.

Pachakis, D. & Kiremidjian, A. S. (2003), 'Ship traffic modeling methodology for ports', Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering 129(5), 193–202.

Proes, Informe interno, 2009. *Demanda de servicios portuarios*.

Sahinidis, N. V., Optimization under uncertainty: State-of-the-art and opportunities, Computers & Chemical Engineering, 28(6-7), 971-983, 2004.

Solari, S. and M. A. Losada (2011). Unified distribution models for climate variables. Part I: Description. Enviado a la revista Coastal Engineering

Solari, S. and M. A. Losada (2011). Unified distribution models for climate variables. Part II: Aplication to the significant wave height. Enviado a la revista Coastal Engineering.

Solari, S. and M. A. Losada (2011). Non-stationary wave height climate modeling and simulation. Enviado a la revista Coastal Engineering.

Solari, S., M. A. Losada and P. Van Gelder (2011). On the use of Vector autorregresive (VAR) and Regime Switching VAR models for the simulation of sea and wind state parameters. Enviado a la revista Journal of Geophysical Research.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Ciencia e Innovación y a la Unión Europea, fondos FEDER, el aporte de financiación que ha permitido el desarrollo del Proyecto *Optimización de la operatividad portuaria mediante técnicas de simulación*.

5.5.4. RELACIONES ENTRE VARIABLES DE LA ESCALA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DURACIÓN DEL SERVICIO EN TERMINALES DE CONTENEDORES

J. Aguilar[1], R. Obrer-Marco[2]

1. Catedrático de universidad. Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia.

2. jaguilar@upv.esTécnico superior de proyectos de investigación. Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia. roobmar@upv.es

INTRODUCCIÓN

En el ejercicio de planificación de puertos muy importante conocer la capacidad tantos de los muelles existentes en la instalación portuaria como de las futuras infraestructuras a construir, para poder así dar servicio a la demanda previsible. Sin embargo, ni la forma de definir la capacidad ni la forma de calcularla son únicas y universales (Aguilar y Obrer-Marco, 2009).

La calidad de servicio ofrecida a los clientes es un elemento clave en la competitividad de las terminales de manera que parece lógico pensar que la capacidad de una terminal, y en concreto de su muelle, tenga que estar relacionada con la calidad de servicio ofrecida a las compañías navieras. Estas compañías navieras, además de ser los clientes de la terminal que más directamente están relacionados con el muelle, también se consideran el principal cliente de la terminal. De ello se deduce que la expresión empleada para calcular la capacidad de los muelles tenga que reflejar la calidad de servicio ofrecida a los navieros. En efecto, la ecuación más empleada introduce esa calidad a partir de dos términos, la productividad durante el periodo de tiempo en el que el buque está siendo servido en el muelle, y la tasa de ocupación del muelle (ρ), que está directamente relacionada con la espera de los buques causada por la congestión de la terminal en proporción a la duración del servicio; indicador conocido como espera relativa (εr).

Así pues, para poder conocer la capacidad de un muelle es necesario conocer la relación entre εr y ρ. Esta relación ha sido estudiada en algunos casos mediante la teoría de colas (Rodríguez, 1977). Sin embargo, en el caso de las terminales de contenedores no se suele poder aplicar esta teoría y en el caso de las terminales de contenedores españolas se ha podido comprobar que no se puede aplicar en ningún caso (R. Obrer-Marco y J. Aguilar, 2011). Por ello se hace necesario emplear la simulación para encontrar la relación εr - ρ de cada muelle. Además, y para acercarse al máximo a la forma real de explotación de los muelles, la simulación de los muelles se ha de realizar de forma continua.

Nótese que cuando se simula un muelle de forma discreta, las esloras de los buques no son determinantes en la asignación del atraque, y tanto las llegadas de los buques como las duraciones de los servicios de éstos se pueden considerar independientes de las esloras. Sin embargo, la realidad es que el tamaño de los buques afecta a la mercancía que en un puerto se pueda embarcar y/o desembarcar, a la productividad de carga/descarga, y por lo tanto, afecta en cierta manera a la duración del servicio de los buques. Por ello, parece lógico que los programas de simulación diseñados para obtener la relación εr – ρ reflejen las relaciones entre la duración del servicio y las variables de la escala (eslora, cargamento y productividad).

Es importante mencionar que para obtener las relaciones objeto de esta ponencia se ha requerido un gran volumen de datos correspondientes a las terminales de contenedores españolas. Cuando se esté simulando una terminal en concreto, será conveniente estudiar estas relaciones para esa terminal.

OBJETIVOS

El objetivo de esta ponencia es relacionar las variables de la escala de un buque (eslora –E-, cargamento –Q- y productividad –P-) y la duración del servicio –Ds-) del mismo con el fin de que en los programas de simulación no se consideren como variables independientes, pues en la realidad no lo son. Conocidas estas relaciones, será posible simular una variable de la escala mediante técnicas de Montecarlo y a partir de las relaciones entre las variables obtener la duración de servicio de la escala.

Así, para estudiar la dependencia entre las variables, se definen tres niveles:

- Nivel 0: Ds es independiente del resto de variables y viene representada por su función de densidad.
- Nivel 1: Existe una relación entre E y Ds. Así, el programa de simulación generaría escalas de buques con una E asociada y a partir de ella se podría obtener la Ds de la escala. Se plantean 2 subniveles:
  - · Subnivel 1.1: la relación entre E v Ds es unívoca (no existe variabilidad).

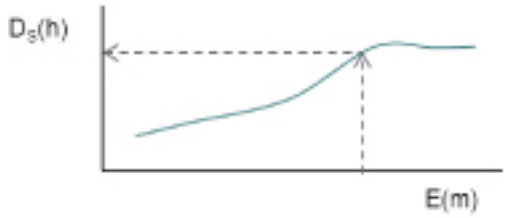


Figura 1. Subnivel 1.1

  - · Subnivel 1.2: la relación entre E y Ds no es unívoca (con variabilidad).

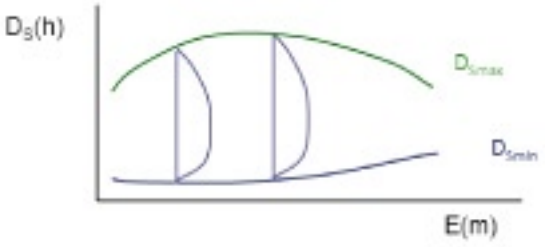


Figura 2. Subnivel 1.2

  Como se verá, este subnivel se ha estructurado en 4 casos.
- Nivel 2: Existen relaciones entre E, Q y P para conocer Ds. Se plantean 3 subniveles:
  - · Subnivel 2.1: existe una relación no unívoca entre E y Q. Conocida la Q de la escala es posible obtener la Ds de la escala a partir de la productividad media de los buques Pm. El programa de simulación generará escalas de buques con una determinada Q.

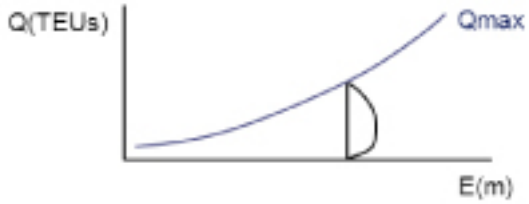


Figura 3. Subnivel 2.1

  - · Subnivel 2.2: existe una relación no unívoca entre E y Q, y además, la productividad P también será función de Q en lugar de ser un valor medio.

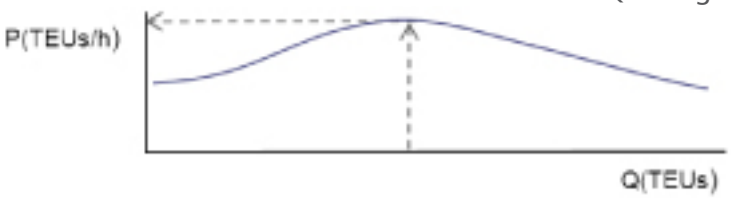


Figura 4. Subnivel 2.1

  - · Subnivel 2.3: existe una relación no unívoca entre E y Q, pero en lugar de buscar la relación anterior de P con Q, P será función de E.

METODOLOGÍA Y DISEÑO DE EXPERIMENTOS

La metodología que se ha seguido para obtener las relaciones presentadas en el apartado anterior ha consistido inicialmente en la recopilación de los datos correspondientes a las terminales de contenedores españolas. Una vez recopilados los datos, se han representado los diagramas de dispersión de las combinaciones de variables correspondientes a cada nivel y se han ajustado las curvas con la herramienta de Excel destinada a tal fin. A modo de ejemplo se presenta en la figura 5 la relación entre la eslora y la duración del servicio.

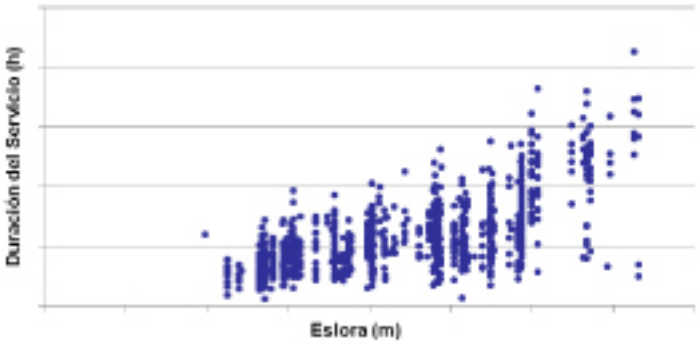


Figura 5. Imagen típica de dispersión de datos

A partir de ahí, para poder saber la expresión que mejor se ajusta a la combinación de puntos se consideraron inicialmente dos criterios. El primero fue emplear los coeficientes de correlación r^2 que proporciona la aplicación MS Excel; sin embargo, dado que en las fórmulas que Excel propone los valores del coeficiente r^2 eran muy bajos, y además, las diferencias de r^2 para las diferentes expresiones no resultaban aparentemente significativas en ningún caso, se desechó este criterio.

El segundo criterio ha consistido en generar aleatoriamente múltiples escalas (5000) a las que se les asocia el valor de la variable 1 generada según un histograma obtenido de los datos reales de la terminal en cuestión. A continuación, a cada una de las escalas y dado el valor de la variable 1, se ha aplicado la expresión candidata, obteniéndose así los resultados de la variable 2. De entre las funciones candidatas, se ha escogido la función para la cual la media de la variable 2 así obtenida es lo más parecida al valor real de la media de la variable 2. Hay que observar que en todo momento se intentaba que los valores medios de Ds observados coincidieran exactamente con los que las funciones entregaban (de no ser así se falsearían las tasas de ocupación). Se observó que si para para conseguirlo se realizaban a mano pequeñas correcciones de los valores de los parámetros calculados, apenas variaban los coeficientes de correlación y se evitaba el problema.

Los datos empleados para realizar este trabajo se han recopilado de las terminales de contenedores que aparecen en el apartado de Agradecimientos.

RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados de los múltiples intentos de encontrar relaciones de los datos de las terminales estudiadas, con arreglo al modelado expuesto en los niveles y subniveles que aparecen en los Objetivos.

Nivel 0
Del análisis de los resultados resulta que en la función de densidad de Ds es siempre una función Erlang K, cuyos valor medio y de K se deben particularizar para cada terminal. En la Figura 6 se observa la buena aproximación de uno de los casos calculados.



Figura 6. Ajuste de la duración del servicio a una función Erlang

Nivel 1
Subnivel 1.1

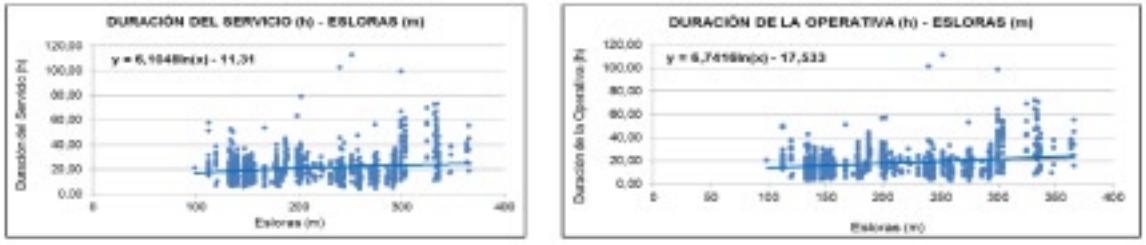


Figura 7. Dispersión de la duración del servicio y de la duración de la operativa

En la Figura 7se representa a la izquierda la relación de Ds con la Eslora. En un intento de mejorar, se eliminaron los tiempos muertos anterior y posterior a la operación portuaria resultando lo que en la parte derecha se denomina Duración de la operativa, no observándose mejora alguna.

Subnivel 1.2. Caso A: Relacionar DsMax y DsMin con todas las escalas. En la figura 8 se observa la dificultad de definir unos límites superior e inferior de Ds.

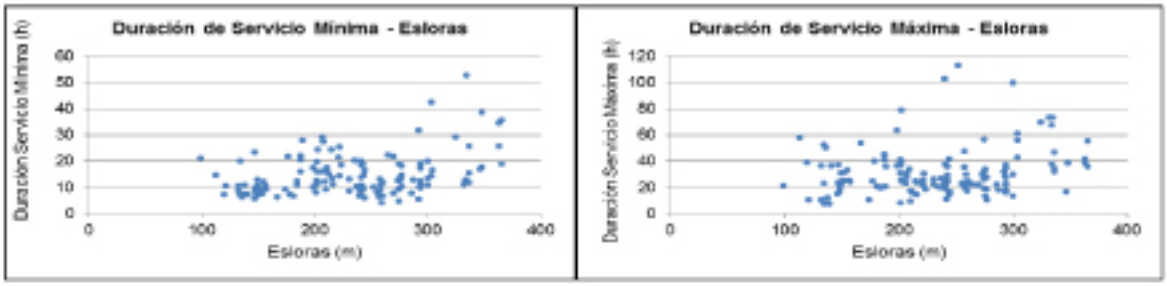


Figura 8. Dispersión de la duración del servicio mínima y máxima

Subnivel 1.2. Caso B: Relacionar DsMax y DsMin con todos los valores medios de las escalas, calculados por intervalos. Hemos empleado intervalo de discretización de esloras de 50m, y si disponíamos de datos se intentaba con 25m, eligiendo la mejor. Los ajustes se ven la Figura 9 y resultaron poco satisfactorios.

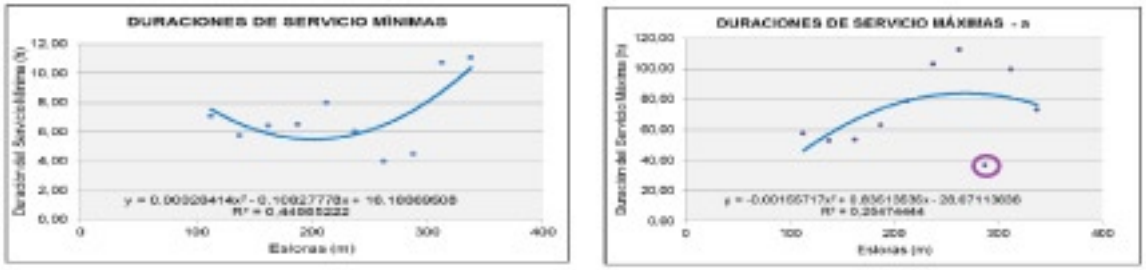


Figura 9. Dispersión de la duración del servicio mínima y máxima

Subnivel 1.2. Caso C: DsMax y DsMin fijas, independientes de E, con variabilidad estadística de Ds entre ellas. Hay que indicar la imposibilidad de encontrar esos valores fijos, independientes de E, que fueran representativos de algún caso real.



Figura 10. Subnivel 1.2. Caso C

Subnivel 1.2. Caso D: Se diferencia del caso anterior en que las DsMin y DsMax son función de la eslora, manteniendo la variabilidad de Ds estadística entre ellas.

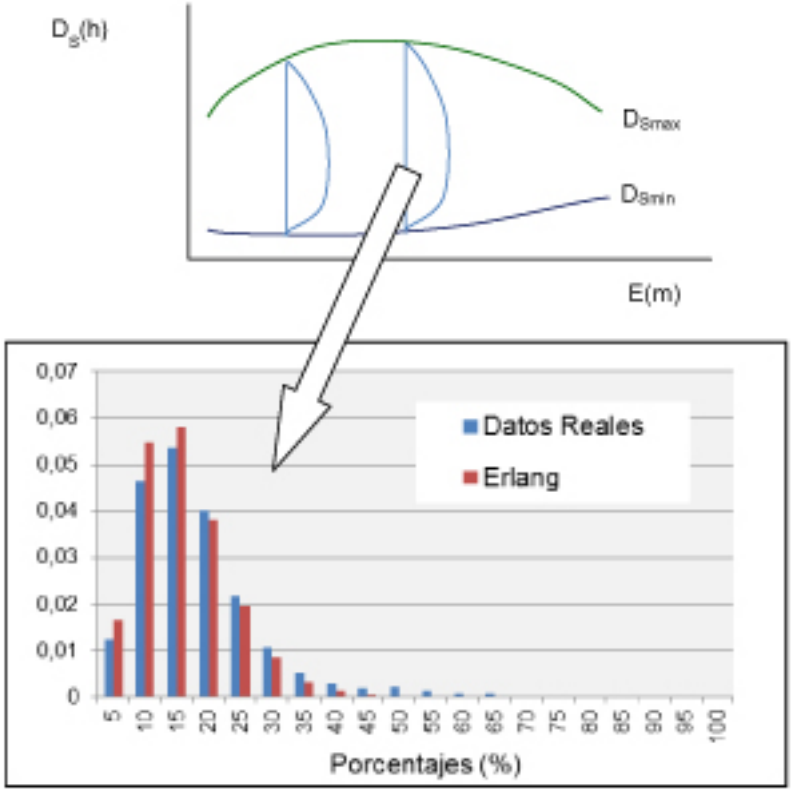


Figura 11. Función de distribución de Ds entre DsMin y Dsmax, en % Ajuste de una función Erlang

En la mayoría de los casos, la variabilidad se representa bien mediante una función Erlang, truncada a DsMin y DsMax. La fijación de DsMin y DsMax se realizaba como en el caso B.

Nivel 2

Subnivel 2.1: Relación no unívoca entre E y Q, y a partir de una productividad media Pm se calcula Ds. Para ello se intenta determinar el valor máximo de la carga a mover en una escala Qmax (en TEUs, por ejemplo), que será el doble de la capacidad del buque (llenado y vaciado completo del mismo), y a continuación se determinará la variabilidad media de Q respecto de Qmax.

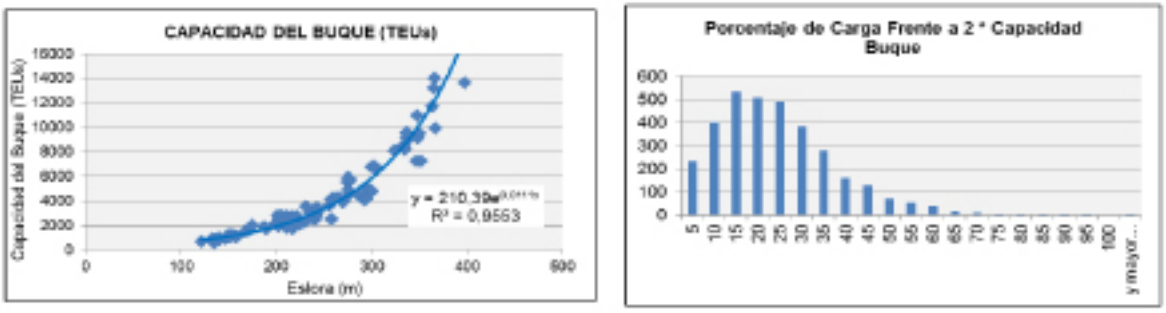


Figura 12. Relación Capacidad del buque con Eslora, y Relación 2xCapacidad del buque con la carga (en %)

Subnivel 2.2: Relación no unívoca entre E y Q y relación unívoca entre Q y P. En este caso se partía de una relación de E y Q tal y como se ve en el caso anterior, pero en lugar de emplear una Pm constante, se intenta entrar una relación de P con Q, sin variabilidad. E. En la Figura 13 aparece una relación P-Q tipo. Aunque la curva obtenida tiene un máximo de P en cierto Q a partir del cual decrece, es dudoso que ello ocurra así, y lo que realmente suceda es una falta de suficientes datos para valores de Q elevados.

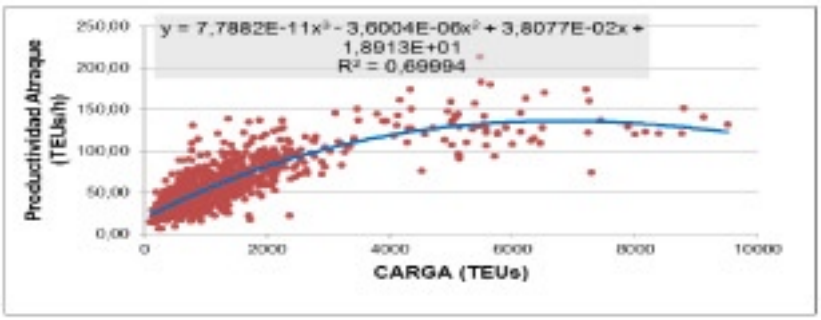


Figura 13. Relación de P y Q en una terminal estudiada.

Subnivel 2.3: Relación no unívoca entre E y Q, y relación unívoca entre E y P. Este caso es similar al anterior, pero en lugar de que P se relacione con Q, se intenta que P esté relacionado con E. Un resultado tipo se ve en la Figura 14, en la que como se ve aparece el clásico agrupamiento en vertical, característico de la aparición del mismo barco (o de gemelos de la misma serie), en repetidas escalas. Se observa el claro crecimiento de P con la eslora E.

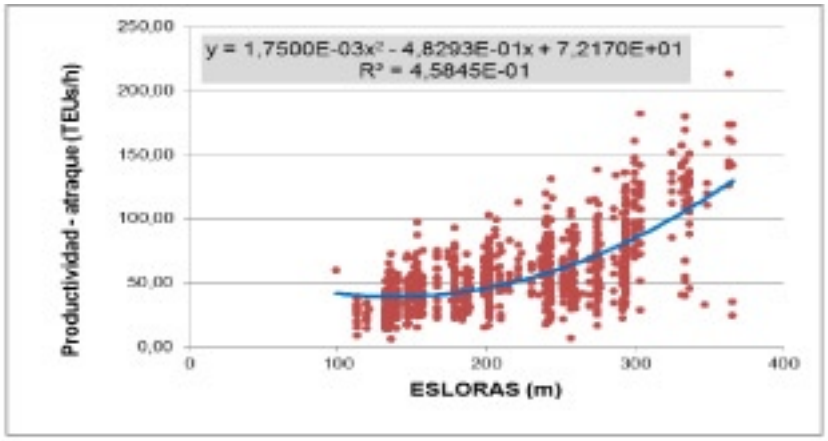


Figura 14. Relación de P y E en una terminal estudiada.

CONCLUSIONES

- Si se desea que nos aproximemos a la realidad al emplear técnicas de simulación estratégica de la capacidad de TPCs, es necesario representar en ella la gestión continua del atraque.
- A pesar de ello, esta representación se complica notablemente por la aparición progresiva de parámetros claramente correlacionados entre ellos, pero de difícil caracterización.
- Se han presentado formas de abordar el estudio de la capacidad a partir de relaciones existentes entre diversos parámetros, empleando para ello datos reales de importantes TPCs españolas.
- Para este fin, se han clasificado las formas para su consideración en niveles de complejidad crecientes, del 0 al 2.
- Es necesaria la particularización de los datos a cada terminal.
- Es muy importante que la caracterización de la variabilidad no altere la duración de servicio media pues se alteraría injustificada y gravemente la ocupación del atraque, alterando también la forma de representar las crisis de congestión, desvirtuando así el valor de capacidad obtenido.
- El nivel 0 presenta una excelente representación estadística, pero no contempla las complejas pero evidentes correlaciones existentes con otros parámetros,

que se observan en niveles superiores. A partir de ese nivel depende bastante del volumen de datos disponible, pues la atomización en intervalos se traduce en escasez de datos para un correcta caracterización.

REFERENCIAS

Aguilar, J. y Obrer-Marco, R. (2009). "Consideraciones sobre la oferta y la demanda del servicio de atraque, en relación con la capacidad de las terminales de contenedores", X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Santander.

Obrer-Marco, R. (2009). "Determinación de la capacidad de la línea de atraque en terminales portuarias. Aplicación al sistema portuario español", Universitat Politècnica de València, Valencia.

Obrer-Marco, R. y Aguilar, J. (2011). "Influencia de los resguardos entre buques en la capacidad de los muelles", XI Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Las Palmas.

Rodríguez, F. (1977). "Capacidad de los Muelles", MOPU, Secretaría General Técnica, Madrid, España.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la participación de las terminales de contenedores, MSC Terminal Valencia, S.A.; Marítima Valenciana, S.A.; Operaciones Portuarias Canarias, S.A., APM Terminals Algeciras, S.A., Abra Terminales Marítimas, S.A., Terminales Marítimas de Bilbao, S.A.; así como de las respectivas Autoridades Portuarias y del Organismo Público Puertos del Estado. También agradecen el apoyo del proyecto MASPORT perteneciente a la convocatoria del Ministerio de Fomento de 2008.

5.5.5. INFLUENCIA DE LOS RESGUARDOS ENTRE BUQUES EN LA CAPACIDAD DE LOS MUELLES

R. Obrer-Marco[1], J. Aguilar[2]

1. *Técnico superior de proyectos de investigación. Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia. roobmar@upv.es*
2. *Catedrático de universidad. Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia. jaguilar@upv.es*

INTRODUCCIÓN

El espectacular crecimiento del tráfico contenedorizado sufrido en las últimas décadas y la necesidad de aprovechar las economías de escala han propiciado la construcción de buques portacontenedores cada vez mayores y, como consecuencia, de muelles más profundos y de mayor longitud. Con esta situación y con el fin de utilizar más eficientemente las infraestructuras existentes, las líneas de muelle han empezado a explotarse como líneas continuas, pudiendo aprovecharse más o menos el espacio en función de la longitud de los buques que en cada momento llaman a la terminal. Sin embargo y como consecuencia de la premura por adecuar las instalaciones a los buques, se ha ido dejando de lado el avance en el estudio de los muelles y en la forma de estimar su capacidad de manera que se refleje la nueva forma de explotarlos.

La capacidad de un muelle se puede definir como el tráfico límite que éste admite a lo largo de un periodo de tiempo, normalmente un año. La formulación más comúnmente empleada para estimar el tráfico que discurre a través de un muelle durante un año implica que la línea de atraque está compuesta por un número constante de atraques:

$$T = a \cdot \rho \cdot P \cdot H_{año}$$

Donde T es el tráfico que discurre por el muelle a lo largo de un año (TEUs/año, contenedores/año o movimientos/año); a es el número de atraques; ρ es la tasa de ocupación del muelle (o de un atraque, pues coinciden); P es la productividad de un atraque (TEUs/(h·atraque), contenedores/(h·atraque) o movimientos/(h·atraque)); y Haño es el número de horas operativas del muelle al año (h/año).

La formulación anterior refleja la relación entre el tráfico al que sirve un muelle y la calidad de servicio ofrecida a las compañías navieras (nivel de servicio –NdS). El interés de éstas es que el tiempo de la escala en la terminal sea relativamente reducido, aunque proporcionado al número de contenedores que vayan a embarcar/desembarcar. Para ello es preciso que P sea relativamente elevada y que la espera en fondeo debida a la congestión de la terminal sea reducida o nula. Al igual que P este segundo indicador está considerado en la formulación del tráfico, aunque aparezca por medio de la tasa de ocupación (ρ). Cuando la tasa de ocupación aumenta, las esperas también lo hacen llegando al límite en el que cuando todos los atraques están permanentemente ocupados, la cola de buques se hace infinita. Por el contrario, cuando la ocupación de los atraques tiende a cero, las esperas debidas a la congestión tienden a cero. Además, parece razonable que las esperas estén proporcionadas a la duración del servicio (periodo de tiempo entre el atraque y el desatraque del buque). La relación entre la espera media de un conjunto de buques y la duración del servicio media de esos mismos buques se conoce como espera relativa (εr). Si se asume que P es relativamente elevada, el NdS de los buques queda representado por εr.

Fijando εr es posible obtener el valor de ρ que proporcionará el valor de la capacidad del muelle al introducirlo en la formulación anterior, por lo que una de las

claves para conocer la capacidad del muelle es conocer la relación entre ρ y εr. Esta relación depende de tres variables: 1) el número de atraques del muelle - a -; 2) la función de densidad de la variable "intervalo entre llegadas consecutivas de los buques que hacen escala en la terminal", de ahora en adelante función de densidad de las llegadas – {A} -; y 3) la función de densidad de la duración del servicio de los buques – {B}-. Para la obtención de la relación ρ-εr inicialmente se suele emplear la teoría de colas, teoría desarrollada en el sector de las comunicaciones, y por lo tanto no siempre aplicable a terminales portuarias. La teoría de colas solamente ofrece soluciones analíticas exactas en dos casos: 1) cuando el muelle se compone de un atraque y las llegadas o los servicios son exponenciales; y 2) cuando las llegadas y los servicios son exponenciales, independientemente del número de atraques (Rodríguez, 1977). Sin embargo, estas condiciones no se dan en todas las terminales, entre las que se encuentran las terminales de contenedores españolas. En estas últimas se ha comprobado que, a pesar de que las llegadas son exponenciales, las duraciones de servicio se distribuyen como funciones Erlang K, donde K Є [4,7] (Aguilar y Obrer-Marco, 2009), de ahí que no sea posible aplicar la teoría de colas. En estos casos es posible obtener la relación entre las dos variables mediante simulación a partir de técnicas de Montecarlo.

En el caso de muelles explotados de manera continua, ha venido siendo habitual hacer una traslación de "muelle continuo" a "muelle discreto" obteniendo el número de atraques equivalentes (a_{equiv}) a partir de un buque tipo (que puede ser un valor medio o un valor extremal de la función de distribución de esloras) y aplicar la misma formulación. Mientras que unos autores proponen desestimar aquellas alineaciones donde no quepa el buque tipo (UNCTAD, 1986), otros autores consideran que tomando esta decisión la capacidad se puede estar subestimando (Obrer-Marco, 2009). Por todo ello, conviene modificar la formulación que considere el muelle como una línea continua, y que resultaría así:

$$T = L \cdot \rho_C \cdot P_C \cdot H_{año}$$

Donde L es la longitud del muelle; ρ_C es la tasa de ocupación del muelle explotado de manera continua; y PC es la productividad por metro lineal de muelle explotado de manera continua (TEUs/(h·m) , contenedores/(h·m) o movimientos/(h·m)).

Por tanto, cuando se pretende aplicar una formulación continua para estimar el tráfico límite admisible por un muelle, es preciso previamente conocer la relación entre ρ_C y εr, para lo que se ha de recurrir a la simulación.

Consideraciones sobre el cálculo de la tasa de ocupación

Como se ha comentado, es imposible que un muelle esté permanentemente ocupado dado que ello implicaría colas tan desmesuradas que los clientes terminarían por escalar en otras terminales. Por ello, en las formulaciones anteriores aparecen las variables ρ y ρ_C, indicando la proporción del tiempo en la que el muelle está ocupado (aprovechamiento del muelle). Sin embargo existe una diferencia fundamental entre el cálculo de ambas variables; la primera no considera la eslora de los buques y el posicionamiento en los atraques es siempre igual e independiente de la eslora, todo lo contrario que la segunda. A continuación se presentan las ecuaciones de las dos variables:

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{t_i}{T_i}}{N} \qquad \rho_C = \sum_{j=1}^{B} \frac{(E_j + R_j) \cdot t_j}{L \cdot T}$$

Donde i y j son los contadores respectivos de atraques y buques; y N y B son el número de atraques y buques; ti es el tiempo durante el cual el atraque i está ocupado; y Ti es el tiempo durante el cual el atraque i está operativo (que suele coincidir con el periodo de tiempo para el cual se calcula ρ); Ej es la eslora del

buque j; Rj es el resguardo asociado a la eslora del buque j; tj es el tiempo durante el cual el buque j está atracado en el muelle; L es la longitud del muelle; y T es el periodo de tiempo durante el cual el muelle está operativo (que suele coincidir con el periodo de tiempo para el cual se calcula ρ_L).

Variables definitorias del muelle

Cuando un muelle se explota de manera discreta las variables que definen el muelle son: a, {A} y {B}. Sin embargo, cuando el muelle se explota de manera continua, aparecen nuevas variables fruto de disponer de una línea continua donde atracar los buques, en lugar de unas posiciones de atraque concretas. Las variables definitorias de un muelle explotado de manera continua se pueden clasificar en intrínsecas al muelle o propias de la explotación. Las variables intrínsecas al muelle son: la longitud del muelle (L); la función de distribución de las esloras de los buques que escalan en la terminal ({E}); {A}; y {B}. Las variables propias de la explotación son: la posibilidad de hacer enmendadas; el hueco donde atracar el buque; el posicionamiento del buque dentro del hueco; y el criterio de resguardo. En los casos en los que {E} es constante y el cociente de L dividido entre E (a la que se le añade el resguardo por seguridad) resulta un número entero, da igual resultado simular de forma continua o discreta.

La mejor o peor utilización del muelle depende de las variables propias de la explotación, y debido a la gran influencia que pueden tener, se suelen implementar en los programas de simulación algoritmos de optimización que buscan minimizar las esperas o maximizar la tasa de ocupación, entre otros. Sin embargo, la solución adoptada puede depender del algoritmo o la técnica de optimización empleada. Para resolverlo, se ha asumido que en el muelle se realizan enmendadas, es decir que en el momento en el que un buque abandona el muelle y genera un hueco, todos los buques restantes se desplazan hacia un extremo del muelle, unos contiguos a otros, haciendo que no haya huecos entre ellos. A pesar de ser una situación poco frecuente o irreal, al emplear enmendadas y considerar que el tiempo necesario para hacerlas es nulo, se tiene toda certeza de que los resultados son los mejores que se podrían haber obtenido, siempre que la gestión de la cola sea FIFO.

Por otra parte, existen diversos criterios para determinar el reguardo necesario entre buques. Como regla práctica en el día a día de las operaciones portuarias, se asume que el resguardo implica un porcentaje de la eslora de los buques, que suele estar comprendido entre el 10% y el 15%. Sin embargo existen otros criterios que no solamente consideran la eslora de los buques, sino también la distribución en planta de las alineaciones del muelle y su tipología estructural. Es el caso de la ROM 2.0-08. Estos son los dos criterios que se han considerado en esta ponencia, aunque existen otros como el propuesto por Agerschou (2004), para quien el resguardo debe estar entre 10 y 20 m, o el propuesto por Rodríguez (1977) condicionado al espacio necesario para disponer las amarras de los buques en el muelle.

OBJETIVOS, METODOLOGÍA Y DISEÑO DE EXPERIMENTOS

El principal objetivo de esta ponencia es conocer la influencia que puede tener la elección de uno u otro criterio de resguardo en la relación $\varepsilon r - \rho_C$, y por tanto en la capacidad de un muelle, cuando la calculamos mediante una formulación que concibe el muelle como una línea continua. También se pretende conocer la influencia que pueden tener las variables propias de la explotación en la capacidad.

Para cumplir con los objetivos, se ha desarrollado un programa que modeliza el muelle de manera continua o discreta y por lo tanto proporciona las relaciones $\varepsilon r - \rho$ y $\varepsilon r - \rho_C$. Como viene siendo habitual entre los textos que tratan la capacidad de los muelles, los resultados del programa se representan de forma gráfica. Cada simulación proporciona una curva compuesta de 50 puntos, que a su vez son fruto de 25 iteraciones de 365 días, lo que resulta en 4 horas de simulación por curva. Validado el programa de simulación, se han diseñado los

escenarios y casos a simular con base a los valores conocidos de las terminales de contenedores españolas (Aguilar y Obrer-Marco, 2009). El valor de L ha adoptado los valores: 1000m, 1500m y 2000m. {A} se corresponde con una función exponencial y {B} con una función Erlang 4. En cuanto a la función {E} se han simulado tres tipos de funciones: constante, uniforme y triangular, con medias de 150 m y 250 m, para las que a su vez se han simulado dos rangos diferentes (± 50 m y ± 75 m; y ± 50 m y ± 100 m respectivamente).

En cuanto a las variables propias de la explotación se han diseñado escenarios con enmendadas y sin enmendadas. Cuando no se han simulado enmendadas se han simulado asignaciones de buques al hueco más grande y al hueco más pequeño, y para la variable "posicionamiento dentro del hueco" se ha simulado el posicionamiento en un extremo del hueco y en el centro del hueco.

RESULTADOS

A la vista de los resultados, se obtiene una primera deducción correspondiente al escenario en el que se llevan a cabo enmendadas y las esloras de los buques son constantes. Para este escenario, se han simulado varios casos combinando las tres posibles longitudes de muelle y las dos posibles esloras, y para cada caso se han simulado dos situaciones cuya diferencia es el criterio de resguardo. Se aprecia claramente que el valor de a_{equiv} es decisivo en los resultados obtenidos. Con el fin de clarificar, se presentan a continuación los resultados del caso en el que el muelle tiene una longitud de 2000m y la eslora de los buques es de 250m. Nótese que en la Figura 1 también se incorporan los resultados de la relación εr – ρ con el fin de comparar resultados.

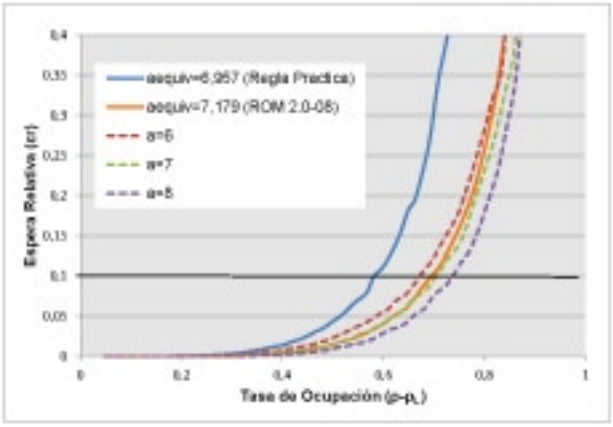


Figura 1: Curvas εr – ρ_c para un muelle de 2000m al que llegan buques cuya {E} es constante e igual a 250m. Comparación con los resultados correspondientes a un muelle explotado de manera discreta (εr – ρ).

Al aplicar el criterio de resguardo de la regla práctica, el valor de a_{equiv} es 6,957, y en comparación con los resultados obtenidos cuando el muelle se explota de manera discreta y está compuesto por 6 y por 7 atraques, los resultados proporcionan tasas de ocupación muy inferiores para el mismo valor de εr. Por otro lado, al aplicar el criterio de la ROM 2.0-08, el valor de aequiv es 7,179, cuya parte decimal es muy inferior al caso anterior. Con este criterio, la curva εr – ρ_C no está tan alejada de las curvas correspondientes al muelle explotado de manera discreta y compuestos de 7 y de 8 atraques. De ahí se deduce que la curva resultado de la simulación continua no se encuentra entre las dos curvas que se obtienen cuando el muelle se explota de manera discreta y está compuesto por un número de atraques igual al entero inmediatamente inferior y superior al valor de aequiv, sino que proporciona siempre resultados iguales o peores al caso en el que el muelle está compuesto por un número de atraques igual al entero inmediatamente inferior. La diferencia con esta última curva dependerá de la parte decimal de aequiv y cuanto mayor sea la parte decimal, mayor será la diferencia. Ello es debido a que cuando las esloras son constantes, a medida que se aumenta la longitud del muelle, esta no es aprovechada hasta el momento en el que cabe un buque más, y mientras tanto la parte permanentemente desocupada pesa en el valor de ρC. Como consecuencia nunca se podrá alcanzar una tasa de ocupación igual a la unidad, ni aunque la cola de los buques (εr) fuese infinita.

La segunda deducción se obtiene del escenario en el que se hacen enmendadas en el muelle y las esloras no son constantes. En el caso planteado en la Figura

2, la elección de un criterio de resguardo u otro afecta al valor de aequiv y éste a su vez a cómo se comporta el muelle cuando la distribución de esloras no es constante. Cuando se aplica la regla práctica aequiv=5,797, y ello implica que los resultados obtenidos por las simulaciones en las que existe variabilidad de esloras sean mejores pues, a igual valor de εr el valor de ρC es mayor. Al contrario ocurre cuando se aplica la ROM 2.0-08, pues la parte entera de aequiv es inferior a 0,5 (en efecto, aequiv=6,030). Véase ahora la Figura 3. En este caso, al aplicar ambos criterios de resguardo, el valor entero de aequiv es el mismo y la parte decimal es muy próxima a 0,5 en ambos casos. Tanto al aplicar la regla práctica como al aplicar la ROM 2.0-08, la variabilidad de esloras no tiene prácticamente ninguna influencia en el aprovechamiento del muelle.

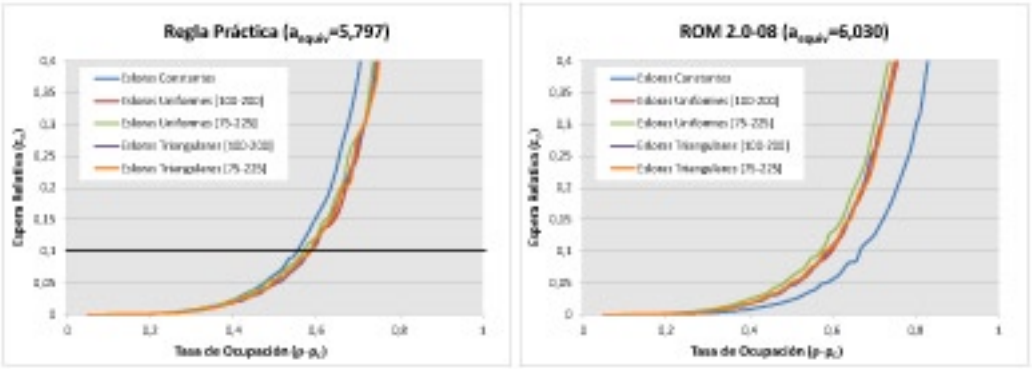


Figura 2: Curvas εr – ρ_c en diferentes situaciones de resguardo para un muelle de 1000m en el que hacen enmendadas y al que llegan buques cuya {E} tiene una media de 150m. Comparación de las diferentes funciones de distribución de esloras.

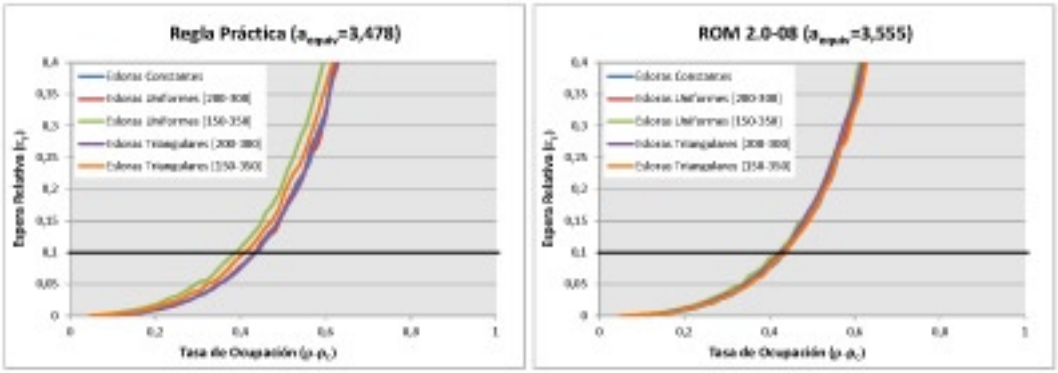


Figura 3: Curvas εr – ρ_c en diferentes situaciones de resguardo para un muelle de 1000m en el que se hacen enmendadas y al que llegan buques cuya {E} tiene una media de 250m. Comparación de las diferentes funciones de distribución de esloras.

La tercera deducción se obtiene del escenario en el que no se hacen enmendadas y existe variabilidad de esloras. En efecto, como se ve en los casos de la Figura 4 y la Figura 5, independientemente de la parte decimal de a_{equiv}, siempre se obtienen mejores resultados cuando no existe variabilidad en las esloras.

Además de la influencia del criterio de resguardo elegido, otro objetivo de esta ponencia es conocer la influencia que tiene la elección de un hueco u otro en la asignación de atraque cuando el muelle se explota de manera continua. En concreto en esta ponencia se ha comparado el caso en el que se ubican los buques en el hueco más pequeño de entre aquellos huecos en los que cabe y al contrario, en el hueco más grande. Se ha comprobado que en algunos casos no existe una diferencia significativa en los resultados cuando los buques se disponen en el menor de los espacios posibles o en el mayor, con independencia del criterio de resguardo escogido. Sin embargo, en otros casos sí que se ha visto una diferencia clara. Por ello no es posible formular una conclusión, debiéndose estudiar cada caso.

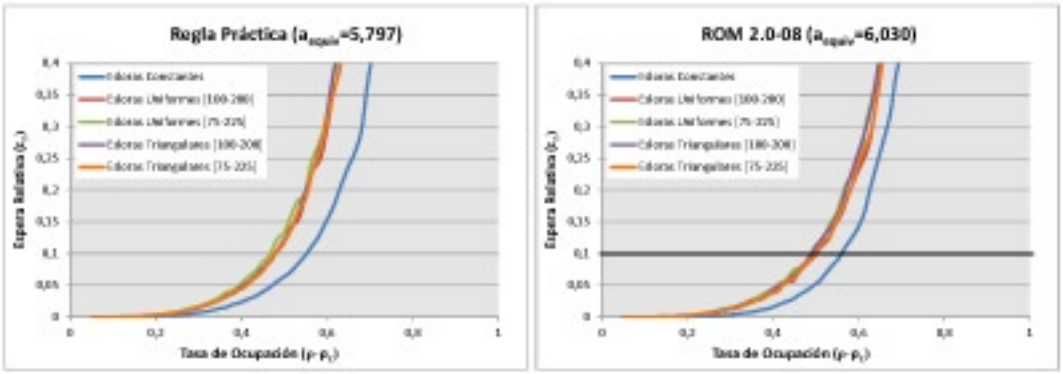


Figura 4: Curvas εr – ρC en diferentes situaciones de resguardo para un muelle de 1000m en el que no se hacen enmendadas y al que llegan buques 150m de media. Comparación de las diferentes funciones de distribución de esloras.

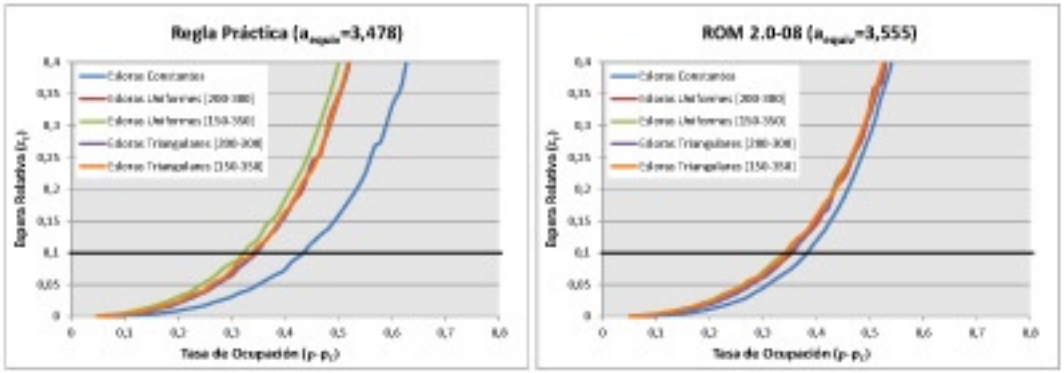


Figura 5: Curvas εr – ρC en diferentes situaciones de resguardo para un muelle de 1000m en el que no se realizan enmendadas y al que llegan buques de 250m de media. Comparación de las diferentes funciones de distribución de esloras.

Finalmente, como cuarta deducción, se ha podido comprobar que en todos los casos los resultados del aprovechamiento del muelle son peores cuando una vez escogido el hueco en el que se va a atracar el buque, éste se dispone en la parte central del hueco en lugar de uno de los extremos (ver Figura 6).

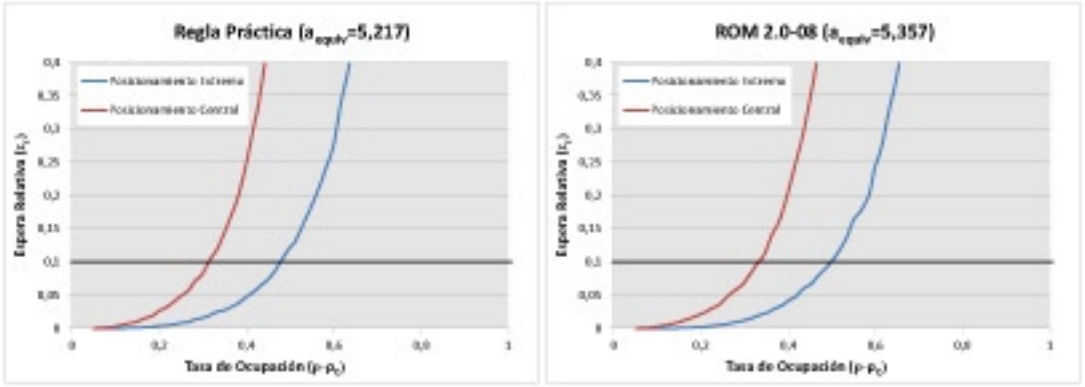


Figura 6: Curvas εr – ρ_c en diferentes situaciones de resguardo para un muelle de 1500m en el que no se hacen enmendadas y al que llegan buques cuya {E} es triangular de valor mínimo 200m y máximo 300m. Comparación del posicionamiento del buque en el hueco.

CONCLUSIONES

La principal conclusión que se puede obtener del estudio realizado y presentado en esta ponencia es que asumiendo una distribución esloras constante, el criterio de resguardo puede influir mucho en el aprovechamiento de un muelle siempre que la explotación de éste implique la realización de enmendadas de

los buques. Esto es así porque el criterio de resguardo incide directamente en el número de atraques equivalentes y el aprovechamiento del muelle está totalmente condicionado por el espacio del muelle que queda permanentemente libre, el cual se traduce en la parte decimal del número de atraques equivalentes. Así, dado que el aprovechamiento del muelle se ve condicionado por el criterio de resguardo, la capacidad de los muelles también, puesto que ésta es directamente proporcional a la tasa de ocupación.

Además, mientras se lleven a cabo enmendadas en el muelle, la variabilidad de las esloras no siempre proporciona aprovechamientos de muelle mejores que cuando las esloras son constantes, al contrario de lo que se podría pensar. Ahora bien, cuando no se llevan a cabo enmendadas el aprovechamiento del muelle siempre es peor en los casos en los que hay variabilidad de esloras, con independencia del criterio de reguardo empleado.

En relación al criterio de elección del hueco a la hora de asignar atraque a un buque (y claro está, en ausencia de enmendadas), no se ha podido extraer ninguna conclusión.

Por el contrario, con independencia del criterio de resguardo, el posicionamiento del buque en el centro del hueco siempre implica un peor aprovechamiento del muelle, y por lo tanto, a igual calidad ofrecida a los navieros, la capacidad del muelle es menor.

De todo esto se deduce la importancia de planificar los muelles asumiendo que la explotación de los mismos se lleva a cabo de manera continua, o lo que es lo mismo, de emplear formulaciones continuas a la hora de calcular las capacidades de los muelles, para lo que es necesario simular cada caso y obtener la relación $\varepsilon r - \rho_C$.

REFERENCIAS

Agerschou, H. (2004). "Facilities Requirements." Planning and design of ports and marine terminals, Thomas Telford, London, UK, 5-20.

Aguilar, J. y Obrer-Marco, R. (2009). "Consideraciones sobre la oferta y la demanda del servicio de atraque, en relación con la capacidad de las terminales de contenedores", X Jornadas Españolas de Costas y Puertos, Santander.

Obrer-Marco, R. (2009). "Determinación de la capacidad de la línea de atraque en terminales portuarias. Aplicación al sistema portuario español", Universitat Politècnica de València, Valencia.

Rodríguez, F. (1977). "Capacidad de los Muelles", MOPU, Secretaría General Técnica, Madrid, España.

UNCTAD (1984). "Desarrollo portuario. Manual de planificación para los países en desarrollo", Publicaciones de las Naciones Unidas, Nueva York, USA.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la participación de las terminales de contenedores, MSC Terminal Valencia, S.A.; Marítima Valenciana, S.A.; Operaciones Portuarias Canarias, S.A., APM Terminals Algeciras, S.A., Abra Terminales Marítimas, S.A., Terminales Marítimas de Bilbao, S.A.; así como de las respectivas Autoridades Portuarias y del Organismo Público Puertos del Estado. También agradecen el apoyo del proyecto MASPORT perteneciente a la convocatoria del Ministerio de Fomento de 2008.

5.5.6. ANÁLISIS DE LAS OPERACIONES PORTUARIAS BASADO EN UN SISTEMA DE VIDEO – MONITORIZACIÓN. ESTRATEGIAS PARA LA EXTRACCIÓN DE PARÁMETROS DE EXPLOTACIÓN

R. Gómez[1], R. Molina[1,2], A. Camarero[2], F. de los Santos[3]

1. Laboratorio de Puertos. Cátedra Pablo Bueno, Universidad Politécnica de Madrid. Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040, Madrid. rgomez@caminos.upm.es, rafael.molina@upm.es
2. Departamento de Ingeniería Civil: Transportes. Universidad Politécnica de Madrid. Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040, Madrid. alberto.camarero@upm.es
3. Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras. Avda. de la Hispanidad, 2. 11207, Algeciras. fsantos@apba.es

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La técnica de vídeo imagen es una herramienta que permite monitorizar espacial y temporalmente los procesos portuarios de forma pasiva, es decir, sin interactuar con las actividades o fenómenos que se desee analizar.

El principal objetivo de este trabajo es sentar las bases metodológicas para el desarrollo de un sistema automatizado de análisis de operaciones portuarias mediante herramientas de monitorización no intrusivas. Los datos adquiridos (grabaciones de vídeo) son necesarios para la calibración y validación de modelos teóricos encaminados, entre otras aplicaciones, a la optimización de terminales y al control de operativa portuaria.

El principal objetivo que se persigue con este trabajo es desarrollar una metodología para proceder al análisis de actividades portuarias, siempre desde la perspectiva de la toma de datos y su análisis mediante técnicas de vídeo – imagen. La no intrusividad es una característica de la vídeo – imagen que aporta un valor añadido al hecho de que es posible analizar la operativa portuaria de forma automática (una vez calibrados los algoritmos de procesamiento, adecuándolos al fenómeno a analizar y sus particularidades), independientemente de los turnos de trabajo de los operarios o de la hora de adquisición.

El presente trabajo se enmarca dentro de un proyecto de 2 años de duración, y en la fecha de redacción de este texto se encuentra en la fase de desarrollo de algoritmos y estudio de estrategias de análisis, tal y como se puede ver en la Figura 1.



Figura 1. Línea temporal del desarrollo del sistema para la video-monitorización de las operaciones portuarias.

MOTIVACIÓN

Actualmente, las autoridades portuarias cuentan con equipos e infraestructura para la adquisición de imágenes y grabaciones de vídeo distribuidos a lo largo de sus instalaciones. Estos equipos dan servicio a los controles de acceso y a los servicios de seguridad, fundamentalmente. Del mismo modo, las Autoridades Portuarias cuentan con redes de telecomunicación que incluyen la de telefonía, datos (fibra óptica) y WIFI que dan soporte al sistema de video monitorización y

a la intranet. Esta infraestructura, que ha supuesto una notable inversión, puede ser usada para nuevas aplicaciones con un bajo coste de adecuación.

Adicionalmente al hecho de que el soporte material para la aplicación de estas técnicas esté extensamente implantado en las instalaciones portuarias (lo que reduce drásticamente los costes), la principal motivación del proyecto en su fase final es conseguir que el control de las actividades portuarias pueda automatizarse, lo que facilitaría y mejoraría la gestión de las mismas.

Este desarrollo supone un avance cualitativo en las técnicas de gestión portuaria, dado que se incorporan herramientas de tratamiento de imágenes recientemente desarrolladas a los sistemas actualmente en uso.

Puertos del Estado, a través de su Convenio de colaboración científico-técnica con la Universidad Politécnica de Madrid, apoya este trabajo, otorgándole una línea completa de investigación, junto a los estudios relacionados con la fiabilidad y el riesgo en ingeniería marítima y portuaria, y la mejora de calidad de ensayos a escala reducida.

METODOLOGÍA

El planteamiento y desarrollo de la metodología que aquí se recoge se apoya en las vídeo - adquisiciones tomadas en la Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras, las cuales han servido además para calibrar los algoritmos de procesamiento de imágenes y seleccionar los más adecuados para cada aplicación.

A continuación se recoge una breve relación de las actividades portuarias que es posible analizar mediante la metodología propuesta:
- Control del tráfico portuario (tránsito de buques, obtención de las dimensiones del buque, velocidad del buque).
- Monitorización de las operaciones portuarias (aproximaciones de buques al muelle, reviros, maniobras de remolcado, etc.).
- Estadísticas de ocupación de la línea de atraque.
- Cálculo de tiempos de espera del buque para entrar a puerto.
- Funcionamiento de las grúas (carga/descarga).
- Agitación en dársenas.

El método a seguir para proceder al análisis de las operaciones portuarias mediante vídeo – monitorización se describe en 6 fases:

1. En primer lugar, es necesario elegir la actividad portuaria que se va a monitorizar, ya que condiciona la aplicación del resto de puntos de la metodología. Parece obvio, pero se trata de una decisión de suma importancia dada la sensibilidad de las técnicas existentes a la fenomenología y condiciones de adquisición.

2. Diseño del sistema instrumental de adquisición, de tal forma que sea el más adecuado al fenómeno estudiado, al emplazamiento, a las condiciones de adquisición, al área que va a ser observada, entre otras consideraciones. Los tres condicionantes principales que hay que tener en cuenta son, en resumen:
   a) Condiciones ambientales del emplazamiento: orientación del sol (deslumbramientos), presencia de nubes (modificación de la luminosidad global de la imagen), niebla (escasa visibilidad), lluvia (escasa visibilidad y afección a la calidad de las adquisiciones).
   b) Condiciones de adquisición
      b.1.) Selección del tipo de estación en función del área de estudio y del proceso a analizar: fija o móvil.
      b.2.) Número de estaciones de grabación.
      b.3.) Si hay varios equipos de adquisición, determinar si es necesario sincronizarlos para grabar simultáneamente, o si son independientes entre sí.
      b.4.) Transmisión de la información adquirida:

i) Calidad de la imagen: alta (gran nivel de detalle, como en el caso de identificación de facciones) / media / baja (menor detalle pero menor tamaño de almacenamiento requerido), en función de las necesidades.
ii) Estabilidad de la señal: ¿Es admisible la presencia de ruido? ¿Se necesita una señal lo más limpia y continua posible para que los algoritmos de procesamiento no se desestabilicen?.
iii) Volumen de información: alta capacidad de almacenaje (disco duro externo) / almacenaje limitado (tarjetas SD) / capacidad de procesamiento de la información adquirida.

c) Características de las cámaras: Es necesario conocer cuáles son los rangos de trabajo de las cámaras y la resolución máxima y mínima que son capaces de proporcionar. Esto se obtiene a través de dos tipos de parámetros, propios de cada cámara y de su emplazamiento:
c.1.) Parámetros intrínsecos: distancia focal, factor de escala, centro de la imagen.
c.2.) Parámetros extrínsecos: Permiten transformar las coordenadas de un punto ubicado en un sistema coordenado global (X,Y,Z) a las de un sistema local de referencia (u,v). Con ellos se obtiene la posición y orientación de la cámara con respecto a la realidad (Molina, R. (2007)).

3. Adquisición de vídeos e imágenes del área objeto de estudio durante un periodo de tiempo tal que durante el mismo se recojan y se registren las principales actividades y situaciones que se pueden dar en el proceso analizado.

4. Post-proceso de los vídeos e imágenes adquiridos. A continuación se hace una breve descripción de las técnicas estudiadas para su aplicación en este ámbito del conocimiento.
4.1. Time stack (Holman, R.A. et al. (1993)): El time stack es una imagen que representa la evolución en el tiempo de una línea de píxeles de una secuencia de imágenes. Por lo tanto, será una imagen con un número de píxeles en horizontal igual al número de imágenes que contenga el video analizado por esta técnica, y un número en vertical igual a la línea de píxeles seleccionada.
4.2. Flujo óptico: El flujo óptico puede ser definido como el movimiento aparente de los puntos de la imagen que se produce cuando la cámara/observador se mueve en relación con los objetos que se enfocan. En el caso ideal, en el que la iluminación se mantiene constante a lo largo de una secuencia, se corresponde con el campo de velocidades (Varas, R. (2001)). La Ecuación de Contención del Flujo Óptico es la siguiente:

$$I_x \cdot u + I_y \cdot v + I_t = 0$$

Esta ecuación representa una recta perpendicular al gradiente de la intensidad del punto dado, el cual identifica una componente de la velocidad, la normal a los contornos del objeto en movimiento. Para conocer la segunda componente, cada algoritmo plantea diferentes hipótesis. Entre los algoritmos existentes destacan los de Lucas & Kanade (Lucas, B. D. and Kanade, T. (1981)) y los de Horn y Schunk (Horn, B.K.P. and Schunck, B.G. (1981)).
4.3. Background – foreground subtraction (extracción de fondo – superficie): La extracción de fondo es una técnica muy empleada para detectar objetos en movimiento mediante cámaras estáticas. La imagen de fondo debe ser una representación de la escena sin objetos en movimiento, y se debe actualizar regularmente para adaptarse a las variaciones de iluminación y geometría. Los métodos más empleados son (Piccardi, M. (2004)):
4.3.1. Diferencia de frames: considera que se produce movimiento cuando la diferencia de una imagen (frame) y la consecutiva es superior a un umbral. La determinación del umbral varía para cada aplicación, ya que si es demasiado bajo, habrá muchos falsos positivos, y si es muy alto, se perderá información del movimiento.

4.3.2. Running Gaussian Average: En una primera fase, ajusta una gaussiana (normal) sobre cada píxel de cada una de las imágenes (frames) que componen el vídeo. A medida que avanza el tiempo, las actualiza. Con ello se obtiene el valor medio y la desviación típica de cada píxel a lo largo del tiempo. Grandes desviaciones típicas se corresponden con objetos en movimiento.

4.3.3. Filtro de media: Es un método complementario a la diferencia de frames. Aporta como información adicional la desviación típica de las diferencias, lo cual permite adaptar el umbral de forma coherente a la intensidad de la imagen en cada caso, dado que ésta normalmente varía.

4.3.4. Ocultación: Es una evolución de los anteriores, que además de identificar los objetos en movimiento, es capaz de seguirlos incluso cuando se les ha perdido de vista. Los algoritmos más avanzados son aquellos que mantienen el seguimiento incluso tras un largo periodo de ocultación.

Como se indicó anteriormente, el objetivo principal de esta técnica es, dada una secuencia de imágenes de una cámara fija, detectar los objetos que no pertenecen al fondo. Lo que ocurre es que esta imagen de fondo no es constante, y se debe adaptar a:

- Cambios de iluminación: graduales (debido a la diferente iluminación que se tiene en las distintas horas del día) o repentinos (paso de nubles).
- Cambios debidos al movimiento: Oscilaciones de la cámara provocadas por el viento, o registro de movimientos de alta frecuencia, como las olas.
- Cambios en la geometría del fondo: Objetos que se mueven con respecto a su posición original.
- Ocultación de objetos de interés: Paso de objetos o personas por delante del objeto que se está observando, lo que afecta a los algoritmos de procesamiento de vídeo.

4.4. Región de Interés (ROI): ROI es el acrónimo de "Region Of Interest" o Área de Interés. Se trata de una parte de la imagen sobre la que se quiere realizar algún tipo de operación. La combinación de esta técnica con el resto facilita la extracción de propiedades, como se verá en el apartado de extracción de parámetros. Hay varias formas de extraer un área de interés, entre las que se encuentran:

4.4.1. Rectangular: Se genera un rectángulo mediante la definición de dos puntos diametralmente opuestos entre sí.

4.4.2. Poligonal: n puntos unidos entre sí mediante rectas.

4.4.3. Circular: n puntos unidos mediante arcos

4.4.4. Puntos (píxeles) con características similares entre sí, pero no necesariamente unidos espacialmente.

4.5. Segmentación: Segmentar consiste en dividir la imagen en regiones con características similares, por lo que antes de segmentar es necesario definir las características que nos interesan. Cada región de interés se denomina objeto. Los principales tipos de segmentación que se dan son los siguientes (González, R. C. and Woods, R. E. (2007)):

4.5.1. Imágenes binarias: Se elige un umbral para determinar los píxeles que nos interesan. Los píxeles que se encuentran por debajo del umbral se clasifican como 0 ó 1 y viceversa.

4.5.2. Por niveles de gris: Se transforma la imagen a escala de grises, se obtiene su histograma y se elige una franja del mismo.

4.5.3. De imágenes a color: Para no tratar cada componente RGB por separado, se transforma la imagen a color al espacio HSI (Hue, Saturation, Intensity), y después se umbraliza en este espacio.

4.5.4. Crecimiento de regiones: Es necesario señalar una condición inicial (semilla), para que el algoritmo identifique los casos similares a esta condición inicial y los vaya incluyendo como zona de interés.

5. Rectificación: Es necesario hacer dos tipos de operaciones sobre las imágenes adquiridas (Molina, R. (2007)):
   5.1. Corrección de aberraciones: Para que los píxeles adquiridos estén en la posición que deben estar, y no desplazados por efectos de la lente.
   5.2. Rectificación: Para que las imágenes sean ortonormales al punto de vista, ya que al georreferenciarlas, se pueden tomar medidas sobre las mismas.

6. Extracción de parámetros: Para proceder a la extracción de parámetros es necesario combinar las técnicas anteriormente descritas de tal modo que ésta combinación requiera el menor tiempo de procesamiento de los vídeos y al mismo tiempo genere la información con mayor calidad posible. A continuación se muestran algunos ejemplos de parámetros que se pueden obtener.
   6.1. Número de buques y velocidad del buque: las técnicas que pueden ser empleadas con este fin son la segmentación y el time stack.
      - Segmentación: Selección del objeto de interés, en este caso el buque.
      - Time stack: al haber identificado el buque con la segmentación, se puede conocer la duración del tránsito (eje x del time stack) y la obra muerta del buque (eje y del time stack).

      Se obtiene el time stack y se segmenta la imagen para identificar los objetos que cruzan la línea definida para la obtención del mismo. Esto proporciona el número de buques. Por otra parte, dado que se conoce el tiempo de tránsito del buque mediante el time stack y se puede calcular la eslora del mismo mediante las dimensiones de la segmentación, mediante la relación espacio – tiempo se puede calcular la velocidad del buque.



Figura 2. Combinación de time stack y segmentación para obtener el número de buques y la velocidad del buque.

   6.2. Número de movimientos de la grúa a lo largo del tiempo de observación: las técnicas empleadas son, al igual que en el caso anterior, el time stack y la segmentación.
      - Time stack: registra lo que ocurre a lo largo de una línea de píxeles a lo durante un intervalo de tiempo. En este caso, se observan los contenedores, el soporte de los mismos, los pilares de la grúa y los cables.
      - Segmentación: Se segmenta en función del tamaño o de la forma del objeto de interés, en este caso, los contenedores. Si el objeto supera un determinado tamaño, se corresponde con el soporte más el contenedor. Si por el contrario es inferior a un tamaño, se trata tan sólo del soporte.

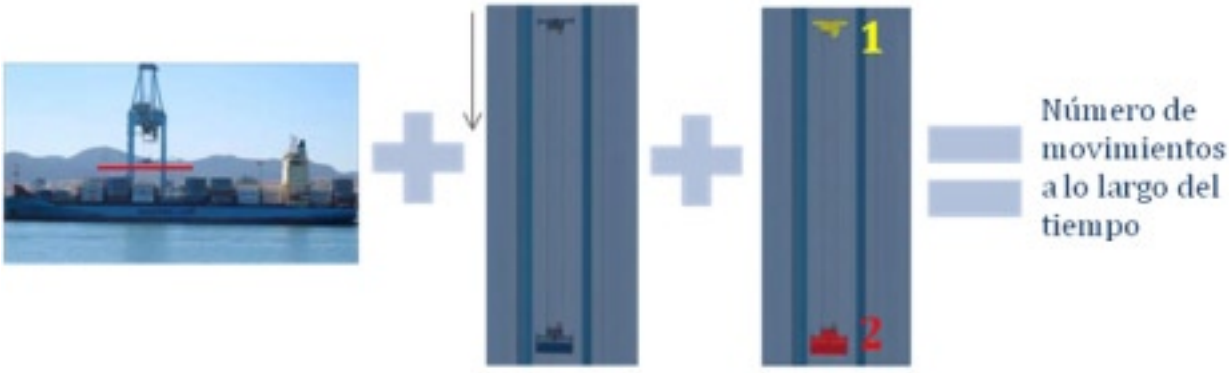


Figura 3. Combinación de time stack y segmentación para obtener el número de movimientos de contenedores (numero 2) realizados por la grúa.

CONCLUSIONES

1. Las técnicas básicas para la extracción de parámetros están en proceso de desarrollo o completamente desarrolladas
2. Actualmente el Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, está desarrollando aplicaciones donde se adaptan estas técnicas para su uso en el ámbito de las operaciones portuarias.
3. La combinación de las mismas permite obtener una gran variedad de información de la operativa portuaria.
4. El coste de implantación es muy bajo, y aprovecha la infraestructura existente en las Autoridades Portuarias.
5. La información que proporciona permite optimizar la gestión de actividades.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

- Adaptación de las técnicas existentes al estudio de la operatividad portuaria.
- Automatización dela extracción de parámetros e integración de la información en sistemas control y de soporte a la toma de decisiones.
- Implantación de la adquisición en las Autoridades Portuarias de Bahía de Algeciras y Barcelona.
- Calibración del sistema.
- Implantación de la versión beta como herramienta del Sistema Portuario Español.

REFERENCIAS

De la Escalera, A. (2001): Visión por computador, Fundamentos y Métodos. Prentice Hall. Madrid.

González, R. C. and Woods, R. E. (2007): Digital Image Processing. Prentice Hall, 3rd Edition.

Holman, R.A., Sallenger Jr, A.H., Lipmann, T.C. and Haines, J.W. (1993): The application of video image processing to the study of nearshore processes. Oceanography, Vol. 6, No 3, pp. 78-85.

Horn, B.K.P. and Schunck, B.G. (1981): Determining optical flow. Artificial Intelligence, vol 17, pp 185-203.

Lucas, B. D. and Kanade, T. (1981): An iterative image registration technique with an application to stereo vision. Proceedings of Imaging Understanding Workshop, pp 121-130.

Molina, R. (2006): Resolución del problema geométrico en video imagen. Centro Andaluz de Medio Ambiente, Universidad de Granada.

Molina, R. et al. (2007): Gestión integral de puertos y costas mediante técnicas de video - imagen. In proc. IX JPyC. San Sebastián. pp 27-28.

Piccardi, M. (2004): Background subtraction techniques: a review. IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics. Pp. 3099 – 3104.

Varas, R. (2001): Principios del Optical Flow. Cap. 5. Tesis Doctoral.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Organismo Público Puertos del Estado y a la Autoridad Portuaria de Bahía de Algeciras el apoyo prestado a estos trabajos así como su financiación parcial.

5.6. OBRAS MARÍTIMAS, CONSTRUCCIÓN

5.6.1. PUERTO EXTERIOR DE CIUTADELLA (MENORCA): FINALIZACIÓN DE LAS OBRAS Y FUNCIONAMIENTO DEL DIQUE DURANTE LOS TEMPORALES

José Luis Monsó de Prat[1], Carlos Garau Fullana[2], Juan Carlos Plaza Plaza[3]

1 Dr. Ingeniero de Caminos y Profesor Titular de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona de la UPC. Co-Director de Obra del Puerto Exterior de Ciutadella. joseluis.monso@europrincipia.es

2 Ingeniero de Caminos, Co-Director de Obra del Puerto Exterior de Ciutadella. cgarau@ciccp.es

3 Ingeniero de Caminos, Jefe del Área de Proyectos y Obras de Port de les Illes Balears. jcplaza@portsib.es

OBJETIVOS Y CRITERIOS DE DISEÑO DEL PUERTO EXTERIOR

La obra del puerto exterior satisface la necesidad de separar el trafico de pasajeros y mercancías del resto de usos (deportivo, pesquero, turístico…) que confluyen en el puerto de Ciutadella. Durante años el atraque de buques comerciales ha supuesto un importante riesgo a la seguridad portuaria. Las características físicas de Cala Ciutadella complicaban las operaciones portuarias en un doble sentido: la estrechez de la cala limita la eslora de los barcos que pueden operar al tiempo que exige a los capitanes de barco un autentico alarde de virtuosismo en las operaciones de atraque y desatraque, por otro lado el fenómeno de las Risagas (fenómeno de resonancia que produce un fuerte oleaje en época estival) supone un estar sometido a la incertidumbre (hasta prácticamente estar en el puerto) de no poder operar en la época cuando las operaciones portuarias son más frecuentes y necesarias.

Los objetivos del diseño fueron:

- Ubicación de un puerto exterior para el tráfico comercial en Son Blanc en la costa que queda a la derecha de la entrada a la Cala Ciutadella donde se ubica el puerto antiguo.
- Reordenación del tráfico de pasajeros fuera de Cala Ciutadella mejorando la seguridad y operatividad de los barcos comerciales y del resto de embarcaciones que emplean el puerto antiguo al erradicar de éste dicho tráfico.
- El puerto se ha diseñado con tres muelles capaces para posibilitar el amarre de un ferry de hasta 130 m de eslora, otro de hasta 100 m de eslora y el tercero de hasta 45 m de eslora. Durante las obras se han adaptado los dos muelles mayores para posibilitar, mediante la construcción de Duques de Alba, el amarre de cruceros de hasta 250 m de eslora.



Figura 1. Planta de las obras del puerto exterior

Por otro lado la Administración fijó lo siguientes criterios a considerar en el proyecto:

- Dimensiones del puerto mínimas pero garantizando total seguridad en las operaciones de reviro, atraque y desatraque con 25 nudos para los barcos de hasta 100 m de eslora y con 20 nudos para los buques de 130 m de eslora.
- Diseño de los diques con una baja cota de coronación consiguiendo un mínimo impacto paisajístico.
- Minimizar la superficie de afección a los fondos marinos para afectar lo menos posible a la pradera de Poseidonia Oceánica que existe en parte de la zona de actuación.
- Mínima utilización de material de cantera.
- Respetar las singularidades naturales y paisajísticas de la zona de los acantilados de Son Blanc en que se ubica el puerto.

DESCRIPCIÓN DE LAS ACTUACIONES

La minimización del impacto visual de la obra y a la vez los requerimientos funcionales de abrigo, agitación interior y rebase para garantizar la operatividad del puerto se consiguieron mediante la reducción drástica de la cota de coronación del dique a la +5m, la cual para un dique vertical clásico de cajones debía ser de unos 12 m, para así evitar el efecto de barrera visual. Para lograr rebajar la altura del dique sin producir frecuentes rebases de oleajes de temporal se proyectó un doble dique curvo de baja cota de coronación con cuenco amortiguador.

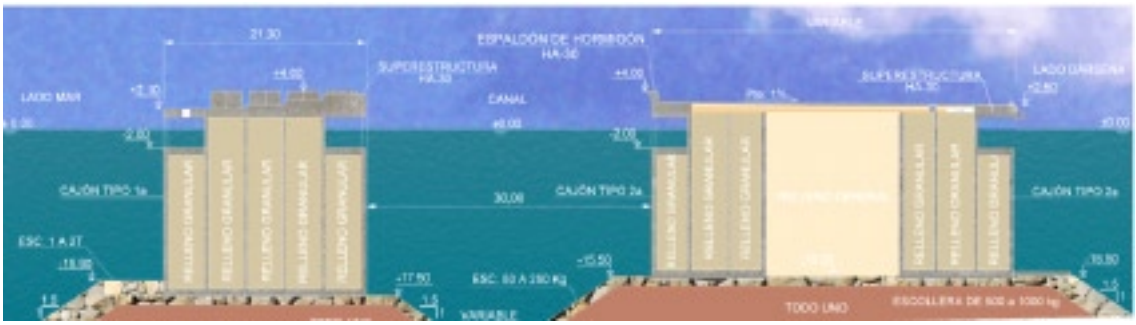


Figura 2. Sección tipo del cuerpo del doble dique

El dique exterior exento vertical de cajones situados a unas profundidades de unos 20 m es rebasable para temporales de olas significantes superiores a los 3 m, reduciéndose su cota de coronación desde los 12 m necesarios para un dique vertical clásico a una cota de escasamente 5 m. Sobre la superestructura de dicho dique se han colocado unos prismas hexagonales al tresbolillo que actúan como una piel rugosa para disipar la energía del oleaje que rebasa.

El cuenco amortiguador consiste en un canal de agua de una anchura de unos 30 m que actúa de elemento disipador del oleaje rebasado. Dicho cuenco, junto con sus dos diques paralelos, tuvieron que ensayarse en canal de oleaje a escala reducida para asegurar el no rebase en el segundo dique-muelle interior para oleajes de temporal, el cual tiene un pequeño espaldón que corona también a las +5 m. Los ensayos de laboratorio en INHA permitieron optimizar las variables de diseño, haciendo posible una drástica reducción de las cotas de ambos diques y pudiendo determinar con precisión la anchura necesaria del mencionado cuenco o canal de agua.

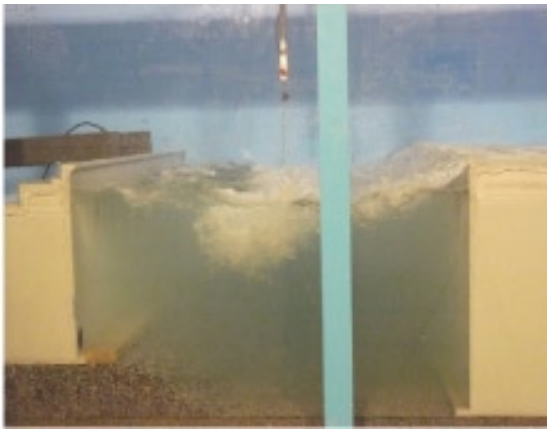


Figura 3. Ensayo 2D en canal

La forma en planta del dique se concibió también curva, no sólo por un capricho estético que le confiere al conjunto una armonía y suavidad de líneas, sino también por razones estructurales y funcionales de rebase y de reflexión. La forma en arco en planta es sabido que mejora la resistencia global del dique al deslizamiento ya que logra que los esfuerzos debidos a los impactos del oleaje de un cajón se transmitan también a los cajones adyacentes, aumentando todo ello la capacidad de resistencia del conjunto.



Figura 4. Modelización en 3D del puerto exterior

Así mismo, la forma curva en planta mejora también el rebase al lograr que el ángulo que forma el oleaje incidente con el dique varíe, aumentando la oblicuidad a partir de un cierto punto. Dicho aumento de oblicuidad disminuye el rebase y aumenta la capacidad del dique a formar una onda corredera que trascurre a lo largo del espaldón y desagua una parte del caudal rebasable. Por otro lado, la agitación por reflexión en frente del dique exterior queda también algo disminuida al conseguir dispersar el oleaje incidente en un amplio abanico de diferentes direcciones.



Figura 5. Modelización 3D del puerto exterior, Cala des Degolladors y Cala Ciutadella

En el lado interior del dique exterior que da al canal y en el lado interior del dique-muelle que da a la dársena abrigada se han diseñado unas ventanas o celdas disipativas para reducir las reflexiones y, por tanto, los niveles de agitación tanto en el cuenco amortiguador como en dicha dársena portuaria. Dichas ventanas han sido también concebidas en el muelle de ribera, llamado también muelle del este para reducir también los niveles de reflexión, que en estructuras verticales tipo cajón suelen ser altos.

En el muelle sur, el cual consiste en una plataforma sobre pilas de hormigón se ha diseñado un talud de escollera natural que actúa a modo de playa disipadora del oleaje incidente, reduciendo en esa zona el coeficiente de reflexión de forma notable.

La continuación del muelle del este en el borde de ribera hacia la bocana del puerto estaba concebida en el proyecto constructivo como una playa de bloques tipo Menorca que conformaba un talud suave disipativo que tenía por objeto reducir la reflexión en los acantilados y disipar la agitación interior. Durante el proceso de construcción de la obra, que ha durado cuatro años, el Govern Balear propuso un cambio de criterio operacional del puerto, concebido ini-

cialmente para el atraque de ferries de hasta 130 m, para que pudieran operar en el futuro buques cruceros de hasta 250 m de eslora. La playa de bloques Menorca proyectada inicialmente dificultaba en gran manera la maniobra de atraque de estos cruceros y hubo que replantear en obra la planta del puerto. El cambio que se propuso consistió en eliminar la playa disipativa y en aumentar la longitud del dique exterior para reducir los niveles de agitación que los oleajes de componente oeste producen cuando inciden directamente contra el acantilado que existe en Son Blanc cerca de la Punta dels Gegants. Se trata de un acantilado con cuevas naturales, alguna de ellas con chimeneas naturales, de una belleza indescriptible.

El dique exterior no podía seguir la misma alineación que tiene en su extremo final ya que ello estrechaba peligrosamente la bocana para las nuevas naves previstas. Se decidió dar a ese dique una curvatura hacia fuera, la cual tiene varias ventajas. La onda corredera que puede formarse a lo largo del dique tiende a alejarse hacia fuera y a dificultar su penetración hacia el interior de la dársena. El puerto tiene la capacidad potencial de ampliarse en un futuro siguiendo la alineación hacia el exterior que ahora dispone. Y, por último, se crea una forma en planta del dique en S que le confiere una belleza estética peculiar.

El atraque de grandes cruceros en el muelle este se garantiza ahora con la ejecución de unos duques de alba que sirven como estructuras de apoyo al atraque de dichos barcos y el resultado es espectacular, resultando un puerto perfectamente integrado en el paisaje, manteniendo ahora el acantilado de Son Blanc en su estado natural, el cual queda integrado paisajísticamente en el interior del puerto. Ello ha permitido que se mantenga una de las señas de identidad del puerto antiguo de Ciutadella, que los buques puedan amarrar junto al acantilado natural.

Debe destacarse las dificultades en las que se ha desarrollado la obra: la lejanía de Menorca respecto a la Península, desde donde se han transportado los cajones, tanto del dique exterior como del dique-muelle interior, con viajes de más de tres días de navegación, la dificultad de encontrar materiales de cantera adecuados en la isla con los índices de calidad necesarios para la adecuada construcción de la obra y, por último, pero quizás la más importante la ausencia total de abrigo durante la etapa de ejecución del dique exterior exento de cajones, teniendo que soportar durante varios temporales durante su construcción.

FUNCIONAMIENTO DEL DIQUE DURANTE LOS TEMPORALES

El puerto de Ciutadella ha sido modelizado durante la etapa de diseño, tanto con modelos físicos como con modelos matemáticos. Preocupaban especialmente los temporales de componente oeste (desde SW hasta NNW). Además de esa modelización previa, se realizaron diversos ensayos en piscina durante la construcción: para evaluar el rebase en la zona en donde se podía ubicar la estación marítima y para valorar la mejor una solución alternativa a un borde de ribera disipativo para disminuir la agitación.

Pero, además de todo ello, durante la obra se sufrieron diversos temporales (entre ellos, el de mayores proporciones, de 29 de noviembre de 2011, que afectó a gran parte de la costa norte del mediterráneo español). Estos temporales sirvieron para realizar una calibración de los resultados del modelo físico. Para ello se establecieron una serie de puntos de control, situados tal como se refleja en la figura adjunta.

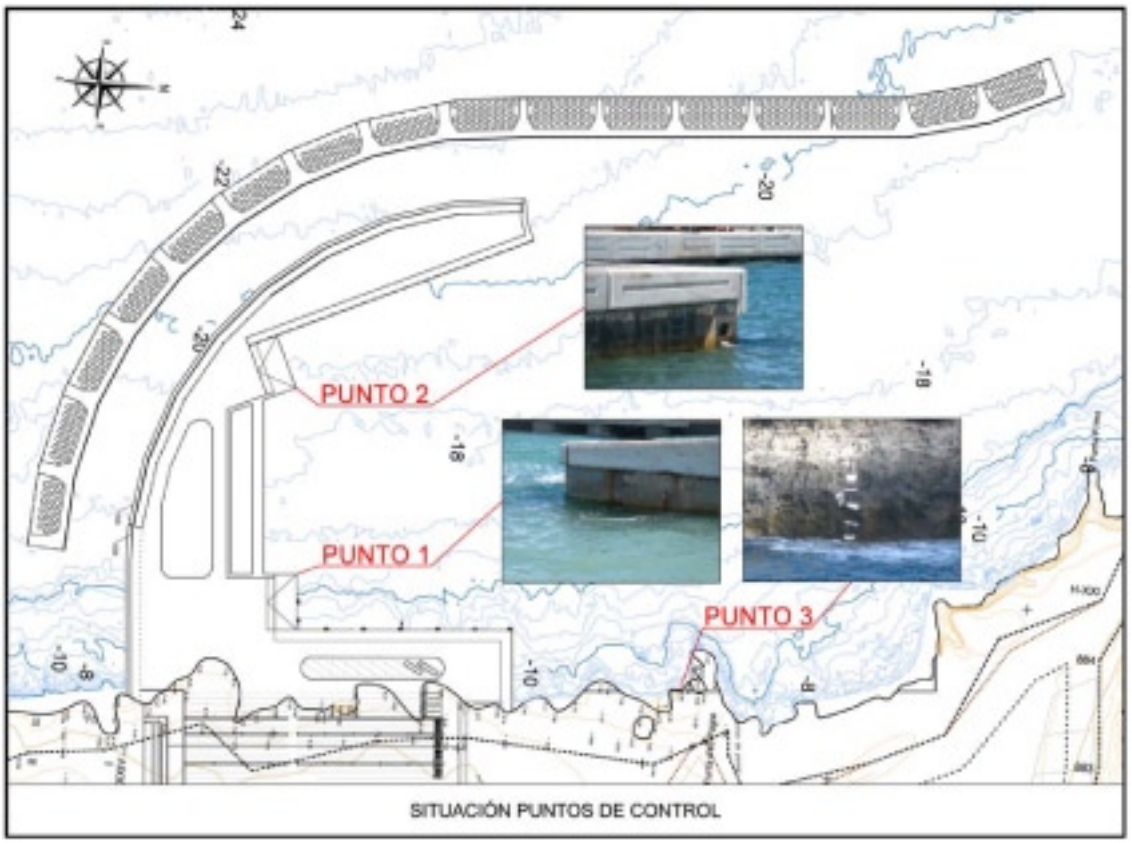


Figura 6. Puntos de control

Ese temporal, con un período de retorno aproximado de 25 años, provocó algunos daños en la obra que, en ese momento, sólo contaba con 8 de los 14 cajones previstos inicialmente.



Figura 7. Rebase de oleaje durante las obras

Los días de oleaje se anotaban, por un lado, los datos de oleaje registrados en la página web de Puertos del Estado y, por otro, las características de agitación observadas ene l interior del puerto (NR, NM, H_s, K_a H_{s0}, T_p) en esos puntos de control.

Por otro lado, se tomaron también fotografías de la incidencia de las olas enel dique exterior y su rebase. Esos datos, acompañados de las observaciones de Hs y Tp, se cotejaron con los resultados del modelo físico:



Figura 8. Correlación ensayos con temporales.

RESULTADO DEL DISEÑO. CONCLUSIONES

Con la solución que se ha dado al diseño del Puerto Exterior de Ciutadella, hemos podido comprobar que las necesidades estructurales, funcionales y operativas de un puerto no siempre están reñidas con la estética y con la integración en el entorno. La función debe hacer a la forma y la forma no puede estar caprichosamente reñida con la función, buscando únicamente su lucimiento. El diseño no sólo debe buscar un resultado eficaz si no también estético. Es ello, junto a la economía de recursos y el respeto al medioambiente, un requisito del buen proyecto, como los espaldones arqueados de los puertos de Tazacorte y Málaga, que nos recuerdan la belleza de lo que no tiene nada de superfluo y que es, quizás, lo esencial del arte del ingeniero.

Algo así se ha intentado en el Puerto Exterior de Ciutadella. El paraje natural que lo rodea es de una belleza extraordinaria, desnuda y salvaje a la vez. Acantilados verticales de piedra marés que se levantan poco más de una decena de metros sobre el nivel del mar, que a duras penas logran contener los temporales extremos. Aguas azules y cristalinas que dejan ver el fondo, incluso a 20 m de profundidad. Puestas de sol luminosas e incomparables al atardecer. Todo ello hace que sea más que un requisito el encuadre de la obra con su entorno. Para ello se concibió el puerto con un diseño innovador, único en el mundo, con un dique exterior exento curvo y de baja cota, rebasable para oleajes de temporal y un cuenco que amortigua la energía transmitida, que separa ese dique exterior con el dique interior, en el cual se asimila una parte de los muelles existentes. Todo ello integrado con el paisaje, con su entorno y con el medioambiente.



Figura 9. Visión general del puerto exterior.

5.6.2. ASPECTOS GEOTÉCNICOS Y ESTRUCTURALES EN EXPLANADA Y MUELLES COMERCIALES AL ABRIGO DEL DIQUE DE BOTAFOC EN EL PUERTO DE IBIZA

A. Matías[1], J. Martín[1], E. Pita[2], J. Vázquez[3]

1. Ángel Matías, Jorge Martín, A.P.BALEARES, Moll Vell 3, 07012 Palma de Mallorca amatias@portsdebalears.com, jmartin@portsdebalears.com
2. Eloy Pita, INCREA, C/ Buganvilla 6, p1, 1ºA. 28036 Madrid epita@increa.eu
3. Javier Vázquez, INCREA, C/Buganvilla 6, p1, 1ºA. 28036 Madrid jvazquez@increa.eu

INTRODUCCIÓN

La construcción de la Explanada y Muelles comerciales al abrigo del dique de Botafoc en el Puerto de Ibiza, pretende responder a los importantes problemas de gestión derivados de la falta de superficie para la explotación portuaria y a la ausencia de limitación física entre el puerto y la ciudad, que viene siendo fuentes de conflictos desde tiempo inmemorial.

Las obras consisten en la ejecución de dos muelles transversales y de un muelle longitudinal, con su consiguiente explanada en el trasdós, destinadas al tráfico comercial.

En este documento se describirán brevemente los cambios más significativos acaecidos durante la fase de proyecto, licitación y obra, destacando las implicaciones geotécnicas y estructurales asociadas. Además, se profundizará en diversos aspectos estructurales y geotécnicos de relevancia en el diseño, principalmente en los muelles trasversales pilotados.

EVOLUCIÓN DEL PROYECTO

Primer proyecto para la Autoridad Portuaria

La redacción del primer proyecto se inició en 2004 y se entregó a la Autoridad Portuaria en 2005. En el estudio de alternativas que se llevó a cabo, se concluyó que la mejor tipología para todos los muelles (longitudinales y transversales) era una solución de cajones, apoyados sobre banqueta (véase figura 1). Era una solución que implicaba un volumen de dragado considerable y por ello se apuntaba la conveniencia de que el Concurso de adjudicación permitiese la presentación de una variante en la que los muelles transversales fueran ejecutados pilotados.

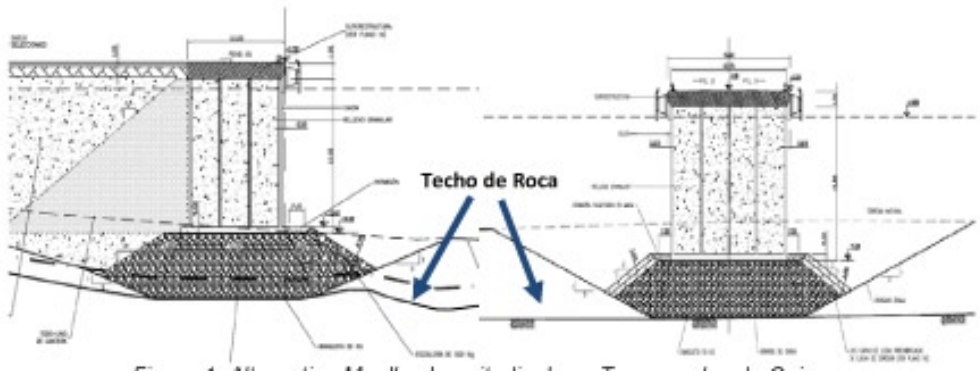


Figura 1. Alternativa Muelles Longitudinales y Trasversales de Cajones.

Para poder desarrollar la solución de cajones elegida para todos los muelles, se diseño y llevó a cabo una campaña geotécnica adaptada a esta tipología. La empresa Cemosa realizó un total de 11 sondeos a rotación con extracción continua de testigo, así como 6 sondeos de penetración dinámica. El objetivo de esta campaña fue identificar el techo de roca (calizas y brechas calcáreas), aunque

fuese una roca blanda, e identificar y caracterizar los niveles superiores: fangos; arenas finas limosas; areniscas, margas y conglomerados (véase figura 2).

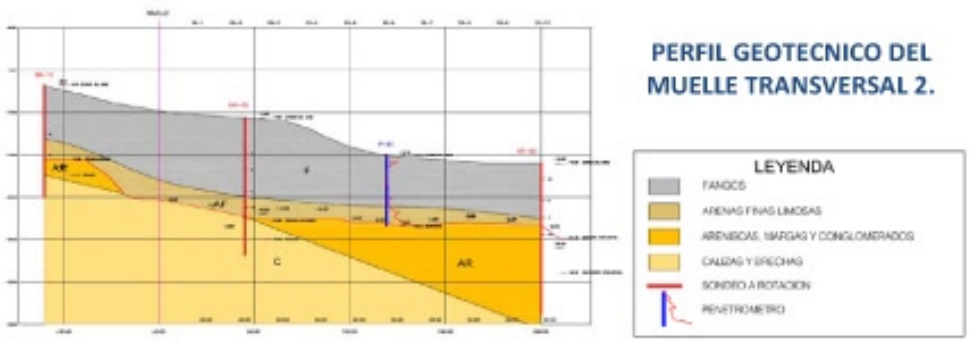


Figura 2. Perfil Geotécnico Realizado por CEMOSA

Segundo proyecto para la Autoridad Portuaria

Tras la entrega del proyecto anterior, el volumen de dragado que implicaba cobró mayor importancia, por su repercusión medioambiental. Para reducirlo significativamente se desarrolló un nuevo proyecto en el que los muelles transversales eran pilotados (cimentación profunda)(véase figura 3). Esta solución, adaptada toda ella a la nueva ROM 0.5-05, se entregó a la Autoridad Portuaria en noviembre de 2008. Además, la superficie de explanada se redujo, así como la longitud del muelle longitudinal. Para los muelles transversales, se desarrolló una solución con el tablero simplemente apoyado en los pilotes, solución que ya se había ejecutado con éxito en otros muelles de la Autoridad Portuaria.



Figura 3. Muelles Trasversales Pilotados

Proyecto Variante

Sobre la base del proyecto anterior, en 2009 se convocó un concurso de adjudicación de las obras, que permitía presentar una variante con los pilotes empotrados en el tablero. Las obras fueron adjudicadas a la U.T.E. Ferrovial-Cyes-Llull Sastre, en su solución variante, con pilotes empotrados en el tablero (véase figura 4). A continuación se describen, las ventajas y desventajas de comportamiento estructural del tablero empotrado.

Ventajas	Desventajas
Menores esfuerzos por cargas horizontales	Nudos complicados de ejecutar (Hormigonado, solapes, etc).
Menores deformaciones	Calculo y diseño complicados
Menores efectos de 2º Orden	
Mejor comportamiento frente a empujes	

Tras la adjudicación, la Autoridad Portuaria solicitó que los muelles transversales estuviesen preparados para recibir un tiro de bolardo de 150 t, en vez de las 100 t previstas inicialmente, con el fin de facilitar el atraque de los grandes cruceros que operan en el puerto.

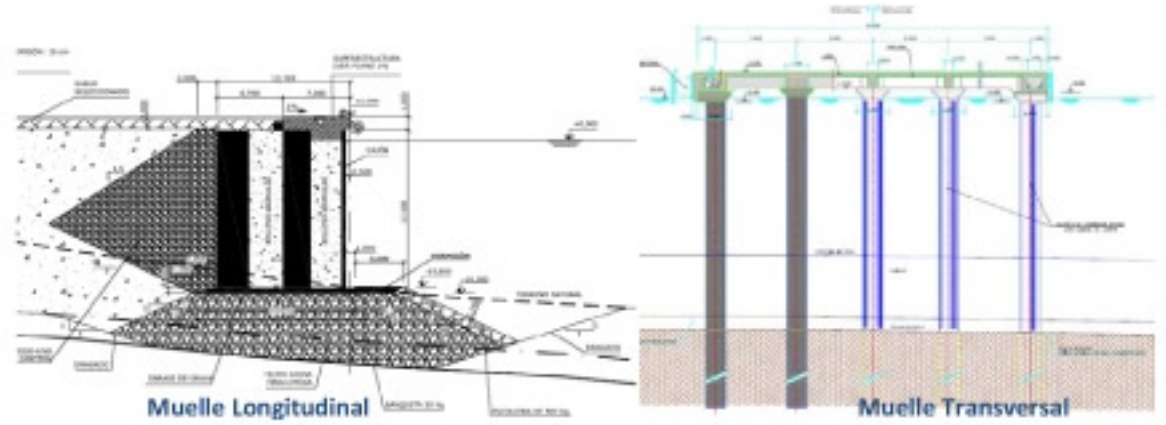


Figura 4. Solución Variante

TRABAJOS POSTERIORES A LA ADJUDICACIÓN

Campaña geotécnica complementaria

Con el fin de desarrollar adecuadamente esta solución, la UTE complementó la geotecnia del Proyecto de Licitación con una campaña adicional en 2010. En esta campaña se realizaron 16 nuevos sondeos a rotación (con la intención de reconocer y caracterizar en profundidad también los sustratos rocosos), fundamentalmente en la zona de los muelles transversales pilotados, y 11 ensayos CPTU, en la zona del muelle longitudinal y de su explanada (véase figura 5). Fruto de esta campaña, se redefinió la geotecnia del Proyecto de licitación.

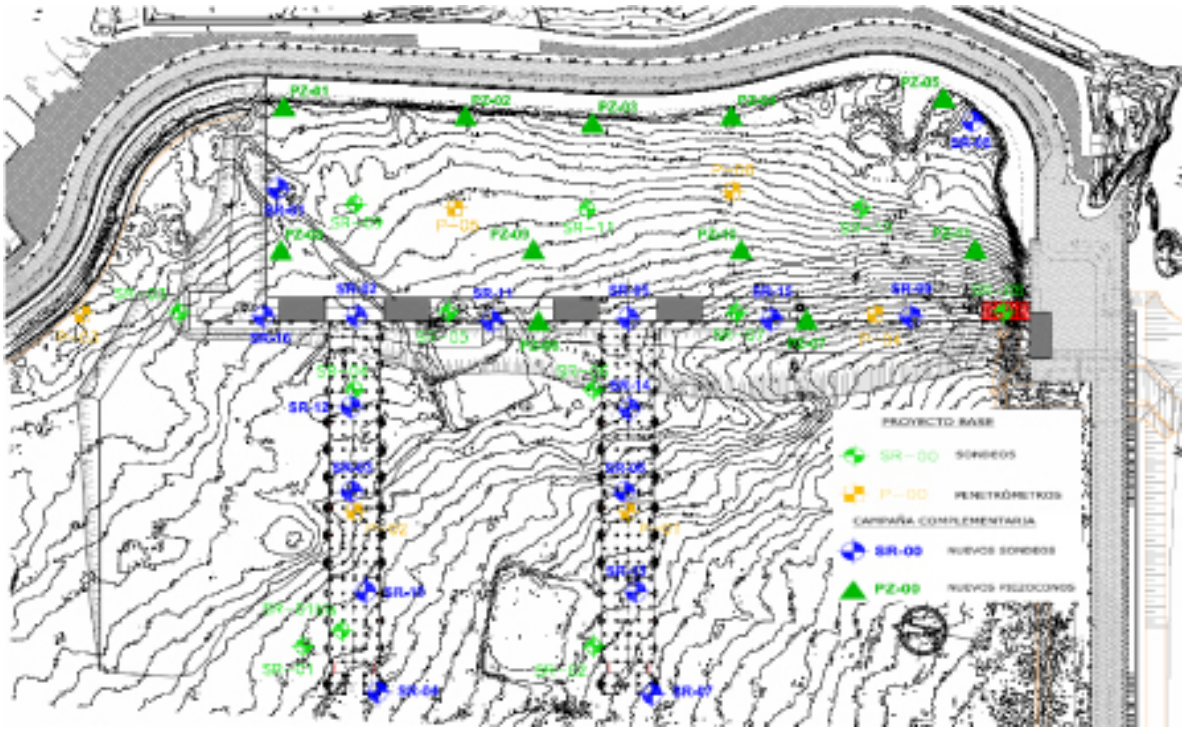


Figura 5. Campaña geotécnica complementaria

Bajo esta nueva definición del terreno, la UTE y el personal de Increa (responsable de la redacción de los Proyectos para la Autoridad Portuaria), con la asistencia de Cemosa, llevaron a cabo una nueva caracterización de las unidades geotécnicas identificadas (véase figura 6).

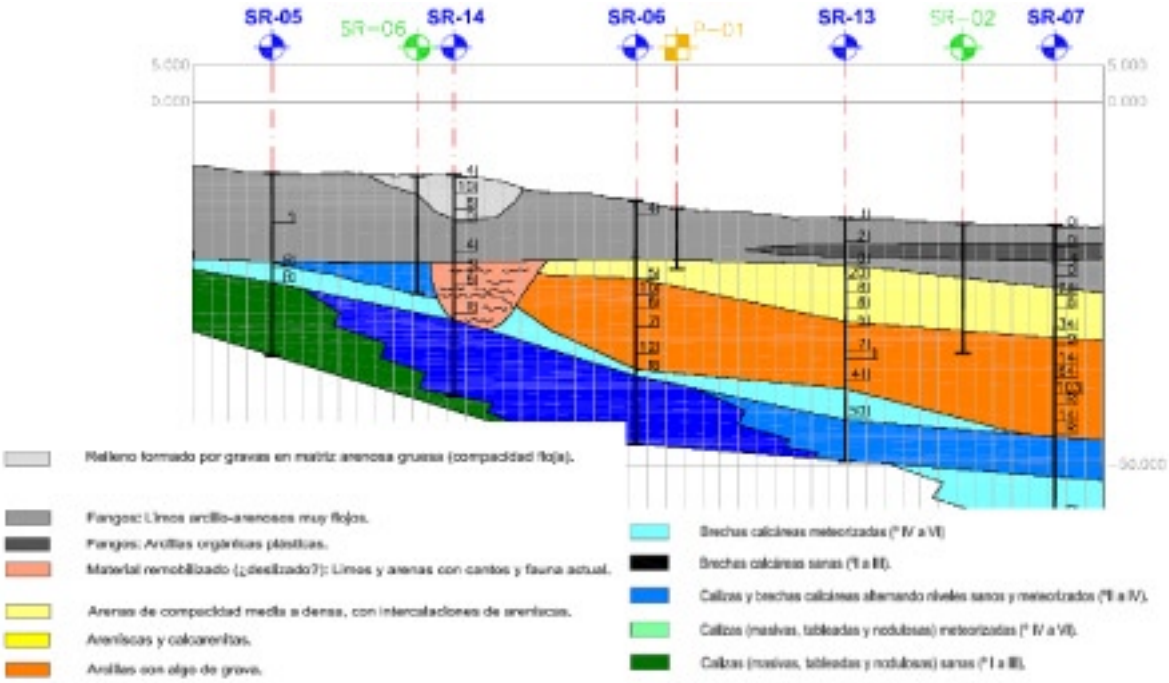


Figura 6. Perfil geotécnico del MT 2 según la campaña geotécnica complementaria

Optimización de los pilotes

Bajo petición de la Autoridad Portuaria de Baleares, Increa realizo una optimización de los pilotes de los muelles transversales, tanto de su longitud como de su armado. Esta optimización se está logrando gracias a:

- Desarrollo, para cada módulo, de un modelo en SAP en tres dimensiones, considerando los módulos de balasto de cada uno de los niveles geotécnicos, a partir de los datos de la campaña geotécnica complementaria (véase figura 7).

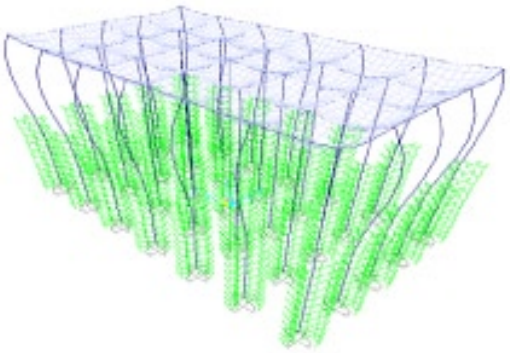


Figura 7. Modelo Sap 3D

- De este modo, puede llevarse a cabo una determinación más fiable de la envolvente de esfuerzos a lo largo de los pilotes y discriminar distintas zonas de armado a lo largo de la longitud del pilote (véase figura 8 y 9).

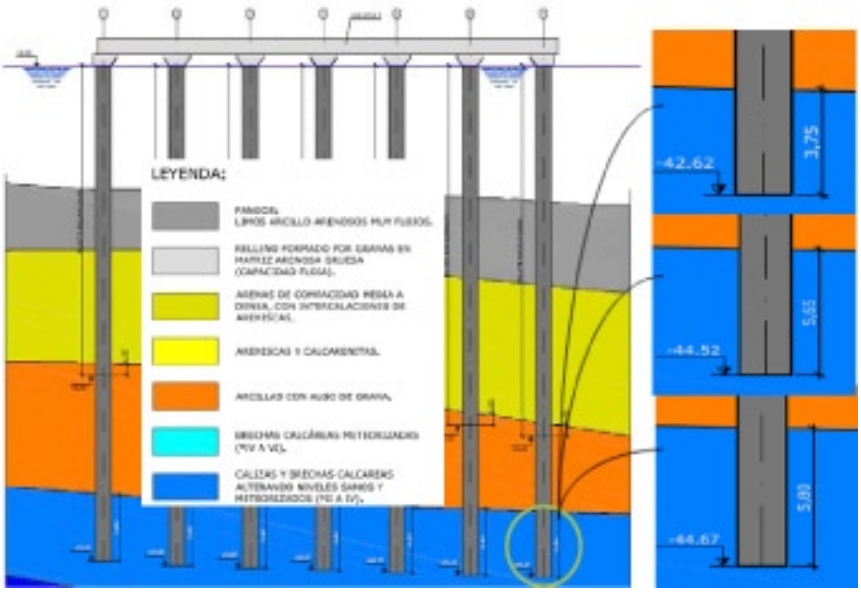


Figura 8. Optimización de longitudes de pilotes para distintas filas

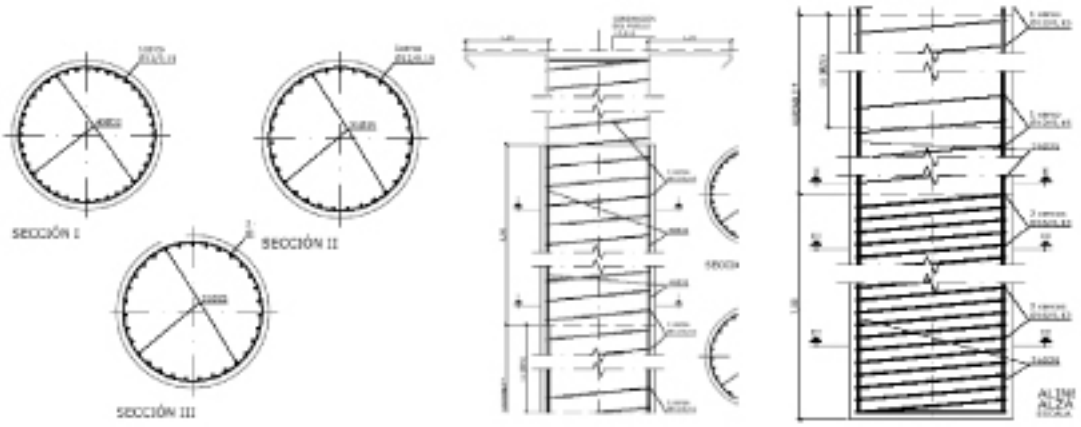


Figura 9. Ejemplo de armado discretizado en módulo 1, alineación 1, fila A del MT 1

- Ensayos "in situ". La Autoridad Portuaria de Baleares y la Asistencia Técnica (UTE Eptisa - Prointec) han promovido la realización de un ensayo de carga Célula de Osterberg en uno de los pilotes (véase figura 10). El mismo se llevó a cabo entre el 17 y el 18 de enero de 2011. Sus resultados permitieron incrementar de modo significativo los parámetros resistentes de las unidades geotécnicas y reducir así, aún más, las longitudes de los pilotes.



Figura 10. Instrumentación del pilote a ser ensayado con la célula Osterberg

Ensayo Célula de Osterberg

El Doctor Jorj O. Osterberg, Catedrático emérito de Ingeniería civil en la Universidad del Noroeste, inventó y desarrolló un dispositivo para ensayos de carga en cimentación profunda.

La O-cell es un dispositivo de gatos que se sacrifican, calibrados y de energía hidráulica que se instala en el interior de la unidad de cimentación. Al trabajar en dos direcciones, hacia arriba contra la resistencia de fuste y hacia abajo contra la resistencia de punta, la O-cell separa automáticamente los datos de resistencia. Debido a su instalación en el interior de la unidad de cimentación, el ensayo de carga por O-cell no está restringido a los límites de las vigas estructurales suspendidas y los pilotes de anclaje. Al contrario, la O-cell deriva toda la reacción procedente del suelo y/o sistema rocoso.

La reacción para movilizar la resistencia de fuste encima del O-cell cuando se realiza el ensayo y la resistencia de fuste aporta la reacción para simultáneamente movilizar la resistencia de punta. El ensayo de carga con la O-cell continúa hasta que tiene lugar una de las siguientes tres situaciones:
- Se alcanza la máxima resistencia de fuste,
- Se alcanza el valor límite de la capacidad de la punta
- Se llega a la capacidad máxima de la O-cell.

Cada célula de Osterberg está diseñada especialmente para permitir la medición directa de la expansión de la propia célula (véase figura 11). Al medir también el movimiento y compresión de la parte superior del pilote, se determina el movimiento hacia abajo, El rango de capacidades de las células Osterberg varía desde los 0.7 MN (150 kips) a 27 MN (6,000 kips), referencia folleto de Loadtest (2006).

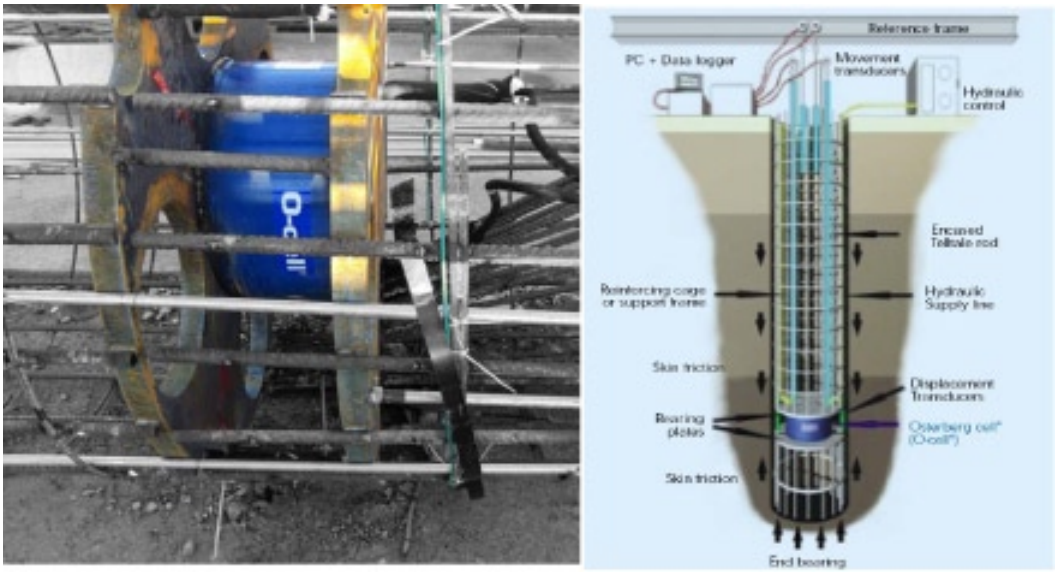


Figura 11. Célula de Osterberg y esquema general del ensayo

Ventajas Ensayo

- No requiere estructuras de reacción o anclajes: Mayor seguridad, ahorro de coste y menor espacio de trabajo necesario y tiempo de preparación.
- Cuantifica por separado valores reales de Rf (de los distintos estratos) y Rp del pilote. Altas capacidades de ensayo: Hasta 200 MNw (20.000 Tn).
- Economía frente a los ensayos estáticos convencionales (prueba de carga estática escalonada, penetración, etc): Mayor cuanto más grande es la carga máxima a aplicar (véase figura 12).
- Permite su realización en pilotes en agua, condiciones de acceso restringido o con nivel de hormigonado muy bajo.

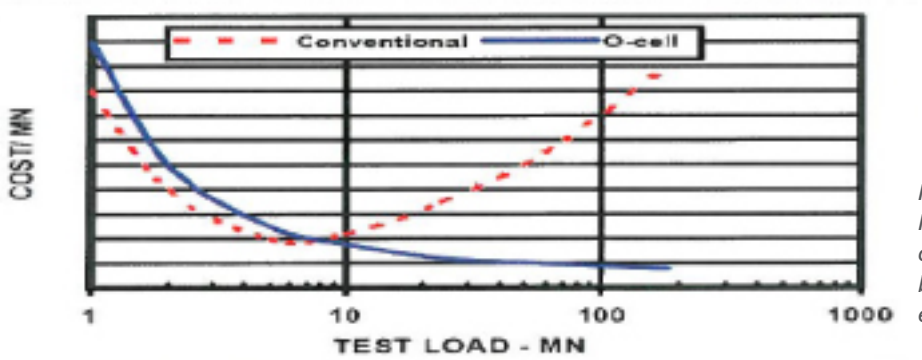


Figura 12. Relación coste / beneficio ensayo OC.

Finalidad del Ensayo

La finalidad de este ensayo es evaluar la resistencia del terreno en el que se están construyendo los pilotes de los nuevos muelles transversales en el Puerto de Ibiza para contrastarla con los parámetros adoptados para el modelo de cálculo del terreno.

El modelo del terreno que se está empleando en los cálculos de los pilotes es el que se recoge en la siguiente tabla:

TERRENO	Densidad aparente (t/m^3)	C` t/m^2	ϕ` °	Rp(1) t/m^2	Rf(1) t/m^2	Kb t/m^3
Fango	1,70	0	23	0	0	0
Arenas (finas y medias), areniscas y calcarenitas	2,00	0	33	150	3,00	3.700
Arcillas	2,05	0	30	250	4,50	3.000
Caliza meteorizada	2,30	0	35	550	8,20	11.000
Roca y brechas calizas, G.M. I a III	2,65	--	--	700	50,00	250.000

Por lo tanto, para la definición y realización de ensayo es importante tener en cuenta los siguientes aspectos:
- Elección del Pilote
- Elección de la Profundidad
- Elección de la Carga.

Además es fundamental una correcta instrumentación del pilote para obtener parámetros representativos (véase figura 13).

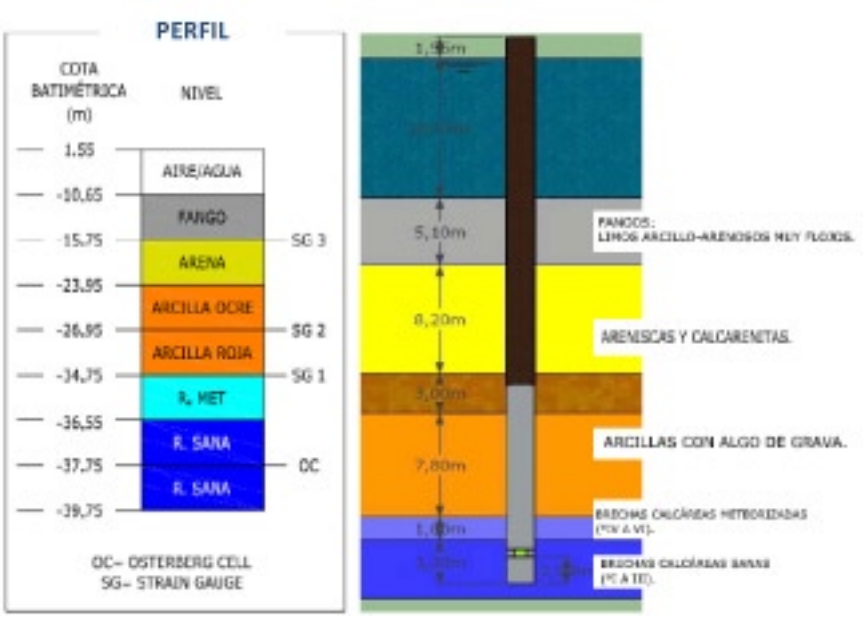


Figura 13. Instrumentación Pilote

Elección del Pilote

Se plantea hacer este primer ensayo en el módulo 4 del Muelle Transversal 1 (véase figura 14). Se puede observar, que entre los sondeos de la campaña complementaria, sólo el sondeo SR-10 cae en la zona donde irá el futuro módulo 4.

Se elige por tanto el pilote más próximo a este sondeo como pilote a ensayar. De este modo, se garantiza el mejor conocimiento posible del terreno realmente atravesado.

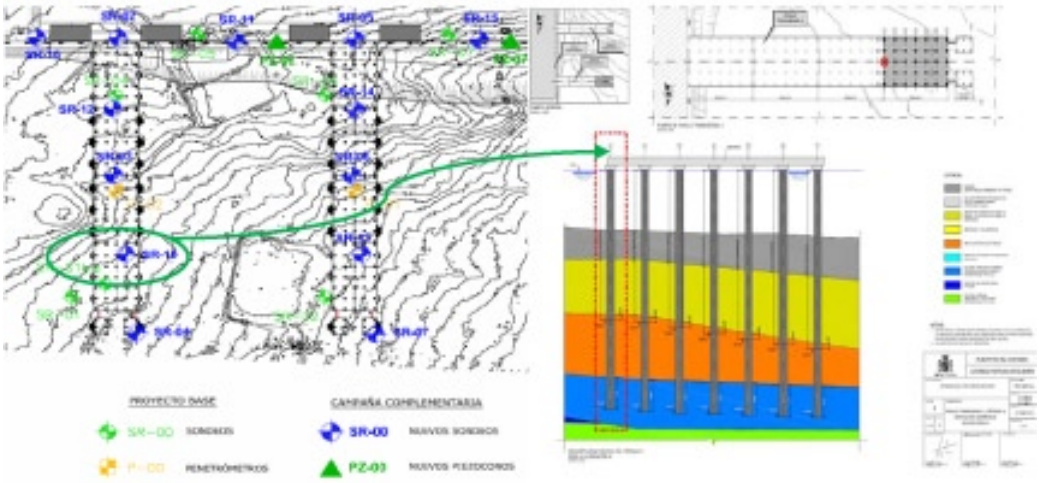


Figura 14. Elección pilote para ensayo de célula de Osterberg

Elección de Profundidad

Para definir la profundidad a la que debe disponerse la célula Osterberg dentro del pilote es preciso tener una idea de la relación entre la resistencia por punta y por fuste del pilote a ensayar.

De cálculos anteriores se sabe que la longitud de los pilotes viene condicionada por el modo de fallo de hundimiento. Si se extrapolan las cargas en cabeza de pilote del módulo 3 del Muelle Transversal 1 (ya calculado) al módulo 4, se tiene que la longitud de empotramiento en las calizas debe ser del orden de 6 m (valor calculado con el perfil del terreno más desfavorable dentro del módulo 4).

Para esta longitud de empotramiento, y con el perfil del terreno del sondeo SR-10, se tiene el siguiente reparto de resistencias por punta y por fuste.

Longitud del pilote (Lp) =		45,10 m
Cota fin de pilote (Cfp)		-44,10 m
Diámetro exterior del pilote (Dp) =		1,65 m
Diámetro interior del pilote (Dpi) =		0,00 m
Área transversal del pilote (Ap) =		2,1382 m2
Densidad del pilote (gammap) =		2,50 t/m3
Peso lineal del pilote (pp) =		5,35 t/m
Peso lineal sumergido del pilote (ppsum) =	3,15	3,15 t/m
Perímetro exterior del pilote (Ppil) =		5,18 m

FORMULACIÓN BÁSICA (Art. 3.6.4.1)

Peso efectivo del pilote exento (Wp1) =		40,65 t
Peso efectivo del pilote enterrado (Wp2) =		103,69 t
Peso efectivo del pilote (Wp) =		**144,34 t**
Resistencia por punta (Qp) =	1,00	**1.051,07 t**
Resistencia unitaria por la punta (qpu) =		491,56 t/m2

z (m)	Rp (t/m2)
-43,97	488,27
-45,19	519,78

	Espesor h (m)	Perímetro m	Af m2	Resistencia unitaria por fuste (t/m2)	R fuste Qf (t)	
Fangos	5,30	5,18	27,47	0,00	0,00	
Arenas/Areniscas	10,60	5,18	54,95	2,40	131,87	0,80
Arcillas	1,50	5,18	7,78	3,60	27,99	
	9,50	5,18	49,24	4,50	221,60	1,50
Calizas GM II a VI	6,00	5,18	31,10	8,20	255,03	
Resistencia por fuste (Qf) =					**636,50 t**	

Como puede observarse, la resistencia por punta es bastante superior a la resistencia por fuste más el peso del pilote. Ello quiere decir que, para investigar la resistencia de todas las capas del terreno, no es posible encontrar un punto del pilote donde se igualen las fuerzas ascendentes y descendentes para provocar el fallo del pilote. Por tanto, se recomienda disponer la célula Osterberg en el extremo inferior del pilote.

Elección de la Carga

Definida la ubicación de la célula Osterberg, queda por concretar la carga de diseño que debe ser capaz de alcanzar la misma.

Ya se ha mencionado antes que la resistencia por punta es muy superior a la resistencia por fuste más el peso del pilote. Será por tanto el fallo de la parte del pilote por encima de la célula Osterberg el que sirva para determinar la carga de ensayo.

De acuerdo con los cálculos obtenidos en la formulación básica (Art. 3.6.4.1) se tiene que:
– La resistencia teórica por fuste de la parte superior del pilote es de 636,50 t.
– El peso total del pilote es de 144,34 t.

Con el fin de tener en cuenta diversas desviaciones (factores de seguridad, criterios más o menos conservadores en la definición de los parámetros del terreno, etc.) y para que se puedan aprovechar mejor las resistencias (principalmente, por fuste) que puedan alcanzarse en el terreno, es aconsejable que la célula sea capaz de levantar del orden del doble del valor estricto de cálculo (780,84 t).

Resultados

Carga Máxima bi-direccional aplicada: **16,1 MNw** (véase figura 15).

- Los valores de Rf obtenidos en el ensayo de los distintos estratos (arcilla, caliza meteorizada y caliza Sana) son mayores que los supuestos en el cálculo previo
- Agotamiento de O-Cell sin llegar a movilizar Rf o Rp máx. → Coef. Seguridad real > estimado en cálculo.
- Incremento al alza de resistencias por fuste de calizas sanas, calizas meteorizadas y arcillas (ver tabla 2).
- Desplazamiento plato inferior célula: 2,73mm. (Rf terreno inferior + Rp) y en plato superior 1,63mm Rf1,Rf2, Rf3

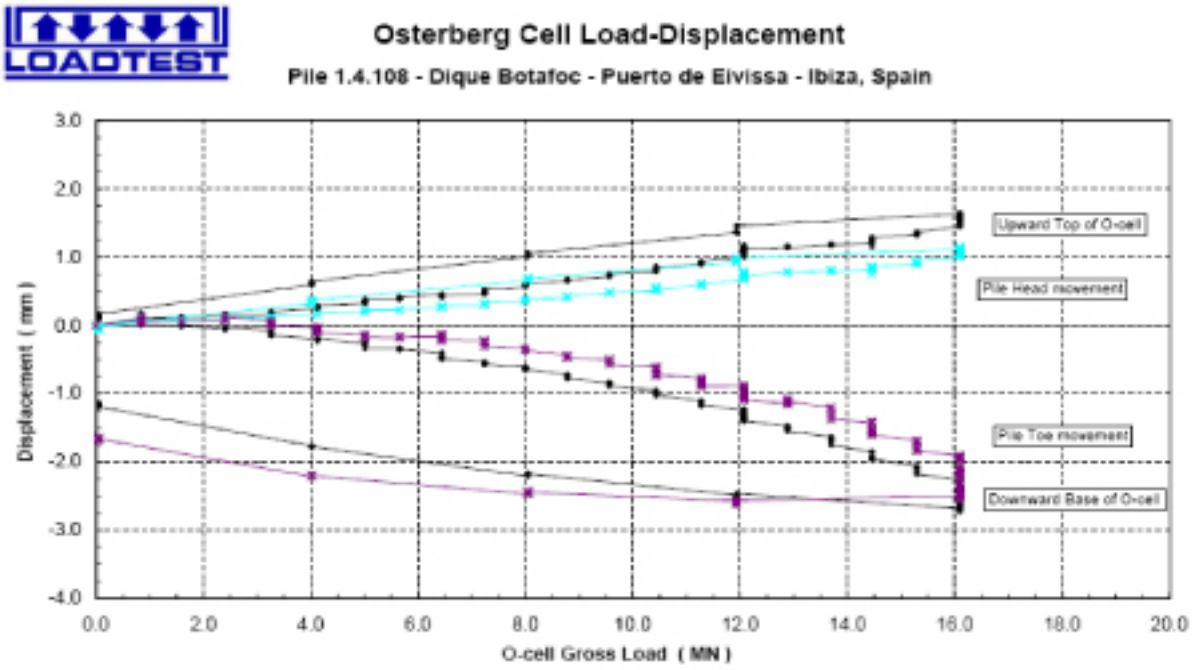


Figura 15. Resultados ensayo OC. (Carga / Desplazamiento)

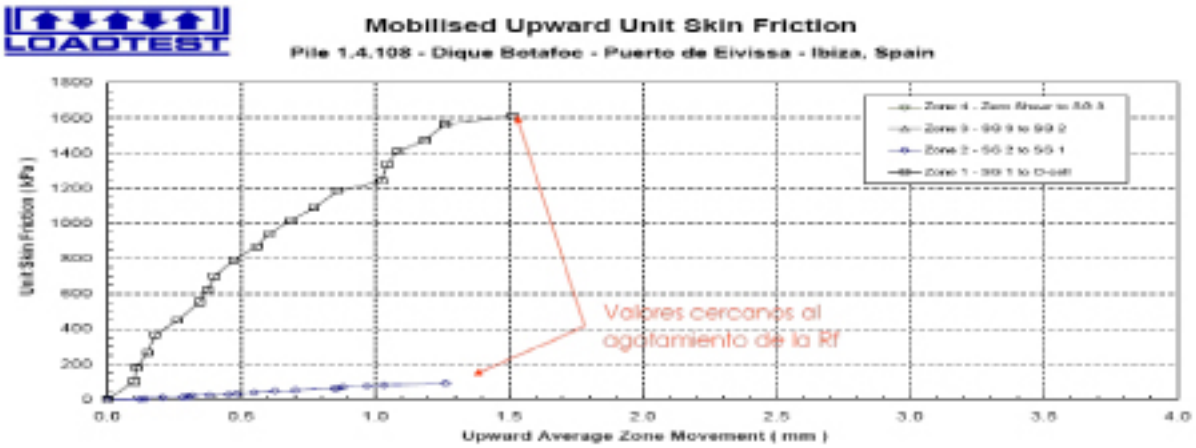


Figura 15. Resultados ensayo O.C. (Carga / Rf)

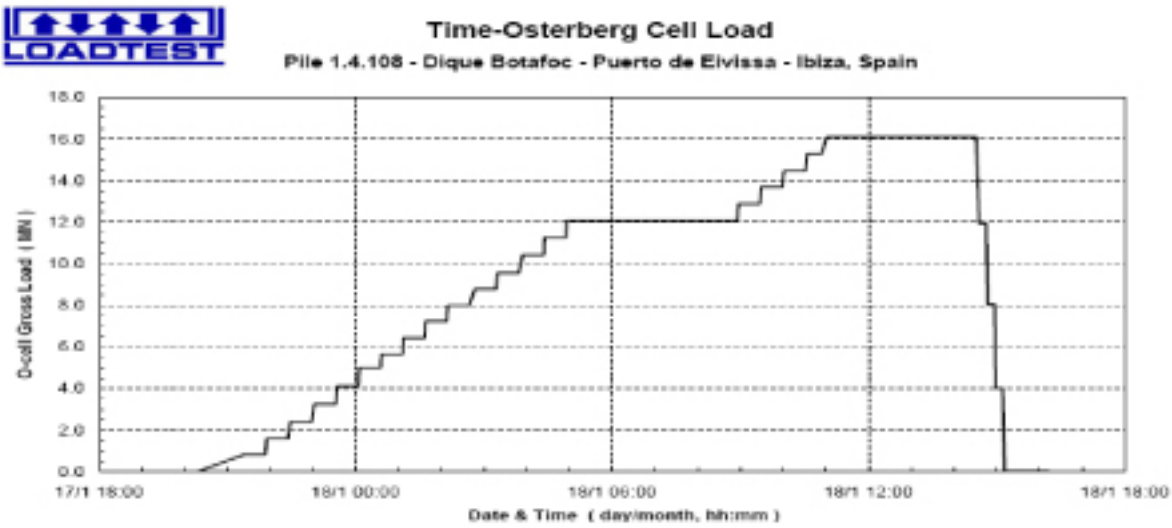


Figura 15. Resultados ensayo O.C. (Carga / Tiempo).

Zonas	Desplazamiento	Resistencia por fuste
Arenas (sensor 3 hasta sensor 2)	0,00 mm	0,0 KPa
Arcillas (sensor 2 hasta sensor 1)	1,26 mm (↑)	90,5 KPa (9 T/m2)
Calizas (sensor 1 hasta O-Cell)	1,51 mm (↑)	1.609 KPa (160 T/m2)

Tabla 2. Resultados Rf terreno, ensayo O.C.

Conclusiones

· **Optimización en recalculo**, *Increa* (5 Mód. + 2 Duques de alba):
– Longitud de pilote: Disminución del 7,5% (Empotramiento en roca).
– Longitudes de empotramiento en caliza meteorizada G.M. II-IV.

Antes de Osterberg	Optimizado (75% pilotes proy.)	
3,75 – 5,80 m.	2,00 m.	60%

• Optimización en Ejecución, Geólogo a pie de pontona (4 Mód):
– Longitud de pilote: Disminución del 3% (Empotramiento en roca).

Importante reducción de longitud en todos los pilotes calculados con los parámetros corregidos tras el ensayo OC (véase figura 16); además del ahorro por contar con un geólogo a pie de obra durante todo el proceso de perforación del pilote.

Los resultados de este ensayo se aplicaron al módulo 4 del muelle transversal 1, a todo el muelle transversal 2 y a los duques de alba (véase figura 17).

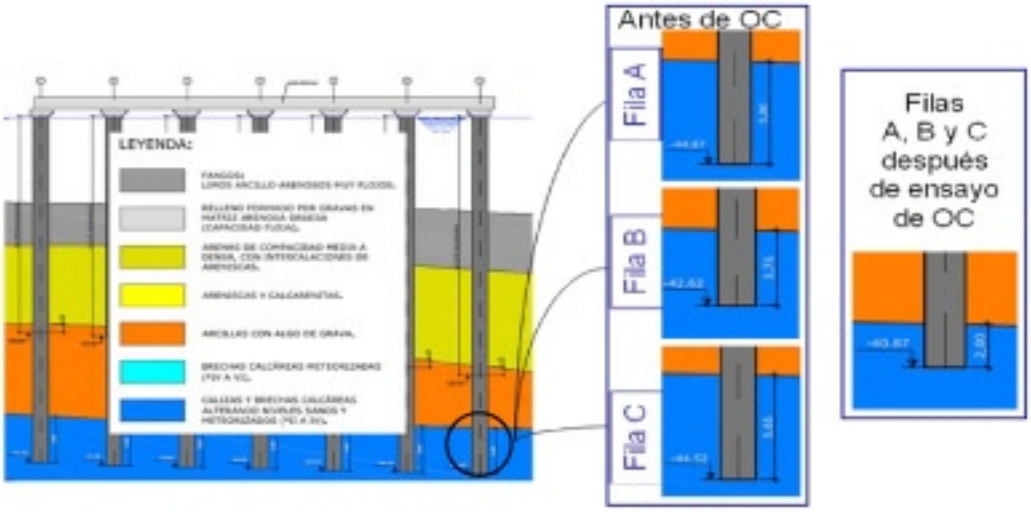


Figura 16. Reducción del empotramiento en pilotes después del ensayo O.C.

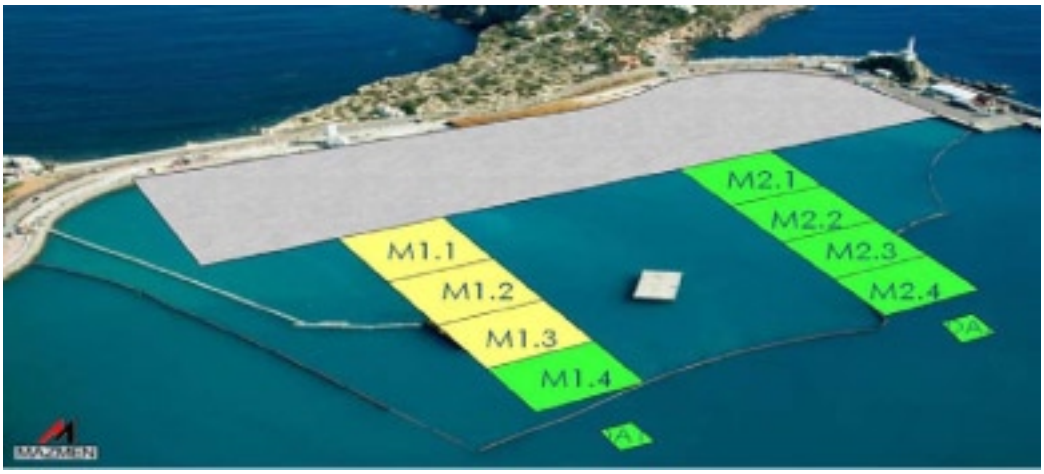


Figura 17. Planta General de Muelles Transversales Optimizados con O.C



Figura 18. Ejecución del Ensayo O.C.

5.6.3. SEGUIMIENTO AMBIENTAL DE LAS OBRAS "EXPLANADA Y MUELLES COMERCIALES AL ABRIGO DEL DIQUE BOTAFOC EN EL PUERTO DE EIVISSA"

A. Matías[1], J. Martín[1], V. Díaz[2]

1. Ángel Matías, Jorge Martín, A.P.BALEARES, Moll Vell 3, 07012 Palma de Mallorca
amatias@portsdebalears.com , jmartin@portsdebalears.com
2. Víctor Díaz, PROINTEC, Avda. Burgos 12, 28036 Madrid, vdiaz@prointec.es

INTRODUCCIÓN

Actualmente, la ejecución de grandes obras de ingeniería no supone solo un reto a nivel técnico y económico, sino también a nivel ambiental, ya que deben incluir compromisos de sostenibilidad respecto a diversos parámetros.

Las obras de construcción de "Explanada y Muelles Comerciales al Abrigo del Dique Botafoc en el Puerto de Eivissa", no solo responden a esos compromisos ambientales, sino que además disponen de mecanismos que suponen una garantía para su cumplimiento, aplicando todas la tecnologías disponibles e impulsando la investigación y la conservación de la naturaleza en el campo de las fanerógamas marinas.

Con estas obras no se pretende ampliar únicamente la capacidad del puerto, sino asegurar un tránsito en las debidas condiciones de calidad (medidas en términos de esperas o ausencia de congestión), eficiencia, seguridad para todos los usuarios y sostenibilidad.

Localización

Ibiza es una isla localizada en el Mar Mediterráneo, perteneciente a la Comunidad Autónoma de las Islas Baleares, que se caracteriza por la calidad de sus fondos oceánicos y de sus aguas, gracias a la presencia de la Posidonia oceanica, entre otras fanerógamas marinas.



DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

La construcción del dique de Botafoc ha generado posibilidades de desarrollo de la infraestructura del puerto que no existían con anterioridad y que permiten diseñar alternativas de ordenación que eliminan las dificultades operativas que se producen en los muelles tradicionales cuya situación, contigua a las áreas de mayor presión urbana, es fuente continua y creciente de conflictos.

En el Puerto de Ibiza, actualmente, las operaciones portuarias de tráfico de pasajeros en las líneas de cabotaje se realizan principalmente en los Muelles Sur. La problemática en la explotación portuaria en estos muelles se plantea con la generalización de buques de tipo mixto, es decir, buques con transporte de mercancías y pasajeros que precisan instalaciones específicas como una estación marítima que en el Puerto de Ibiza, se encuentra en los Muelles Sur, zona en la

que no existe superficie mínima para que la operación portuaria pueda desarrollarse en condiciones de seguridad y calidad.

Ante esta problemática la Autoridad Portuaria de Baleares se planteó la necesidad de realizar una nueva infraestructura que permitiera el atraque simultáneo de hasta 5 nuevos grandes buques y que proporcionara 75.000 metros cuadrados de explanada, y unos muelles que dieran respuesta a las nuevas necesidades demandadas, además de mejorar las tareas inherentes a la explotación portuaria.

Durante la redacción del proyecto se estudiaron diferentes alternativas, realizando un pre diseño y valorando cada solución, deduciendo que lo más adecuado para el desarrollo del Puerto de Ibiza y para satisfacer las necesidades del tráfico marítimo era crear unas nuevas explanadas al abrigo del dique de Botafoc.

De acuerdo con los criterios y necesidades de la Autoridad Portuaria y analizando las conclusiones del Estudio de Impacto Ambiental, se eligió la Alternativa que planteaba la solución mixta, empleando cajones para el muelle longitudinal, y pilotes para los muelles transversales, optimizando las estructuras y minimizando el impacto ambiental de las obras. (Véase Figura 1).

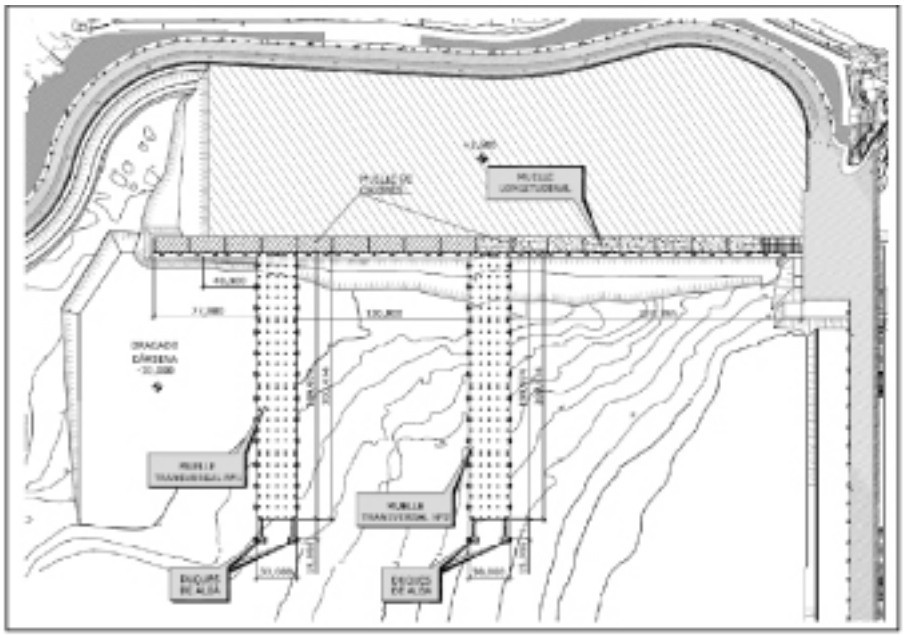


Figura 1. Planta general de las obras en ejecución

Para la ejecución de estas obras se están cuidando al máximo los aspectos medioambientales y paisajísticos, considerando que este Puerto tiene unas connotaciones culturales, turísticas y ambientales de extrema importancia, al estar declarada Ibiza Patrimonio de la Humanidad por su biodiversidad y sus valores culturales desde 1999.

Los datos principales de la obra son:
· Plazo: 27 meses
· Presupuesto de licitación: 93.852.166,57 €
· Presupuesto por contrata: 77.709.593,64 €
· Promotor: Autoridad Portuaria de Baleares
· Contratista: Unión Temporal de Empresas (UTE) "Muelle Botafoc", compuesta por las empresas Ferrovial Agromán S.A., Cyes (Construcción y Estudios S.A.) y Construcciones Llull Sastre S.A.
· Asistencia Técnica: Unión Temporal de Empresas "UTE A.T. Dique Botafoc", compuesta por las empresas Eptisa Servicios de Ingeniería S.L. y Prointec S.A.

SEGUIMIENTO AMBIENTAL

Plan de Vigilancia Ambiental

El Proyecto "Explanada y muelles comerciales al abrigo del Dique de Botafoc en el Puerto de Eivissa" se encuentra comprendido en el apartado 9.k del Anexo II del Real Decreto Legislativo 1/2008, de 11 de enero, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos, habiéndose decidido su sometimiento a evaluación de impacto ambiental por decisión del Director General de Calidad y Evaluación Ambiental, de fecha 29 de noviembre de 2005 y procediendo formular su declaración de impacto de acuerdo con el artículo 12.1 de la citada norma. A pesar que las obras comprendidas en este proyecto ya habían sido evaluadas anteriormente desde el punto de vista medioambiental, y en la Declaración de Impacto Ambiental correspondiente (1994) se contemplaba su ejecución, el Órgano Ambiental consideró que dichas obras debían ser objeto de una nueva tramitación ambiental.

A tal fin, la Autoridad Portuaria de Baleares (en adelante APB) realizó un Estudio de Impacto Ambiental cuya información pública se realizó a través del Boletín Oficial del Estado nº 261 de fecha 31 de octubre de 2007 y en el Boletín Oficial de las Islas Baleares nº 163 de 1 de noviembre de 2007, así como en diversos periódicos de la zona.

Una vez realizada la tramitación correspondiente, con fecha 17 de junio de 2008 se produce la Resolución de la Secretaría de Estado de Cambio Climático por la que se formula la **Declaración de Impacto Ambiental** (en adelante DIA) **del Proyecto "Explanada y Muelles Comerciales al abrigo del dique de Botafoc en el Puerto de Eivissa"**, publicada en el BOE nº212 del 2 de septiembre de 2008.

El Estudio de Impacto Ambiental propuso un Plan de Vigilancia Ambiental que se elaboró teniendo en cuenta las declaraciones de impacto ambiental y los planes de vigilancia de obras anteriormente realizadas en la Bahía de Ibiza, como fue la construcción del dique de Botafoc en el año 2001. Si bien, el **Plan de Vigilancia Ambiental** que se está desarrollando actualmente en la obra se trata de una actualización del plan de vigilancia que proponía el Estudio de Impacto Ambiental, junto con el contenido de la Declaración de Impacto Ambiental (2008) y actualizado en base a la legislación vigente. Este plan desarrolla la ejecución del seguimiento y control sobre los siguientes aspectos:

· Niveles de ruidos durante las obras.
· Medidas de protección contra el polvo.
· Control de la calidad de las aguas marinas.
· Control de la calidad de los sedimentos y material de dragado.
· Control de la biosfera marina.
· Detección, rescate e inventario de restos arqueológicos marinos.
· Medidas de integración paisajística

Todos estos parámetros se controlan mediante una red de vigilancia ambiental distribuida por el ámbito de influencia de las obras, constituida por:
· Estaciones de seguimiento de los niveles de ruido.
· Estaciones atmosféricas con captación de partículas en suspensión y sedimentables.
· Puntos de muestreo de aguas.
· Zonas de muestreo del material dragado.
· Filmaciones submarinas en transectos de control bionómico.
· Proyecto de integración paisajística y ambiental de la infraestructura.

El control analítico de los parámetros definidos en el PVA se realiza por la empresa Intercontrol Levante S.A. (véase Figura 2).



Figura 2. Red de estaciones de control

Niveles de ruido durante las obras:

Se están realizando durante las obras campañas de medición acústica con una periodicidad mensual. Los métodos y procedimientos de evaluación de los índices acústicos siguen las directrices de la norma UNE EN ISO 17020 y se realizan mediante sonómetro CESVA, modelo SC310 calibrado por ENAC, siguiendo la metodología descrita en el Real Decreto 1367/2007.

Hay nueve (9) puntos de muestreo que están ubicados en la obra y en sus inmediaciones, en las siguientes zonas: Barrio de La Marina y Sa Penya, Zona Urbana Marina Botafoc, Illa Plana, Illa Grossa y Avenida 8 de Agosto.

Los puntos de muestreo se han situado de acuerdo a criterios de proximidad a los potenciales receptores, presencia de focos significativos de ruidos y distancia a los focos de ruido en obra.

El índice de evaluación que se utiliza es el índice de ruido continuo equivalente LKeqTi (dBA), corregido por ruido de fondo, la presencia de componentes tonales emergentes, componentes de baja frecuencia y ruido de carácter impulsivo.

También se realizan mediciones in situ para la evaluación del nivel de presión sonora $L_{Aeq,T}$.

Medidas de protección contra el polvo:
Mensualmente se realiza el control de la calidad del aire mediante la medida de las partículas sedimentables y la fracción particulada PM10
- Punto 1: Punto situado en los Barrios de Sa Peña y La Marina; los captadores se sitúan dentro de los límites del Edificio de la Comandancia Militar. . Las mediciones se realizan en cinco puntos de muestreo situados en el perímetro de la zona de actuación. Estos puntos son:
- Punto 2: Punto situado en la parte final del Dique de Botafoc.
- Punto 3: Punto situado en la Avenida 8 de Agosto por la cual se produce la circulación de camiones que lleven el material a la obra.
- Punto 4: Punto situado en el interior del Puerto de Ibiza, los captadores se sitúan en una terraza de la Estación Marítima. cubre la dirección dominante de los vientos procedentes del SE.

- Punto 5: Punto situado en el faro Botafoc. Este punto recoge la dispersión potencial de polvo de todos los focos de contaminación difusa y cubre la dirección de los vientos procedentes del Norte.

Los métodos de análisis que se utilizan son:
- Para la determinación de Partículas Sedimentables, el indicado en el Anexo V de la Orden de 10 de Agosto de 1976.
- La determinación de la fracción particulada PM10 se realiza siguiendo las directrices de la norma UNE EN 12341:1998.

Control de calidad de aguas marinas:

El control de calidad del agua se realiza en quince (15) estaciones de control mediante medición de perfiles mediante sonda multiparamétrica con los siguientes parámetros: oxígeno disuelto, pH, temperatura, conductividad, redox, irradiancia, clorofila, turbidez, salinidad y transparencia mediante disco Secchi.

Estos controles se han realizado quincenalmente desde el inicio de las obras hasta que comenzaron las labores de dragado, donde la periodicidad fue semanal. Tras la finalización del dragado, el control de calidad de las aguas se realiza mensualmente.

Adicionalmente se realiza el control de calidad del agua mediante tomas de muestra en media columna de agua, en siete (7) de las quince estaciones de control. En estas muestras se realizan los siguientes ensayos físico-químicos: aceites y grasas, amonio, detergentes aniónicos, fosfatos, fósforo, hidrocarburos, nitratos, nitritos, nitrógeno total, recuento de Coliformes fecales, recuento de Enterococos, recuento de Escherichia coli, silicatos y sólidos en suspensión.

Control de calidad de sedimentos y material de dragado:

Durante el mes de junio de 2010 se realizó el estudio de la calidad de los sedimentos y material de dragado, tal y como indicaba el Plan de Vigilancia Ambiental de las obras, con el fin de caracterizar la calidad de los sedimentos y material de dragado. Se analizaron un total de 20 muestras localizadas a lo largo de toda la zona de actuación de las obras, de acuerdo con las vigentes "*Recomendaciones para la gestión del material dragado en los puertos españoles*" del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX, 1994). Los ensayos realizados a los sedimentos fueron los parámetros establecidos en el Grupo A. Las conclusiones de dicho estudio fueron:

- Respecto a las características físicas analizadas en los sedimentos, se observó una gran homogeneidad en los resultados, con curvas granulométricas similares y texturas francoarenosas en todas las muestras.
- Respecto a las características químicas, todos los parámetros del Nivel de acción 1 establecidos por las recomendaciones del CEDEX, presentan concentraciones por debajo de los valores límites establecidos.
- El contenido en materia orgánica de todas las muestras fue menor del 10%.

Por todo ello se pudo establecer que los sedimentos analizados se englobaban dentro de la CATEGORIA I propuesta por las Recomendaciones del CEDEX, "*cuyos efectos químicos o bioquímicos sobre la flora y la fauna marinas son nulos o prácticamente insignificantes*", y que por tanto "*podrán verterse libremente al mar, con la sola consideración de los efectos de naturaleza mecánica*", de acuerdo con dichas Recomendaciones.

Control de la biosfera marina:

El control de la biosfera marina incluye las siguientes actuaciones: seguimiento y caracterización de las praderas de Posidonia oceanica, prospecciones con TV

submarina georeferenciada (transectos con TV submarina), caracterización de comunidades bentónicas de sustrato blando (aplicación de índices bióticos y evaluación del estado de conservación de las comunidades bentónicas), y caracterización de las comunidades planctónicas (análisis cuantitativos de fitoplancton y zooplancton marino).

La caracterización de praderas de Posidonia oceanica se realiza mediante inmersión para evaluar la densidad de la pradera, porcentaje de rizomas plagiotropos, cobertura y densidad global de la pradera, e índice de conservación de la pradera.

La cuantificación de la tasa de sedimentación se realiza mediante instalación de captadores de sedimento (trampas de sedimento) en los mismos puntos de caracterización de la pradera de Posidonia oceanica, con el objetivo de estimar la tasa de sedimentación de partículas sobre esta fanerógama marina.

Para la prospección de fondos se realizan transectos de TV submarina, de esta forma, las imágenes son visionadas en tiempo real en la embarcación durante la ejecución de los trabajos para posteriormente almacenar las imágenes en soporte digital para su análisis en el laboratorio e integración en software GIS.

En cuanto a la caracterización de las comunidades planctónicas, el seguimiento que se realiza es: análisis y caracterización de la comunidad zooplanctónica mediante arrastres verticales con red de plancton de 100 µm de luz de malla, y posterior identificación taxonómica con microscopio estereoscopio y análisis y caracterización de la comunidad fitoplanctónica mediante tomas de muestra de aguas a nivel superficial, concentración en cámaras de sedimentación y cuantificación, e identificación mediante el microscopio óptico.

Detección, rescate e inventario de restos arqueológicos marinos:

Los estudios arqueológicos son un complemento importante a los distintos parámetros que se controlan para realizar el seguimiento de las actividades de obra. Estos trabajos se han realizado en dos fases:

- Primera fase: como trabajos previos al inicio de las obras se realizaron los trabajos de geofísica, sondeos arqueológicos, batimetría y cartografía bentónica de los fondos marinos de la obra, apoyados con filmaciones submarinas y prospecciones subacuáticas, para detectar la posible existencia de piezas de valor arqueológico.

- Segunda fase: consiste en la presencia permanente de un equipo de arqueólogos en las dragas (durante 24 h al día, los siete días de la semana) para controlar las piezas que se pudieran localizar. Las piezas recuperadas han sido catalogadas, inventariadas y entregadas a la administración competente.

Medidas de integración paisajística

Las medidas de integración paisajística que se llevarán a cabo antes de la finalización de los trabajos están basadas en la remodelación del vial de acceso al dique de Botafoc, y en la integración de la nueva estación marítima, tal y como se desarrolla en el Proyecto de Integración Paisajística y Ambiental de la Infraestructura.

PLAN ESPECIAL DE VIGILANCIA AMBIENTAL PARA EL VERTIDO Y DRAGADO

A finales de julio de 2010 se celebró en la ciudad de Brasilia la 34ª Reunión del Comité del Patrimonio Mundial de la UNESCO (Agencia de las Naciones Unidas para la Ciencia, la Educación y la Cultura). En esta Asamblea, se examinó también el estado de conservación de los sitios inscritos en la Lista del Patrimonio Mundial en Peligro y decidieron la inscripción de otros sitios cuya protección exigía una atención especial.

La UNESCO consideró que las obras de ampliación del puerto de Ibiza no ponían en peligro los bienes declarados Patrimonio de la Humanidad, debido a que se desarrollaron medidas para la preservación de los bienes naturales y culturales. Por lo tanto, se decidió descartar su inclusión en la lista del Patrimonio de la Humanidad que estaba en peligro, aunque este Organismo pidió al Estado Español que comunicase de manera inmediata en caso de que se produjera algún efecto inesperado o adverso durante, y después, del proceso de dragado del puerto.

Una medida que se adoptó para garantizar la transparencia de las obras ha sido la elaboración de un Plan Especial de Vigilancia Ambiental de las operaciones del Dragado y Vertido que se remitió al Centro de Patrimonio Mundial un mes antes de iniciarse las actividades de dragado.

Este plan incluía la identificación de los riesgos potenciales, el contacto con las personas responsables de su verificación, la definición de la gravedad de las alertas y la descripción de las acciones de respuesta, procedimientos y medios a utilizar contra las posibles emergencias. Además, comprendía la publicación en internet en tiempo real del control de las obras mediante unos indicadores que son los siguientes: condiciones meteorológicas, calidad de las aguas en la zona del vertido y en las proximidades del Parque Natural de Ses Salines, y la localización de la embarcación del transporte y el vertido de los materiales de dragado.

Las principales actuaciones del Plan Especial de Vigilancia Ambiental del Dragado y Vertido han sido:

1. Sistemas de *previsión en la evolución de los vertidos* procedentes del dragado de las obras del Puerto de Eivissa, cuyo objetivo era establecer un sistema que predijese las concentraciones de sólidos en suspensión que se producirían en la zona. Su metodología se basaba en la modelización numérica que añadiera a una descripción fija de las características de los fondos marinos existentes, las condiciones de corriente, la secuencia de vertidos, y los volúmenes de material dragado que se vertían en cada momento.

   Para ello se diseñó un sistema de previsión informático que se alimentaba de información de previsión del nivel de marea mediante datos publicados por el Organismo Público Puertos del Estado para el Puerto de Ibiza, información de previsión de velocidad y dirección del viento mediante datos publicados por Puertos del Estado para la boya de Dragonera y características granulométricas del material a verter.

   Con esta información, actualizada cada 24 horas, se realizaban simulaciones que determinaban:
   - Las corrientes en la zona, mediante la aplicación del modelo numérico MIKE 21
   - Las concentraciones de material en suspensión en la zona, y en especial en los puntos de control, estimadas considerando distintos momentos para la realización de los vertidos, a intervalos de 2 horas, mediante la aplicación del modelo de evolución de partículas MIKE 21 PA.

   De esta forma se conocía en cada caso cuál podía ser la potencialidad de riesgo de afección del vertido que pudiera dirigirse hacia la zona de la Reserva Marina, estableciéndose de forma inmediata las alertas pertinentes que regularan el desarrollo de los vertidos en la zona designada.

2. Sistema de medición de evolución de los vertidos de los dragados procedentes del Puerto de Eivissa. Este sistema comprendía cuatro objetivos, mediante los cuales se realizaba la comprobación diaria de la situación real en el punto de vertido, en las proximidades de la reserva, y en la zona de pradera de Posidonia oceanica en la isla de Espardell. Se analizaron los siguientes parámetros en cada uno de ellos, como se describe a continuación:

Objetivo 1: Previsión de la evolución del vertido. Se establecieron 6 puntos de control de aguas marinas, en los cuales y a partir de campañas iniciales previas a los vertidos, se establecieron los valores de referencia. Estas estaciones se situaban: 3 a una distancia aproximada de 1 kilómetro de la zona de vertido (VA1.1, VA2.1 y VA3.1), y las otras 3 a una distancia aproximada de 3 kilómetros de la zona de vertido (VA1.2, VA2.2 y VA3.2). En esas estaciones se llevaron a cabo las siguientes actividades: medición de la irradiancia, turbidez, transparencia (a lo largo de la columna de agua, con disco de Secchi y sonda multiparamétrica) y sólidos en suspensión (recogida de muestras de agua a media columna de agua con botella hidrográfica).

Objetivo 2: Previsión de la evolución del vertido. Se establecieron 6 puntos de control de aguas marinas, y a partir de campañas iniciales previas a los vertidos, se establecieron los valores de referencia. Estas estaciones se situaban: 3 a una distancia aproximada de 2 kilómetros de la zona del Reserva Natural de Ses Salines (EA1.2, EA2.2 y EA 3.2); y 3 en el límite de la Reserva Natural de Ses Salines (EA1.1, EA 2.1 y EA3.1). De estos puntos, tres estaban ubicados frente a las costas de la Isla de Espardell. En esas estaciones se llevaron a cabo las mismas mediciones del objetivo 1.

Objetivo 3: Previsión de la evolución del vertido. En la zona de pradera de Posidonia oceanica de la isla de Espardell se ubicaron 3 zonas de seguimiento con 2 estaciones de control en cada una, a diferentes profundidades entre el límite inferior de la pradera y su límite superior. Dos de esas zonas se localizaban en la zona este de la isla (EP1.1, EP1.2, EP2.1 y EP2.2) y una en la zona oeste (EP3.1 y EP3.2). Esta última serviría para conocer los valores de los descriptores propuestos en zona no afectable. En esas estaciones se llevaron a cabo las siguientes actividades: medición de la irradiancia, turbidez y transparencia (a lo largo de la columna de agua, con disco de Secchi y sonda multiparamétrica), y el control de la sedimentación. Esta última actividad perseguía analizar la tasa de sedimentación en los fondos marinos de la isla de Espardell, para observar la posible deposición de sedimentos procedentes del vertido y su incidencia en la pradera de *Posidonia oceanica*, mediante la instalación de cuatro captadores de sedimentos ubicados al este y dos al oeste de la isla de Espardell (seis en total).

Objetivo 4: Transectos con cámara de vídeo remolcado. En las 3 zonas de seguimiento señaladas para la isla de Espardell (Objetivo 3) y entre las 2 estaciones de control situadas a lo largo de la distribución batimétrica de la pradera de Posidonia oceanica, se realizaron 3 recorridos o transectos de filmación mediante cámara remolcada a partir de los cuales se analizó la evolución de los parámetros meso y macroestrucutrales de los recubrimientos vegetales, con especial atención a las praderas de *Posidonia oceanica* y a la presencia de frondes del alga invasora *Caulerpa racemosa*.

El seguimiento ambiental que se ha llevado a cabo respecto del vertido de los materiales dragados en la zona marina autorizada se ha realizado por parte de la empresa especializada Hidtma Ecomar S.L., y se ha centrado en el seguimiento ambiental del vertido de los materiales dragados y en el seguimiento arqueológico de los dragados (comentado anteriormente en el apartado del Plan de Vigilancia Ambiental de obras).

En la figura 3. Se observa la distancia a la que estaba ubicado el punto de vertido, tanto del Puerto de Ibiza como de la zona protegida, así como la distribución de las estaciones de control de calidad del agua (donde se medían valores de transparencia, irradiancia y turbidez), tanto en los alrededores del punto de vertido autorizado, como en el límite de la zona protegida y al este y oeste del islote de Espardell (dentro de la zona protegida).

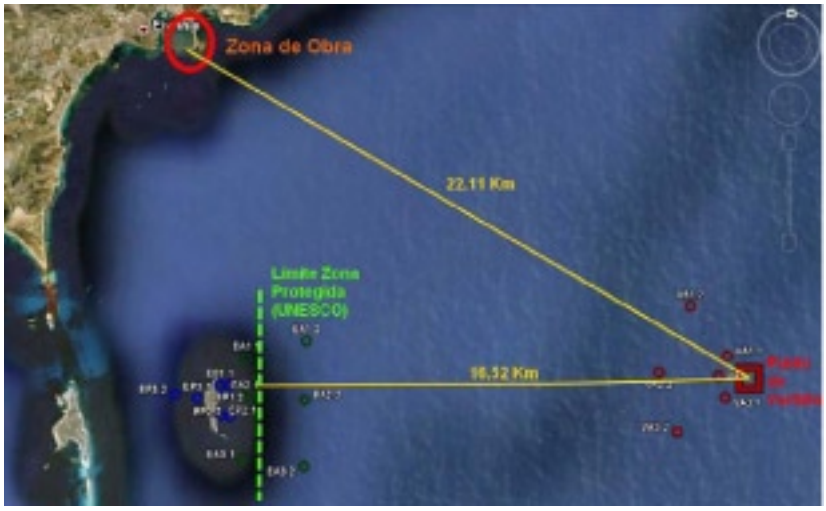


Figura 3. Ubicación punto de vertido y puntos de control

La Autoridad Portuaria de Baleares tenía establecido un **plan de emergencia** para detener los trabajos de vertido (y dragado) en el momento en que los indicadores ambientales alcanzaran los valores de alarma establecidos en base al modelo de dispersión diseñado al efecto, y que permitía predecir la evolución del material vertido en función del oleaje, las corrientes marinas y el viento. En el Plan Especial de Vigilancia Ambiental para las operaciones de Dragado y Vertido están definidas las alertas y la comunicación de las mismas. A continuación se muestran brevemente las alertas establecidas para cada objetivo:

- Valores de alerta Objetivo 1: Cuando los valores de sólidos suspendidos obtenidos con el análisis de las muestras de agua marina sean superiores en un 10% a las previsiones de la simulación.
- Valores de alerta Objetivo 2: Las mediciones de los parámetros registrados se compararán con los valores de referencia establecidos. En el caso de que los valores medios superen en un 25% los valores de referencia se comunicará de manera inmediata a la Dirección de Obra.
- Valores de alerta Objetivo 3: La comparación entre los valores medidos en las estaciones al este de la isla de Espardell y las estaciones al oeste de la misma permitirán conocer si las posibles variaciones detectadas pudieran tener correlación con el vertido en la zona designada.
- Valores de alerta Objetivo 4: Detección de Caulerpa racemosa en zonas donde previamente no hubiera sido detectada. Esta situación cuando se diese será puesta inmediatamente en conocimiento de la Dirección de Obra.

SEGUIMIENTO AMBIENTAL WEB

Para garantizar la trasparencia informativa del proyecto se ha realizado una página web mediante la que se publican todos de los resultados obtenidos del seguimiento ambiental de la obra. Esta página web es:
http://www.ambientalmuellebotafocibiza.com.

En esta página, que se actualiza diariamente, se presentan los datos reales obtenidos en todos los ensayos realizados durante el Plan de Vigilancia Ambiental (PVA) y el Plan Especial de Vigilancia Ambiental del Dragado y Vertido (PEVADV), y se publican las novedades y avances desarrollados en la obra en diversos artículos de prensa. Así mismo, hay abierto un buzón de contacto (atcliente@portsdebalears.com), donde se pueden dejar sugerencias, quejas o solicitar información, abierta a todos los ciudadanos, vía on line.

Durante las operaciones de dragado y vertido, también se puso en funcionamiento un sistema para monitorizar las rutas de los buques draga de forma que se pudiera detectar si una draga no alcanzaba el punto de vertido autorizado. Este sistema daba información del tipo de actividad que está realizando el barco elegido, cuál era su rumbo, sus trayectorias, las coordenadas en cada momento, etc., se podía ver a través del http://www.localizatodo.com.

Además se disponía de las trayectorias realizadas cada día de trabajo por cada una de las dragas, a partir de los datos brutos obtenidos del sistema de posicionamiento de cada una de las embarcaciones.

5.6.5. ACTUACIONES URGENTES EN EL PUERTO DE TABARCA

A.Corredor, S. Povedano, D.Sousa

SATO (Grupo OHL), Pº de la Castellana 259-D-8º, "Torre Espacio", 28046 MADRID
acorred@ohl.es, povedano@ohl.es, dsousa@ohl.es

INTRODUCCIÓN

En mayo de 2009 fueron adjudicadas por parte de la Consellería de Infraestructuras y Transportes de la Generalitat Valenciana las obras correspondientes al proyecto constructivo denominado "Actuaciones urgentes en el puerto de Tabarca". SATO fue la empresa adjudicataria de las mismas. En el siguiente documento se pretende dar una visión de los trabajos que se realizaron y de los condicionantes de la ejecución de una obra marítima en una isla como es la de Tabarca.

Emplazamiento y Antecedentes

En primer lugar, ubicaremos geográficamente la isla de Tabarca. Se encuentra situada frente a las costas de la provincia de Alicante, en concreto frente al cabo de Santa Pola, a unas 5 millas náuticas del puerto de Santa Pola y a aproximadamente 10 millas náuticas del puerto de Alicante.



Figura 1. Ubicación de la isla de Tabarca en la costa de la provincia de Alicante

Se trata de una isla pequeña (aproximadamente 0,3 km2), habitada, con una población censada de menos de 100 habitantes. A pesar de la pequeña población, cuenta con una importante actividad turística, con embarcaciones que atracan a lo largo de todo el año, pero sobre todo entre los meses de marzo y septiembre, provenientes de los puertos de las principales ciudades del entorno (Santa Pola, Alicante, Benidorm, Torrevieja).

Aparte de esta actividad el puerto de la isla de Tabarca da cabida a la pequeña flota pesquera de los habitantes de la isla, así como a aquellas embarcaciones destinadas al aprovisionamiento de la misma durante todo el año.



Figura 2. Fotografía aérea de la isla de Tabarca

Por tanto, podemos definir el puerto de Tabarca como de vital para la actividad de la isla. El puerto se encuentra conformado por un dique en talud, en dos alineaciones, con una longitud total de aproximadamente 150 metros y coronada con un espaldón a la +4,45m.

Tal y como se indicaba en el proyecto, el manto de escollera del dique presentaba un inicio de averías, provocado por el desplazamiento de piezas del mismo. Por otra parte, a lo largo de su vida útil había sufrido algunos episodios de destrucción.

Por otra parte, el puerto se encuentra situado dentro de un entorno protegido definido como lugar de interés comunitario (LIC Tabarca), que abarca desde el puerto de Alicante, hasta el de Santa Pola. Este entorno protegido destaca por la posidonia con la que cuentan sus fondos, en particular en las cercanías de la isla de Tabarca. Por tanto, había que compaginar la necesidad de reforzar el dique por su vital importancia para la actividad de la isla, con la protección del medio marino en el entorno de la isla.

ACTUACIONES REALIZADAS

En la planta que se muestra (Figura 3), se puede observar el estado final del dique proyectado por Ingeniería Creativa Pita, S.L. (Increa). El refuerzo del dique se dividía en tres tramos, con pesos diferentes de escollera. Así, tenemos un tramo inicial, de aproximadamente 40 metros en el que el manto de escollera se conforma con bloques de 2 toneladas. Un segundo tramo, con escollera de 6 toneladas de unos 110 metros, y el morro del dique con escollera de 7,5 toneladas.

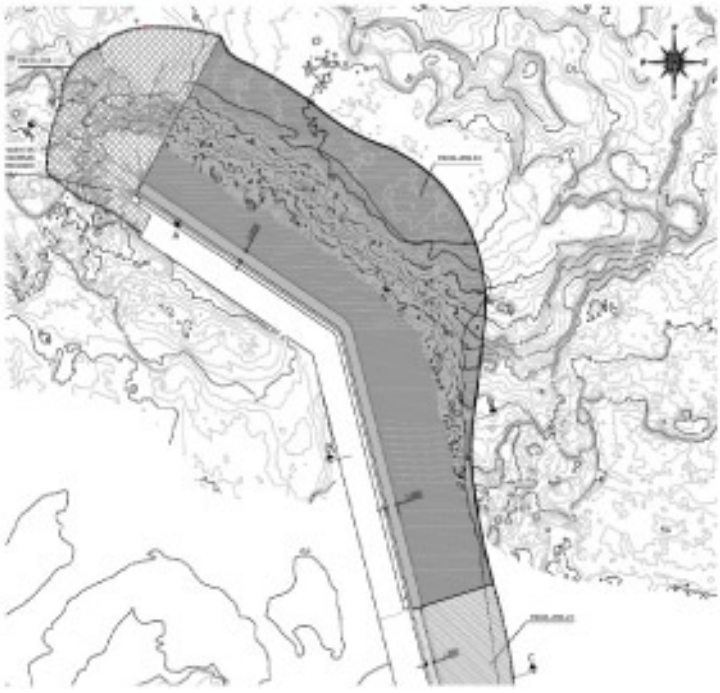


Figura 3. Planta de las actuaciones proyectadas en el puerto de la isla de Tabarca

Como resumen de los trabajos realizados, podemos decir que se necesitaron aproximadamente 29.500 toneladas de escollera de los tamaños referidos anteriormente. Como actuaciones adicionales, se colocaron 500 metros de tubería de acero inoxidable perforada para actuar como tubos respiraderos para alivio de presiones, y se reurbanizó la superf cie del muelle, aproximadamente 1200 m2.

Refuerzo manto de escollera

Las obras comenzaron el 1 de junio de 2009, con la actividad principal de los trabajos proyectados, que era el refuerzo de escollera del manto del dique. Cabe resaltar las fechas en las que se realizaron los trabajos. A pesar de ser plena temporada alta, y por tanto la de mayor afluencia de embarcaciones y personas a la isla de Tabarca, se pudieron realizar los trabajos descritos debido a la nula interferencia entre las obras y las operaciones portuarias. La causa de esta compatibilidad entre trabajos y operatividad del puerto se encuentra en los medios utilizados para la colocación de escollera.

Se utilizó una pontona autopropulsada propiedad de la empresa SATO, denominada SATO Algeciras, de 34 m de eslora y 27 m de manga, sobre la que se instaló una grúa tipo dragalina que permitía colocar la escollera más pesada a radios de 32 metros. Las dimensiones y desplazamiento de la pontona permitían la carga en cubierta de hasta 800 toneladas de escollera.



Figura 4. Pontona SATO Algeciras con grúa a bordo

La escollera se cargaba en el puerto de Santa Pola con la grúa instalada a bordo y tras la navegación hasta Tabarca y una vez posicionada se procedía a la colocación de la escollera de nuevo con la grúa tipo dragalina.

Destacaremos la utilización de la pinza de colocación de escollera patentada por SATO (Satograb), que facilita la maniobra de coger una pieza de escollera, independientemente de su forma y posición.

Por último, a través de un sistema de posicionamiento GPS diferencial instalado en la pluma de la grúa, el conocimiento de los datos geométricos de la misma y el control de cota del cable de la grúa, podemos conocer exactamente la posición en la que estamos realizando los vertidos.

El seguimiento y el control de los trabajos realizados se gestionaron a través del programa de control geométrico UNIVERUP diseñado por SATO, como podemos ver en esta imagen en la que puede observar el tratamiento de una batimetría multihaz realizada previa al inicio de los trabajos.

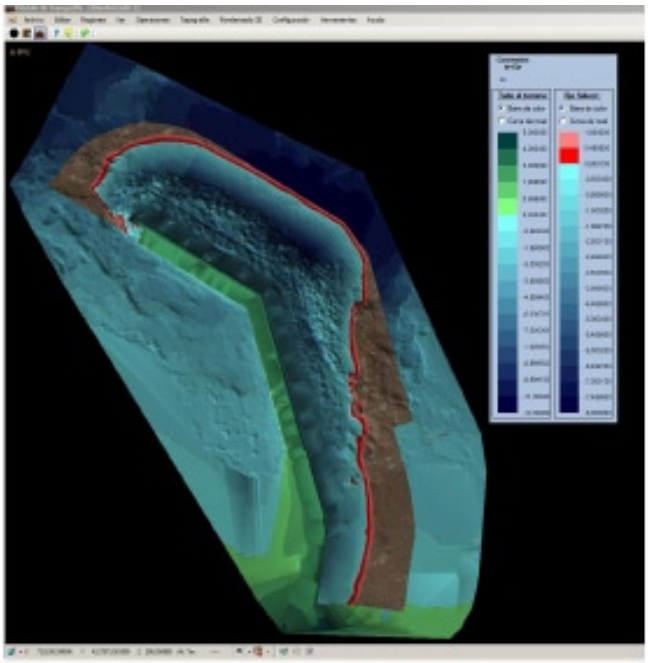


Figura 5. Imagen obtenida del programa de control geométrico

La escollera precisa para realizar el refuerzo del dique presentó inicialmente varios problemas, principalmente para la obtención de escollera de 7,5 toneladas

de la calidad requerida. Finalmente, se recurrió a las canteras de obtención de mármol existentes en la provincia de Alicante, en los términos municipales de Pinoso y la Algueña, situados a unos 60 kilómetros del puerto de Santa Pola.



Figura 6. Cantera de la Algueña. Extracción de escollera

La actividad principal de esas canteras es la obtención de bloques de mármol. En ese proceso, el material de escombro generado en las voladuras, así como los propios bloques que no tienen la calidad precisa para ser utilizados en la industria de la piedra natural, se convierten en una escollera de gran calidad y que en este caso alcanzaban los pesos nominales requeridos por el proyecto.

En la Figura 7 podemos observar una fotografía del proceso de colocación de la escollera con los medios mencionados anteriormente. Los rendimientos obtenidos permitieron terminar estos trabajos en aproximadamente 45 días.

En la Figura 8 se incluye una imagen obtenida del programa de control geométrico utilizado en la obra e instalado a bordo de la grúa y que definía al gruísta la posición de la grúa con total precisión, indicándole en cada momento la ubicación concreta para cada pieza de escollera. También le informaba de las celdas ya vertidas y aquellas que estaban pendientes de verter.

Por último, en la Figura 9, se incluye una fotografía del resultado final obtenido una vez finalizada la colocación de escollera en el dique del puerto de la isla de Tabarca.



Figura 7. Proceso de colocación de escollera

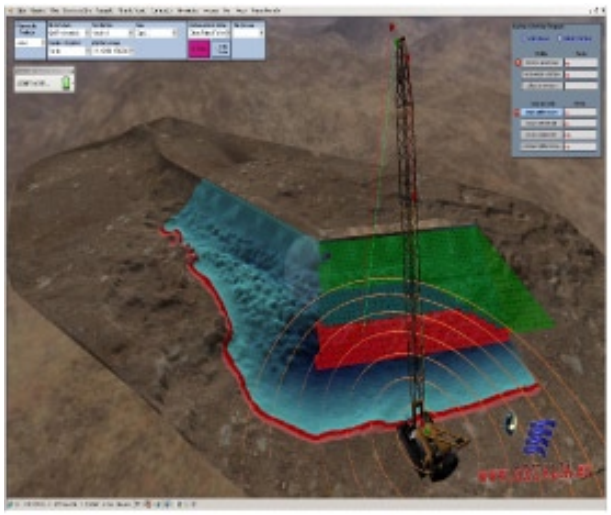


Figura 8. Aplicación informática para colocación de escollera



Figura 9. Resultado final de la rehabilitación de escollera

Otras actuaciones

Dentro de las restantes actuaciones que contemplaba el proyecto, se incluía la colocación de unos tubos metálicos de acero inoxidable perforados de diámetro 168mm. En la siguiente sección se puede comprobar la ubicación de los mismos, atravesando el espaldón y situados entre ellos a una distancia de 2 metros. La cota a la que se dejaba el extremo inferior era la -4m.

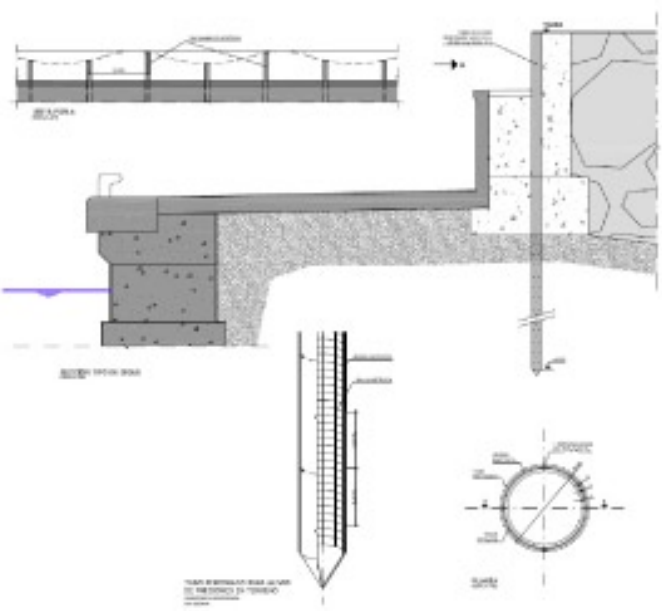


Figura 10. Definición geométrica de las tuberías de alivio de presiones

El objeto de esta medida es que la sobrepresión del oleaje en los episodios de temporal, o al menos una parte de la misma, se transmitiera por los tubos, evitando la migración de finos por la red de filtración. De esta forma, se pretende mitigar los problemas de asiento que se habían detectado en el muelle con anterioridad a las actuaciones descritas. En el interior de los tubos se colocó una malla metálica y un geotextil para evitar que los finos salieran por el propio tubo.

Su colocación se realizó mediante una máquina de perforación de micropilotes, con camisa recuperable, introduciendo en el interior de dicha camisa el tubo de acero inoxidable y dejándolo a la cota definida en proyecto.

Posteriormente se colocó en cabeza una tapa para evitar el vertido de basura en su interior. Estos trabajos se realizaron a partir de octubre de 2009, una vez terminada la temporada alta turística en la isla.



Figura 11. Detalle de acabado de las tuberías de alivio de presiones

Por último, una vez terminados los trabajos de colocación de los tubos respiraderos, se procedió a adecentar el estado del muelle, principalmente el pavimento existente, los paramentos del espaldón y elementos de mobiliario urbano.

Durante el proceso de picado del pavimento existente, se localizó el pavimento antiguo del muelle, compuesto por bloques de sillería como se puede observar en la Figura 12.

La Dirección Facultativa decidió que se recuperara aquella que se encontrara en buen estado para su recolocación, terminando el resto de la superficie con pavimento de hormigón.



Figura 12. Detalle del antiguo pavimento del muelle recuperado

CONCLUSIÓN

Por lo tanto, y como resumen, podemos decir que esta actuación ha tenido como elementos claves de su éxito el permitir la compatibilización de los trabajos con la actividad habitual del puerto, sin generar prácticamente interferencias. Esto ha sido posible por la utilización de los medios que consideramos han sido los adecuados, asegurando así la ejecución de los trabajos en un tiempo reducido y evitando retrasos innecesarios. También ha sido clave la obtención de la escollera de la calidad y tamaños nominales exigidos en proyecto en un corto periodo de tiempo, evitando igualmente paradas en la ejecución.

Por último, agradecemos la colaboración prestada por la Consellería de Infraestructuras y Transportes de la Generalitat Valenciana y a la UTE Civis Consultores – Clif Ingenieros por el trabajo conjunto realizado para llevar a cabo este proyecto.

5.6.6. RAMPA RO-RO EN LA BASE NAVAL DE ROTA

M. Biedma[1], F. J. Martínez[1], J. B. Miranda[2]

1. ACCIONA INGENIERÍA. Departamento de Estructuras Singulares. Centro de Negocios Albatros - Edificio D. Anabel Segura, 11 - 28108 Alcobendas - Madrid. manuel.biedma.garcia@acciona.es, franciscojavier.martinez.lopez@acciona.es

2. ACCIONA INFRAESTRUCTURAS. Muelle nº 2 Base Naval de Rota - Rota Naval s/n 11530 Cádiz. juanbosco.miranda.galnares@acciona.es

INTRODUCCIÓN

En Junio de 2009 ACCIONA INGENIERÍA redactó el Proyecto Modificado nº 1 al Proyecto de Construcción del Nuevo Muelle nº 4 en la Base Naval de Rota (Cádiz). Dicho proyecto define una rampa ro-ro al objeto de servir de nexo de unión entre tierra y mar para los buques de proyección estratégica de la OTAN que atraquen en el citado muelle. Dentro del cúmulo de actividades que se desarrollan en la Base Naval, este proyecto cumple el objetivo de dotar a la ampliación definida por el Nuevo Muelle Nº 2 anexo a la rampa de unas instalaciones que optimicen el espacio portuario, la eficiencia del servicio y la explotación.

ACCIONA INFRAESTRUCTURAS construye en la actualidad la ampliación del Muelle Nº 2, y ha realizado la ejecución de la rampa anexa a este muelle, con la continua asistencia a la obra realizada por los autores del proyecto, es decir, por ACCIONA INGENIERÍA.

La rampa diseñada es la primera de tipo ro-ro diseñada en España para la OTAN.

PARÁMETROS DE DISEÑO

La rampa móvil proyectada permite adaptar la cota fija del muelle a la cota existente de marea en el momento del atraque, estableciendo un puente de unión entre el buque y el muelle de forma que puedan realizarse las operaciones de embarque y desembarque de vehículos de carga y de transporte, así como de personas. Los parámetros básicos que han condicionado el diseño de la rampa son los siguientes:

1) Mareas
   - · Bajamar viva equinoccial: ..... ±0,00
   - · Pleamar viva equinoccial: ..... +4,24
   - · Bajamar media: ..... +0,70
   - · Pleamar media: ..... +3,29

2) Estructura soporte
   - · Cota muelle: ..... +5,50
   - · Cota duques de alba: ..... +6,00

3) Buque tipo -Buque de Proyección Estratégica-
   - · Dimensiones Generales:
   - · Número de rampas: 1
   - · Longitud de rampa: ..... 8,10 m
   - · Ancho de rampa:..... 19,20 m
   - · Desnivel absorbible por la propia rampa del buque: ±23º. No obstante, se ha tomado de tal manera que el ángulo de ésta con la horizontal no sea superior a 8º (±14%).
   - · Altura de charnela sobre el agua:
   - · A plena carga: ..... 0,30 m
   - · En lastre: ..... 1,15 m

4) Condiciones básicas de rampa móvil
   - · Pendientes máximas en condiciones extremas: .....12,5 %
   - · Pendientes máximas en condiciones normales: .....10,0 %
   - · Ancho de la rampa en tramo de acceso: ..... 10,00 m

· Ancho de la rampa en cabeza: ..... 15,00 m

5) Sobrecargas de diseño

· Tráfico según ROM 0.2-90 e IAP-98, y carro de combate de 700,00 kN.

Teniendo en cuenta estos datos de partida se estudiaron diversas alternativas. El análisis y la comparación técnica y económica de las mismas condujo a elegir como más ventajosa la solución de rampa siguiente:

· Cota de rampa: .....+5,50

· Longitud total de rampa: .....35,00 m

El eje longitudinal de la rampa móvil es paralelo al cantil del Muelle Nº 2 y se sitúa a 18,00 m del borde del cantil de éste. Esta posición se ha calculado teniendo en cuenta que la manga del buque es de 32,00 m, y que la defensa a colocar en la pared del Muelle Nº 2 tendrá un ancho de 2,00 m.

En la figura 1 se aprecian las cotas máxima y mínima alcanzadas por el sistema de rampa móvil ro-ro diseñado.

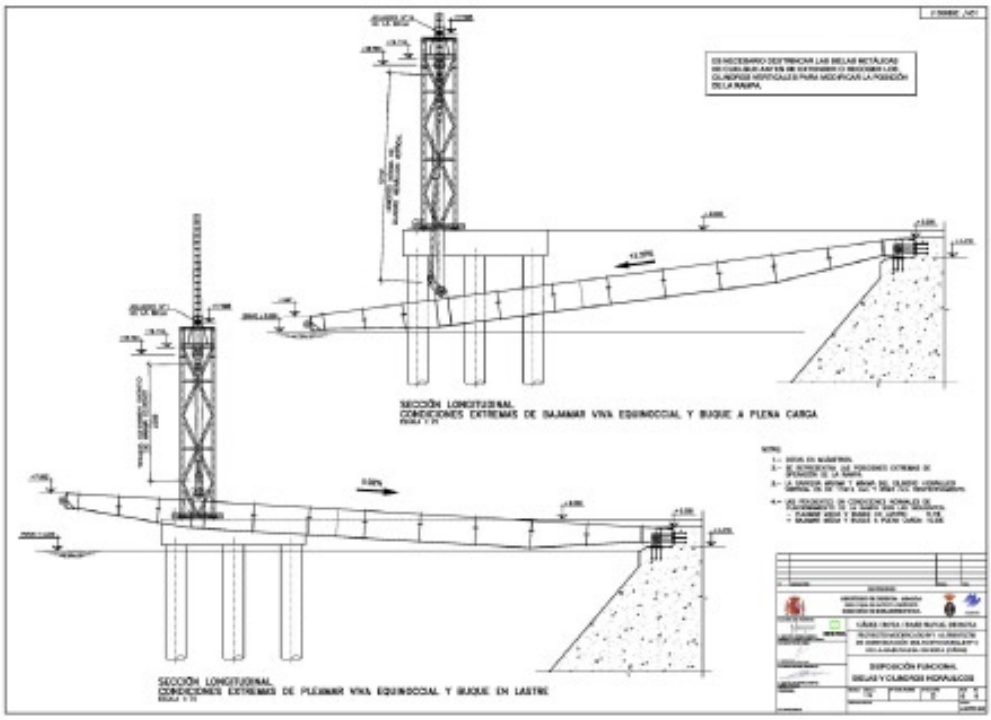


Figura 1. Esquemas de posiciones de cota máxima y mínima del tablero

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RAMPA MÓVIL RO-RO

Las obras de instalación de la rampa ro-ro presentan dos partes bien diferenciadas: la rampa propiamente dicha, junto a los elementos que forman la superestructura, y la obra civil sobre la que se apoyan todos ellos.

Dentro de la primera discretización realizada se pueden distinguir, en un segundo nivel de diferenciación, los siguientes elementos:

· La rampa en sí, entendida como el plano de rodadura de los vehículos terrestres.

· El pórtico de cuelgue de la misma, elemento que sirve de apoyo a los mecanismos que dotan de movimiento vertical y anclaje de posicionamiento a la anterior.

· La pasarela fija de acceso al duque de alba lado mar, que permite la inspección y mantenimiento del pórtico de cuelgue.

· Los mecanismos y equipos, constituidos por los elementos móviles tales como los gatos, tirantes de cuelgue y rótulas de apoyo, asi como por el sistema eléctrico e hidráulico que suministra energía y permite el control de todo este sistema móvil.

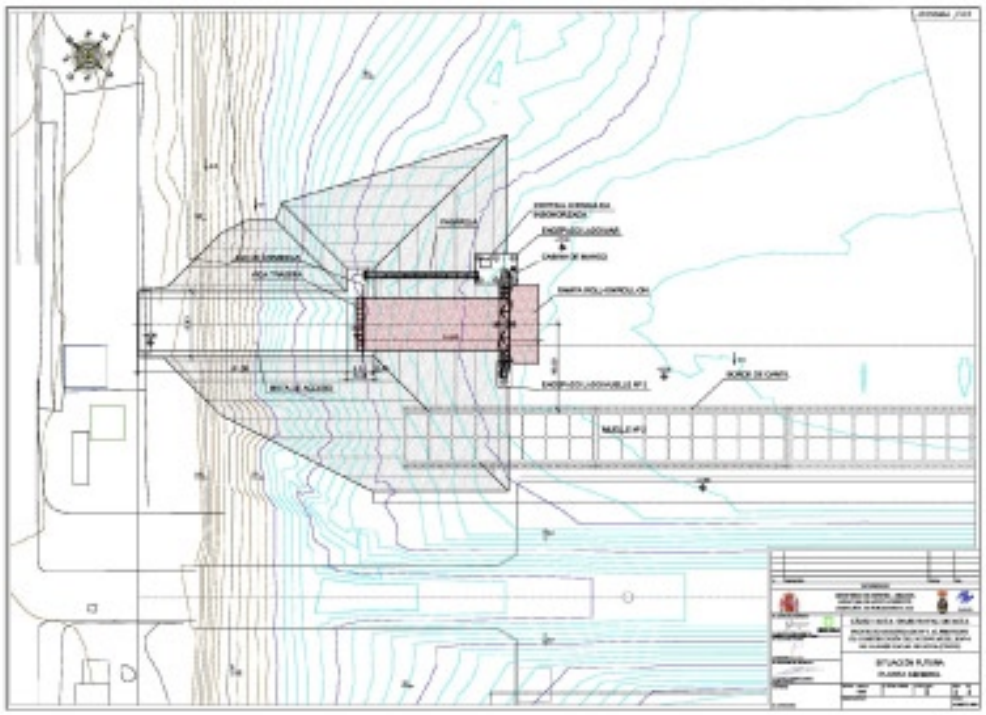


Figura 2. Ejecución de la mota de acceso mediante vertido desde tierra

Rampa

La rampa tiene unas dimensiones generales en planta de 35,000 m en sentido longitudinal y 10,000 m en sentido transversal, los cuales se amplían hasta 15,000 m en la zona extrema lado mar, a partir del pórtico de izado. Su estructura es de tipo tablero ortótropo. Este tablero ortótropo se compone de un emparrillado de vigas y una chapa de piso rigidizada mediante vigas artesas. Se consigue, además, una superficie antideslizante soldando a la chapa de piso cuadradillos con distribución en espiga. El emparrillado está constituido longitudinalmente por cinco vigas armadas de alma llena y canto variable. Transversalmente se dispone una serie de vigas, también armadas y de alma llena, de canto constante. En el eje de cuelgue de la rampa, con un punto de apoyo en cada extremo, se ha dispuesto una viga armada de sección en cajón de 1,600 m de canto. A 0,800 m del eje de charnela posterior se sitúa una viga transversal de atado -viga trasera- de alma llena y canto constante.

El frente de la rampa es cerrado en toda su longitud con una viga cajón de cierre donde se sitúan las defensas frontales para proteger el tablero de un posible impacto de un buque durante las maniobras de atraque.

El eje de charnela está constituido por dos apoyos provistos de rótula, de manera que existe un apoyo en cada viga longitudinal exterior.

Para evitar movimientos transversales excesivos en la rampa se ha colocado, en ambos extremos de la viga de cuelgue, un sistema de guiado lateral que consiste en dos rodillos que ruedan sobre un perfil armado embebido en las paredes laterales de los encepados de pilotes donde apoya el pórtico.

Con el fin de realizar una transición adecuada entre la plataforma de hormigón y la rampa se ha dispuesto un faldón posterior. Dicho faldón está formado por una serie de chapas rigidizadas sujetas al paramento de hormigón mediante charnelas. Adicionalmente se ha dotado a la rampa de una barrera de seguridad situada en ambos márgenes laterales.

Pórtico

El pórtico de cuelgue está constituido por dos torres de apoyo, una a cada lado de la rampa, y un dintel que permite un gálibo vertical de 10,500 m en la posición horizontal del tablero. Estructuralmente se ha previsto que el funcionamiento del pórtico se descomponga en dos pescantes, formados cada uno por la torre de apoyo y la zona de dintel exterior a los elementos de cuelgue, y en un tramo de dintel, interior a los elementos de cuelgue, que trabaje como viga biapoyada.

Estas torres de apoyo tienen una forma trapecial en planta. En alzado la forma de las torres es rectangular, estando formadas por cuatro pilares tubulares unidos por medio de diagonales también tubulares que conforman arriostramientos romboidales.

El dintel sirve de apoyo a diferentes vigas cajón sobre las que apoyan las silletas que soportan la carga de las bielas metálicas de cuelgue. Igualmente permite descolgar unas orejetas que sustentan los cilindros hidráulicos verticales y también se aprovecha para ubicar las conducciones hidráulicas y eléctricas necesarias para el accionamiento de los cilindros hidráulicos.

Todo el pórtico es transitable para poder realizar las labores de mantenimiento en condiciones de seguridad.

Pasarela

Para permitir el acceso del personal de servicio al duque de alba aislado del muelle donde apoya una de las torres del pórtico se ha dotado al conjunto de una pasarela de mantenimiento. Estructuralmente está formada por dos vigas longitudinales, arriostradas por vigas transversales equidistantes. Como elemento de piso se dispone una rejilla electrosoldada galvanizada, y se la dota de barandillas laterales.

Mecanismos

Para facilitar las maniobras de desenclavamiento, recorrido de la rampa a las posiciones deseadas y enclavamiento se han dispuesto en la biela diferentes taladros equiespaciados y rasgados, de forma que es posible la introducción en ellos de los elementos de enclavamiento así como facilitar el control del giro del tablero.

Se ha diseñado un apoyo trasero por cada una de las dos vigas longitudinales de borde del tablero. Estas rótulas, además de servir para articular el giro de la rampa en su movimiento vertical, pueden absorber pequeños giros transversales y de torsión del tablero y permiten desplazamientos limitados en sentido transversal y longitudinal de la rampa, por lo que la dilatación térmica y la torsión del tablero se producen sin coacción. Para amortiguar estos desplazamientos se han colocado unos topes de neopreno, tanto en las dos vigas de borde como en las tres interiores.

Equipos

El sistema hidráulico está formado por los siguientes elementos:
- · Central hidráulica.
- · Cilindros de elevación.
- · Cilindros de trincado.
- · Tubería, valvulería, etc.

El sistema eléctrico se compone de:
- · Pupitre de mando/armario eléctrico.
- · Botonera de mando de emisión vía radio para el mando remoto de las maniobras de la plataforma.

· Tendido eléctrico de líneas de fuerza, alumbrado y control.
· Balizas de señalización, sirenas e iluminación de puesto de control y rampa.
· Detectores de posición.

Los cilindros de elevación soportan una carga característica a tracción de 215 t.

Para mejorar el funcionamiento y facilitar las operaciones de mantenimiento, la central hidráulica y los motores eléctricos se ubican dentro de un contenedor insonorizado situado en el exterior del pórtico de cuelgue, al lado del pupitre de mando.

Obra civil

La obra civil consta principalmente de tres estructuras pilotadas de apoyo y cimentación de la rampa ro-ro denominadas *Encepado lado Muelle, Encepado lado Mar y Viga trasera*.

El encepado lado mar es el que está más alejado del Muelle Nº 2 y consta de una estructura pilotada con encepado rígido de 6,10x8,50 m con un canto de 1,50 m y coronado a la cota +6,00 m. Sobre él apoya un extremo del pórtico de izado de la rampa, en el que se dispone la cabina de mando. Sobre este encepado también se dispone la central hidráulica insonorizada. Además, sobre él apoya un extremo de la pasarela.

El encepado lado muelle consta de una estructura pilotada con encepado rígido de 3,00x4,80 m con un canto de 1,50 m y coronado a la cota +6,00 m. Sobre él apoya el otro extremo del pórtico de izado de la rampa.

Ambas estructuras están cimentadas por pilotes de 1,20 m de diámetro excavados al abrigo de una entubación recuperable con camisa de chapa perdida de 3 mm en su tramo exento y empotrada un mínimo de 3 m en el relleno existente (seis pilotes en el encepado lado mar y dos en el del lado muelle). Todos los pilotes se cimentan a la cota - 23,00.

La sustentación de la charnela de la rampa consta de una viga pilotada de sección 2,90 m de ancho por 3,00 m de canto con un cajeado superior de 2,00x1,14 m para colocación de charnela de la rampa. También se dispone un tacón trasero de apoyo de una losa de transición, armada, entre relleno y estructura de 4,00 m de longitud repartida a lo largo de todo el ancho de la rampa ro-ro, 10,00 m, y con un espesor de 25 cm. La viga está coronada a la cota +5,55 m.

La viga trasera está cimentada mediante tres pilotes de 1,00 m de diámetro separados 4,75 m y cimentados a la cota -23,00. Su trasdós está situado a unos 42,00 m del borde del muelle desde el que se accede a la rampa.

El camino de acceso hasta la rampa ro-ro se realiza mediante una mota de acceso que permite descender desde la cota del muelle, la +6,00 m hasta la cota de la rampa la +5,55. La planta de dicho camino es recta y con una longitud de unos 42,00 m. La mota de acceso se realiza con material de todo uno.

FUNCIONALIDAD DEL SISTEMA DE RAMPA MÓVIL RO-RO

La rampa funciona realizando dos movimientos fundamentales: ascenso/descenso del tablero a través de los cilindros de elevación y el enclavamiento/desenclavamiento mediante los cilindros de trinca.

La rampa está preparada para operar en situaciones normales suspendida de las bielas metálicas que, una vez enclavadas, cuelgan del pórtico. De esta forma los cilindros hidráulicos de cuelgue no se ven sometidos a los esfuerzos verticales generados en las operaciones de embarque y desembarque.

No obstante, en una hipotética situación de avería del sistema de trincado horizontal es posible prescindir del enclavamiento de las bielas, siendo los cilindros hidráulicos de izado los encargados de absorber los esfuerzos verticales mencionados en el punto anterior. Dado que esta situación tiene carácter accidental, los coeficientes de seguridad de los componentes del sistema hidráulico han sido ajustados para adaptarse a esta circunstancia.

El sistema se puede operar y controlar a través del pupitre de mando o bien a distancia mediante la botonera de mando vía radio.

La operación de posicionamiento de la rampa incluye las siguientes tareas:
1) Desenclavamiento
2) Ascenso o descenso
3) Enclavamiento

Para un control adecuado de la posición del sistema de enclavamiento se ha dotado a la rampa de unas balizas luminosas tricolores -rojo, ámbar y verde-, que avisan al operador de la situación del mismo. Así:

Verde: Indica que el pasador de trinca está alojado en la biela.

Rojo: Indica que el pasador de trinca no está alojado en la biela.

Ámbar: El pasador de trinca de la biela está enfrentado a uno de los orificios de la misma, y en el centro de la ranura rasgada. El pasador de trinca puede entrar o salir en el orificio de la biela, cambiando la otra señal a verde, si entra, o a rojo, si sale.

Se ha dispuesto la colocación de dos proyectores de luz, ubicados en el dintel del pórtico de cuelgue, que permiten la operatividad de la rampa en situaciones de baja visibilidad.

PROCESO DE EJECUCIÓN

Se adjuntan a continuación una serie de fotografías suficientemente descriptivas del proceso de ejecución del sistema de rampa móvil ro-ro.



Figura 3. Ejecución de pilotes



Figura 4. Encofrado de encepados



Figura 5. Ejecución de mota de acceso



Figura 6. Ejecución de viga trasera



Figura 7. Hormigonado de encepados



Figura 8. Montaje del dintel del pórtico



Figura 9. Prearmado del tablero en taller



Figura 10. Armado del tablero en el muelle



Figura 11. Montaje del tablero



Figura 12. Rampa completamente montada

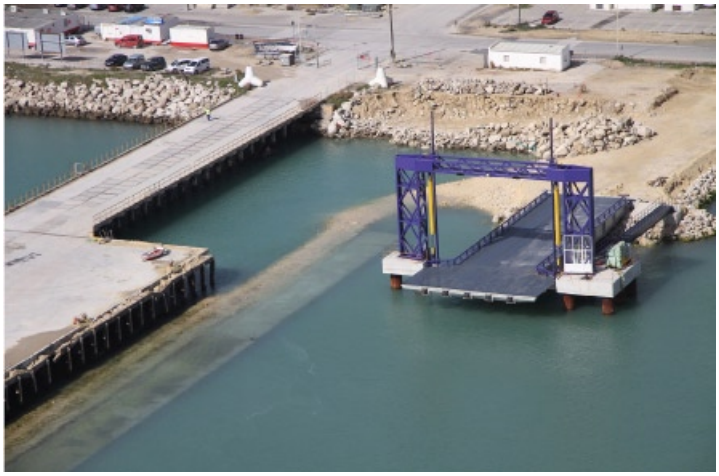


Figura 13. Rampa finalizada

PONENCIAS DE LAS
XI JORNADAS
ESPAÑOLAS DE
COSTAS Y PUERTOS

SESIÓN 6

SESIÓN 6

6.1. OCEANOGRAFÍA, MEIDICÓN, ANÁLISIS Y TOMA DE DECISIONES

6.1.3. SISTEMA MARINO DE ALERTA TEMPRANA, UNA NUEVA HERRAMIENTA PARA LA AYUDA EN LA TOMA DE DECISIONES

J.A. Zaballos[2], S. Perez Rubio[1], E. Alvarez-Fanjul[1], B. Pérez[1], M. de Alfonso[1], M. Gómez[1]

1. Organismo Público Puertos del Estado, http:www.puertos.es. sperez@puertos.es, enrique@puertos.es, bego@puertos.es, mar@puertos.es, marta@puertos.es
2. Portel Servicios Telemáticos S.A., http://www.portel.es. jazaballos@puertos.es

INTRODUCCIÓN

En un mundo en el que la población se concentra cada vez más en las zonas costeras se hace necesario desarrollar estrategias para reducir el impacto de los desastres naturales que tienen origen en fenómenos marinos adversos. Entre dichas estrategias se encuentra la puesta en funcionamiento de sistemas de alerta temprana similares a los que existen en la cuenca del Pacífico para erupciones volcánicas y terremotos. Dichos sistemas se basan en la transmisión rápida de datos, a partir de los cuales se activan inmediatamente mecanismos de alarma que pueden permitir, por ejemplo, la evacuación rápida de la población en caso de núcleos poblacionales vulnerables.

El sistema marino de alerta temprana que aquí se presenta se enmarca dentro de este tipo de iniciativas y está diseñado para detectar casi-inmediata situaciones de peligro en la costa causadas por fenómenos marinos adversos que puedan afectar a la seguridad en la navegación, actividades costeras u operaciones en los puertos.

Los trabajos se realizaron principalmente en el marco del proyecto europeo ECOOP (*European COastal sea OPerational observing and forecasting system*, http://www.ecoop.eu/), aunque posteriormente Puertos del Estado ha realizado importantes mejoras en el mismo.

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO

El sistema de alerta temprana tiene dos pilares de igual importancia: por un lado unas redes de sensores que monitorizan el estado del mar de forma continua y permanente, y por otro una infraestructura de comunicaciones que permita generar y transmitir avisos de alerta de forma inmediata con el fin de poder reaccionar a tiempo ante la situación de peligro. En la actualidad el sistema se basa en la recepción en tiempo real de los datos de las redes de medida (boyas y mareógrafos) que gestiona Puertos del Estado, aunque está preparado para incorporar información procedente de otras fuentes.

Adicionalmente el sistema se completa con un servicio de alertas para los próximos tres días a partir de las previsiones que obtienen los sistemas de predicción de oleaje y nivel del mar que Puertos del Estado mantiene operacionalmente. A partir de esta información se generan indicadores de alerta temprana para cada uno de parámetros considerados así como para el efecto combinado de varios parámetros actuando en el mismo lugar y en el mismo momento. Actualmente el sistema está generando dichos indicadores de alerta para oleaje, nivel del mar, oscilaciones de onda larga de nivel del mar y el efecto combinado oleaje-nivel del mar.

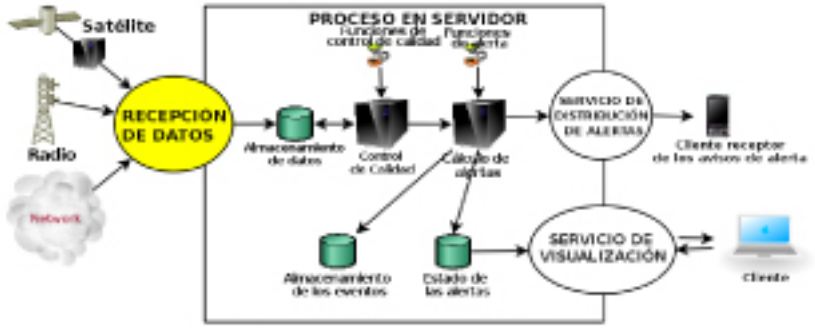


Figura 1. Esquema del Sistema

Los indicadores de alerta que se generan son de cuatro tipos, y se han clasificado en función de la gravedad del fenómeno detectado: sin riesgo, riesgo moderado, riesgo elevado y peligro. Además se ofrecen a tres niveles geográficos, a saber, estación, autoridad portuaria y zona costera.

El acceso a los avisos en vigor ha de ser sencilla y pública, por lo que se han articulado varios medios de distribución: avisos por teléfono móvil/internet vía e-mail y por página web (ver Figura 2). El acceso web se realiza a través de dos páginas web abiertas al público: por un lado el portal web http://alertas.puertos.es que fue específicamente desarrollado para el servicio de alertas generadas a partir de medidas instrumentales, y por otro lado la página principal de la web de Puertos del Estado, http://www.puertos.es, que cuenta además con los avisos a 72 horas vista generados con la información suministrada por los sistemas de predicción.



Figura 2. Acceso web sistema de Alerta Temprana, http://alertas.puertos.es (izquierda) y http://www.puertos.es (derecha)

RECEPCIÓN DE DATOS

El sistema de alerta utiliza información procedente de dos fuentes claramente diferenciadas: datos medidos y previsiones.

Los datos medidos sirven para generar avisos de alerta en tiempo real que informan de potenciales peligros en el momento presente por lo que es de vital importancia que dichos indicadores se generen de manera inmediata y así se puedan tomar las medidas de protección pertinentes (p.e., suspensión temporal de las operaciones de un puerto para proteger las infraestructuras y buques albergados en las instalaciones).

Por ello, la piedra angular del sistema de alertas es la parte encargada de la llegada automática de medidas de parámetros oceanográficos. Está diseñada para recepción de la información en tiempo real y su inmediata incorporación al sistema. Se trata de un sofisticado código que se encarga, cuando recibe un fichero de datos, de identificar la fuente y clasificar el tipo de parámetro para añadirlo a la base de datos de almacenamiento. Está específicamente diseñado para para poder incorporar información entrante mediante distintos métodos de transmisión: satélite, radio, internet (correo electrónico, OpeNDAP, ftp, web,

etc). En este momento el sistema utiliza los datos procedentes de las redes permanentes de boyas y mareógrafos que gestiona Puertos del Estado cubriendo de forma bastante completa toda la costa española.

Por otro lado, la información de las previsiones se utiliza para generar avisos en el futuro a corto plazo que permitan tomar medidas preventivas antes de que el fenómeno adverso se presente. Esta parte del sistema requiere de sistemas de predicción que funcionen de forma operacional con cadencia diaria, para que los indicadores de alerta se actualicen periódicamente cada vez que se generan nuevas previsiones. Actualmente el sistema utiliza los datos de los sistema de predicción operacional de oleaje a escala oceánica y nivel del mar (NIVMAR) de Puertos del Estado que tienen un alcance de predicción de 72 horas, y genera, por tanto, indicadores de alerta para los 3 días siguientes a la ejecución de la predicción. Esta información se actualiza dos veces al día, cada vez que se realiza la predicción.

El sistema también está preparado para incluir nuevas fuentes de datos así como nuevos parámetros físicos a partir de los cuales poder generar nuevos indicadores de alerta.

Control de Calidad

Los datos medidos y recibidos en tiempo real pueden haber estado sometidos a varias fuentes de error, que van desde un funcionamiento defectuoso del sensor hasta posibles fallos en la transmisión de los datos. Es por ello que resulta de vital importancia realizar un control de calidad previo y rápido sobre este tipo de información que impida que se generen avisos de alerta fraudulentos basados en datos erróneos.

El sistema ha sido diseñado para manejar estas situaciones. En primer lugar trata de determinar si los datos han pasado previamente por un proceso de control de calidad. Si ha sido así, asume que los datos recibidos son todos correctos. En el caso contrario, ejecuta un módulo especial que realiza automáticamente una revisión sencilla de la calidad de los datos recibidos para eliminar valores espurios.

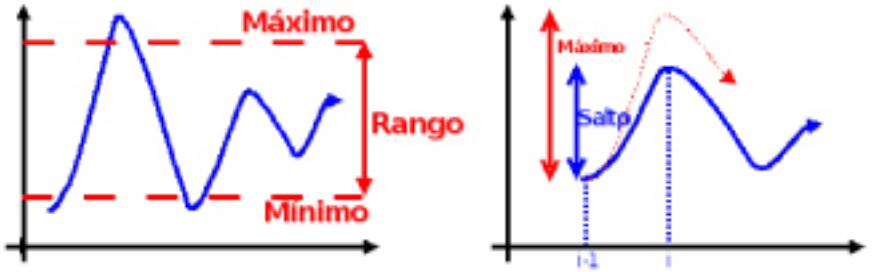


Figura 3. Esquema Control de Calidad

Este chequeo consiste en dos test, uno de control de rango y otro de control de picos en la serie temporal de los datos (ver Figura 3). El primer examen evalúa si el valor de la medida se encuentra dentro de un rango de datos, o lo que es lo mismo, entre un umbral máximo y un mínimo fuera de los cuales la medida no puede ser representativa.

El segundo test busca detectar picos espurios en la serie de datos, para lo cual estudia las diferencias absolutas entre el valor a revisar y su anterior en el tiempo. Esta diferencia no ha de ser superior a un umbral para que el dato sea considerado válido.

Estos umbrales son diferentes para cada parámetro y ubicación en la que se ha realizado la medida, y están basados en el análisis de series históricas de datos observados así como en las limitaciones del sensor. En caso de ser superados los umbrales en cualquiera de los procesos de control de calidad, el dato se considera no válido y es descartado para la generación de un índice de alerta.

INDICADORES DE ALERTA

La computación de estados de alerta se realiza mediante funciones que son independientes entre sí y que se clasifican según del parámetro o parámetros que evalúan. En la actualidad cuenta con un paquete de 4 funciones de alerta: oleaje, nivel del mar, oscilaciones de nivel del mar y efecto combinado oleaje-nivel del mar; aunque el sistema está preparado para incorporar más. Las 4 funciones están activas para los avisos en tiempo real, mientras que para las alertas basadas en previsiones solo se utilizan las de oleaje y nivel del mar.

El análisis del estado de la alerta se realiza sobre el último dato recibido, aunque para hacerlo se tiene en cuenta una ventana temporal con los datos más recientes. Dicha ventana debe tener un porcentaje elevado de datos válidos, específico y diferente en cada tipo de alerta, para poder llevarse a efecto el cálculo.

Niveles de Alerta

El aviso de alerta se activa ante la superación de un valor umbral definido específicamente para cada variable y estación o zona. Existen cuatro umbrales clasificados en función de la gravedad del fenómeno detectado: sin riesgo (condiciones normales), riesgo moderado,riesgo elevado y peligro. Ante la superación de cualquiera de estos umbrales se genera el correspondiente aviso e indicador de alerta. Cada uno de los ellos tiene asociado un color: verde, amarillo, naranja y rojo respectivamente, que se emplea en la interfaz gráfica del sistema (ver leyenda de la imagen derecha en la Figura 2).

Dominio Geográfico

Las indicadores de alerta de datos en tiempo real se generan a tres escalas geográficas: estación, puerto y zona (ver Figura 4).



Figura 4. Avisos de alerta por estación (izquierda), puerto (centro) y zona (derecha)

En el primer caso la alerta se genera para la ubicación exactamente del sensor que está tomando medidas, mientras que las otras dos comprenden una zona más amplia, que puede estar considerando la información proporcionada por varias estaciones situadas dentro del perímetro. Los puertos en los que se ofrecen avisos de alerta son aquellos que están incluidos en el sistema portuario de titularidad estatal, dado que en prácticamente en todos ellos Puertos del Estado tiene sensores de medida en funcionamiento. Por último, para la generación de avisos por zonas se ha realizado una clasificación de las aguas costeras españolas en función de sus características climáticas, resultando 15 zonas distintas. Los avisos basados en las predicciones por el momento se producen únicamente a nivel de zona.

Latencia

Cuando se emite una alerta, el aviso se mantiene activo durante un periodo de tiempo denominado latencia. El objeto es evitar constantes cambios en el estado de la alerta cuando los valores de los datos se encuentran próximos a los umbrales. Una vez pasa ese periodo de latencia, la alerta se puede, o bien desactivar (retorno a condiciones normales), o bien reactivarse si los últimos datos

recibidos siguen superando alguno de los umbrales (ver Figura 4).

Existen tres contadores para las latencias, uno para cada uno de los estados de alerta que implican precaución: riesgo moderado (amarillo), riesgo elevado (naranja) y peligro (rojo). El contador para cada una de los estados de alerta se inicia cuando supera el umbral correspondiente.

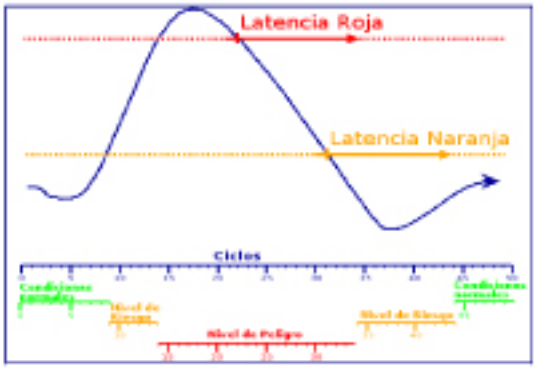


Figura 4. Propagación de las alertas (latencias)

En caso de solapamiento de alertas o latencias prevalece la que representa una situación de mayor gravedad. Una vez la latencia de la alerta mayor termina, seguirá la latencia de la segunda alerta el tiempo restante que le corresponda.

TIPOS DE ALERTA

Alerta de Nivel del Mar

Este tipo de alerta pretende detectar situaciones de vulnerabilidad relacionadas con la elevación o descenso acusado del nivel del mar. Se generan indicadores en tiempo real a partir de datos de los mareógrafos que Puertos del Estado tiene ubicados en los puertos y también para las próximos días gracias al sistema de predicción NIVMAR. Los indicadores de tiempo real se actualizan cada minuto y los de predicción cada vez que se obtienen nuevos datos (dos veces al día).

Este tipo de alerta cuenta con dos tipos de umbrales, uno superior y otro inferior. El aviso de alerta se lanza cuando el valor de la medida de nivel del mar sobrepasa cualquiera de los umbrales.

Como ya se mencionó antes, los umbrales se han obtenido a partir de información de registros históricos y son diferentes para cada estación/puerto/zona, ya que el nivel del mar es un parámetro muy dependiente de la batimetría local y además las referencias utilizadas son también locales (normalmente el cero del puerto).

Alerta de Oleaje

Este tipo de alerta busca advertir sobre situaciones de potencial peligro debido a la envergadura del oleaje. El parámetro considerado para evaluar el riesgo es la altura significante. Deben recibirse al menos dos datos por encima del umbral para que la alerta sea emitida. Los avisos en tiempo real se generan a partir de los datos obtenidos por las boyas fondeadas tanto en aguas costeras como en aguas abiertas (profundidades mayores a 200m) y se actualizan cada hora, mientras que los de previsión se calculan con la información suministrada por el sistema de predicción de oleaje a escala oceánica Puertos del Estado-AEMET y se actualiza 2 veces al día.

Alerta de Oscilaciones de Onda Larga de Nivel del Mar

En el caso de esta alerta se busca detectar de forma automática potenciales situaciones de peligro debidas a las oscilaciones de corto periodo presentes en la

señal de nivel del mar causadas por fenómenos como cambios rápidos en la presión atmosférica o tsunamis. Se trata, por tanto, de detectar este tipo de señales a partir de la información de nivel del mar, para lo cual es necesario contar con datos con una frecuencia de muestreo elevada, de, al menos, 1 minuto. Por ello, este tipo de aviso solo se genera a partir de los datos medidos por los mareógrafos que transmiten información en tiempo real cada minuto. Sobre dichos datos se realiza un filtrado con el fin de eliminar de la serie la parte de la señal que no nos interesa (ver Figura 5), es decir los periodos del espectro superiores a 3 horas (componentes de baja frecuencia).

Esto se consigue mediante un filtro digital pasa-alto (FIR de orden 15, ventana de Kaiser).

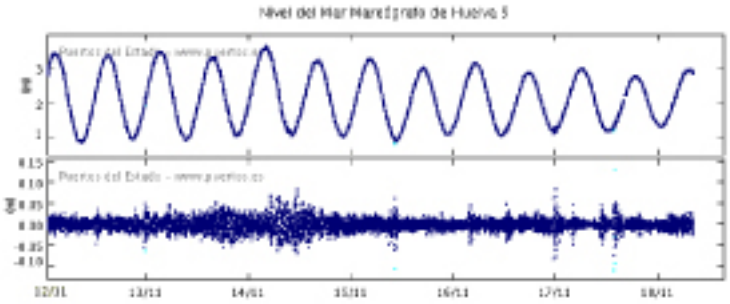


Figura 5. Serie filtrada de nivel del mar (abajo) a partir de la serie de registros, 1 minuto, de un mareógrafo (arriba)

Para la determinación del nivel de alerta se trabaja sobre la varianza la serie filtrada. El sistema cuenta con un algoritmo basado en la detección de cambios bruscos en dicha varianza (ver Figura 6). Los niveles a los que se activan este tipo de alerta se han determinado individualmente para cada mareógrafo a partir de la información de registros históricos.

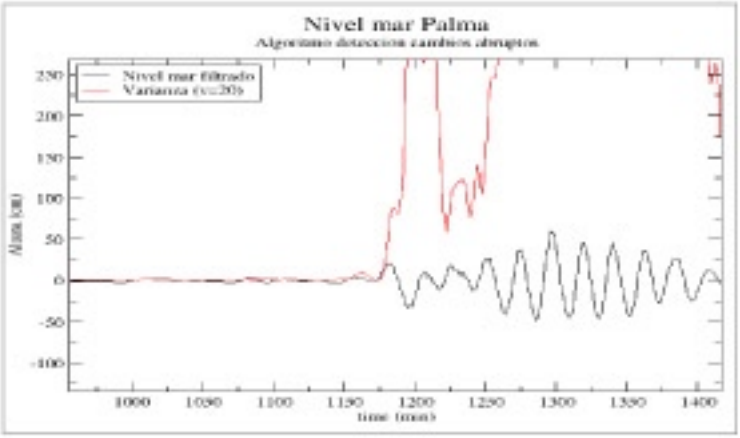


Figura 6. Ejemplo del funcionamiento del algoritmo de detección de cambios abruptos en la varianza

Alerta Combinada Oleaje-Nivel del Mar

El sistema cuenta con un módulo específico destinado a detectar situaciones de peligro debidas el efecto combinado del oleaje (altura significante) y el nivel del mar actuando en el mismo momento. Estas situaciones se pueden dar durante temporales que coincidan con mareas altas. En esos casos, la coincidencia del fuerte oleaje con la pleamar incrementa notablemente el efecto del temporal sobre las infraestructuras costeras.

El método de cálculo es análogo al de las generación de alertas individuales utilizando un 85% del valor del umbral. Actualmente este tipo de alerta solo se está ofreciendo para las alertas en tiempo real, generadas a partir de datos medidos. Para poder ejecutar esta alerta es necesario contar con, al menos, datos de dos sensores, el de oleaje y el de nivel en la misma zona de influencia. Dado

que no se puede asegurar que los sensores estén exactamente en la misma posición, estas alertas se generan a nivel de zona y puerto.

Para que la alerta sea lanzada, es necesario que ambos valores superen algunos sus respectivos umbrales. En caso de mostrar cada uno diferente nivel de alerta, prevalece la alerta de menor rango.

ACCESO A LOS AVISOS

Como ya se ha indicado anteriormente, el estado de las alertas se puede consultar en dos páginas web (ver Figura 2, derecha). La página http://alertas.puertos.es fue específicamente desarrollado para los avisos generados en tiempo real a partir de medidas instrumentales. Este portal permite acceder a la información a tres escalas geográficas distintas, a saber, por estación de medida, por puerto (en todos los puertos de titularidad estatal) y por zona (ver Figura 4). Cada estación/puerto/zona aparece geo-referenciada en un mapa mediante un icono que tendrá el color correspondiente al estado de la alerta. Adicionalmente, el usuario puede pinchar sobre dicho icono para conocer el valor exacto de la alerta y el instante en que se produjo.

Por otro lado, la página principal de la web de Puertos del Estado, http://www.puertos.es, también ofrece la información de las alertas (ver Figura 2, izquierda). En este caso la información se muestra también geo-refereciada por zonas cubriendo las aguas que rodean la Península Ibérica, Islas Baleares y Canarias. Además de las alertas en tiempo real, este servicio cuenta además con las alertas basadas en la información suministrada por los sistemas de predicción de oleaje y nivel del mar, que permiten generar avisos para los próximos 3 días.

En ambos portales la información de las alertas en tiempo real se actualiza cada minuto, ya que esta es la frecuencia con la que el sistema recibe nueva información y se recalculan los índices de alerta. En el caso de las alertas basadas en la predicción la actualización se hace dos veces al día, justo después de la obtención de las nuevas previsiones.

De manera adicional Puertos del Estado ha implementado un servicio de suscripción completamente gratuito que permite recibir a diario la información del estado de las alertas basadas en la predicción por e-mail. El alta, así como la baja, en este servicio se puede hacer online a través de la sección de suscripciones de la página web de Puertos del Estado.

CONCLUSIONES

Se ha puesto en funcionamiento un sistema marino de alerta temprana que permite avisar en tiempo real y además prever en un futuro próximo potenciales peligros debidos a fenómenos marinos que puedan a la seguridad en la navegación así como a las actividades costeras y portuarias en aguas españolas. El sistema se basa en la información de ciertos parámetros físicos obtenidos de redes de medida permanentes así como de sistemas de predicción operacionales. La actualización de la información es inmediata y el acceso es libre a través de internet, ya se avía página web o envío de SMS.

6.1.6. PROYECTO SAMPA: SISTEMA AUTÓNOMO DE MEDICIÓN, PREDICCIÓN Y ALERTA EN LA AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS

F. de los Santos[1], M. Gómez[2], J. C. Sánchez[3], D. Santos[1], M. García[2], M. I. Ruiz[2], B. Pérez[2], J. Conde[4], J. García[3], E. Álvarez[2], A. Carrasco[1]

1. Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. fsantos@apba.es, acarrasco@apba.es
2. Organismo Público Puertos del Estado. bego@puertos.es, marcos@puertos.es, maribel@puertos.es, marta@puertos.es, enrique@puertos.es
3. Grupo de Oceanografía Física, Universidad de Málaga. glafuente@ctima.uma.es
4. AEMET. jcondec@aemet.es

INTRODUCCIÓN

La seguridad y la sostenibilidad son piezas clave del futuro del sistema portuario español. Teniendo esto en mente, el conocimiento preciso del medio físico marino en el que están inmersos los puertos es imprescindible para la toma de decisiones basada en el conocimiento. Este hecho es particularmente relevante para el área del Estrecho de Gibraltar y, en particular, para la Bahía de Algeciras, donde se registran unas de las mayores intensidades de tráfico marítimo del planeta. Estas aguas son punto de confluencia de las principales rutas marítimas internacionales (Fig. 1), con casi 100.000 buques transitando al año, de los cuales unos 25.000 hacen escala en las aguas e instalaciones administradas por la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA) (Figura 2 y 3).



Figura 1: Principales rutas marítimas internacionales



Figura 2: Foto satélite de la Bahía de Algeciras

El proyecto SAMPA (Sistema Autónomo de Medición, Predicción y Alerta) posibilitará, entre otras cosas, conocer con más exactitud y antelación las condiciones océano-meteorológicas (viento, corrientes, olas y nivel del mar) del Estrecho de Gibraltar y la Bahía de Algeciras, con objeto de prever con mayor exactitud los temporales y minimizar los riesgos asociados.

Los avances desarrollados para Algeciras, puerto piloto de instalación de estas nuevas mejoras asociadas al SAMPA, podrían ser en un futuro implantados en otros puertos españoles.



Figura 3: Zonas de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO SAMPA

El Área de Medio Físico del Organismo Público Puertos del Estado (OPPE), la APBA y el Grupo de Oceanografía Física de la Universidad de Málaga, con la colaboración de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), están desarrollando el proyecto SAMPA.

El objetivo final del proyecto es la implantación de un sistema de predicción de alta resolución en toda la zona del Estrecho de Gibraltar y las instalaciones portuarias de la Bahía de Algeciras y Tarifa, conectados a un sistema de alerta temprana, que permitirá conocer con mayor exactitud y antelación las condiciones océano-meteorológicas, y poder planificar y organizar las operaciones portuarias en base a ellas.

La ejecución de este proyecto permitirá la creación de sistemas de monitorización y previsión océano-meteorológica específicos para los puertos de Algeciras y Tarifa que serán de gran utilidad en el diseño y explotación portuaria, y que permitirán que la toma diaria de decisiones se base en un conocimiento más preciso del medio, aumentando de forma notable la seguridad y eficiencia de las instalaciones portuarias y redundando en una mayor competitividad; el desarrollo de sistemas de alerta que, de forma automática, informen de situaciones océano-meteorológicas adversas; el desarrollo de sistemas que sirvan de ayuda a los buques que hagan uso de ambos puertos; el desarrollo de herramientas que optimicen la calidad ambiental y permitan una lucha eficaz contra la contaminación marina; o la obtención de un mejor conocimiento de la dinámica marina y atmosférica del Estrecho y la Bahía, lo que repercutirá en una mejor gestión ambiental del entorno.

El diferencial con respecto a los modelos operacionales desarrollados hasta la fecha radica en la globalidad del proyecto, usando redes de medida y modelos numéricos de alta resolución, en una de las zonas del planeta más especiales desde el punto de vista océano-meteorológico.

El proyecto consta de 3 módulos principales:
· Implantación de un sistema de medición permanente (boyas oceanográficas, estaciones de nivel del mar, estaciones meteorológicas y correntímetros).
· Desarrollo de un sistema de predicción basado en modelos numéricos (atmósfera, corrientes, oleaje, nivel del mar y trayectoria de vertidos)
· Puesta en marcha de un sistema de alerta temprana basado en la detección de situaciones adversas y la publicación/envío de advertencias a las distintos usuarios de la comunidad portuaria.

SISTEMA DE MEDICIÓN PERMANENTE

Debido a las variaciones espacio-temporales de las variables de interés, es necesario disponer de una red de medida permanente en la zona de estudio para mejorar el conocimiento del medio. Además de este objetivo general, un sistema de medición permanente persigue obtener registros temporales de larga duración para su análisis estadístico y la monitorización en tiempo real de estas variables. Estos datos también se usarán en la calibración y validación de los modelos numéricos, sirviendo para la puesta a punto y comparación continua de los mismos.

Para cubrir estos objetivos, se ha diseñado un sistema de medición permanente de variables océano-meteorológicas, cuyos datos se integran en las redes actuales de OPPE, y que está compuesto por los siguientes instrumentos (ver Figura 4):
· 3 Boyas: 2 en la Bahía de Algeciras (Punta Carnero y Campamento) y 1 en Tarifa.
· 4 Estaciones meteorológicas: 3 estaciones meteorológicas en la Bahía de Algeciras y 1 en Tarifa.
· 2 Mareógrafos basados en tecnología radar: 1 en la Bahía de Algeciras y 1 en Tarifa.

· 1 correntímetro perfilador (ADCP) para medir las corrientes en la columna de agua en la Bahía de Algeciras.



Fig. 4: Sistema de medición permanente.

Todos los datos serán de libre acceso en la web y podrán ser consultados en tiempo real.

SISTEMA DE MODELADO/PREDICCIÓN

Dentro de este proyecto se están desarrollando los siguientes modelos de alta o muy alta resolución (según el interés de la zona y el coste computacional) para el Estrecho de Gibraltar y la Bahía de Algeciras: atmósfera, oleaje, corrientes, nivel del mar y apoyo contra la contaminación marina accidental.

Cada uno de los modelos está especializado en la representación de determinados agentes, y deben ser implementados de forma específica para el Estrecho de Gibraltar en general, y la Bahía de Algeciras y Tarifa en particular. Cada uno de ellos constituye un módulo independiente, pero interaccionan y se retroalimentan entre sí. Por ejemplo, el modelo a usar para simular las condiciones de oleaje se alimentará de los campos de viento generados por el modelo atmosférico y de la información suministrada del modelado del nivel del mar. A su vez, las corrientes dependen tanto de la circulación inducida por los cambios en el nivel del mar como de los vientos, etc... En definitiva, existe una interacción entre los distintos modelos numéricos que debe ser tenida en cuenta.

A pesar de las diferencias existentes entre los distintos modelos, algo común a todos ellos es la complejidad adicional en la modelización que introduce las especiales condiciones del Estrecho. Además, para reducir el coste computacional, se hace uso de la técnica de anidamiento de modelos.

A continuación se realiza una descripción de cada uno de los sistemas basados en modelos que se desarrollarán o perfeccionarán gracias al proyecto, comentando sus principales características y la metodología de trabajo que se va a seguir.

MODELO ATMOSFÉRICO

El objetivo es desarrollar un sistema de predicción atmosférico específico de muy alta resolución que permita pronosticar el estado atmosférico local para la zona del Estrecho y la Bahía de Algeciras, ofreciendo una mejora con respecto a las predicciones meteorológicas regionales proporcionadas actualmente por los diferentes centros meteorológicos. Este trabajo es posible gracias a la colabora-

ción de AEMET, con quien Puertos del Estado mantiene un acuerdo de colaboración y una fecunda cooperación interinstitucional desde hace años.

El beneficio asociado de disponer de esta herramienta es doble: por un lado, permite que la APBA pueda contar con información de predicción meteorológica local de calidad, la cual es de gran utilidad para planificar operaciones portuarias seguras tanto en términos medioambientales como operacionales. Por otro, se erige en un paso previo importante para afrontar con garantía el desarrollo de cualquier sistema de modelado costero (oleaje o circulación/corrientes) que permita proporcionar predicciones locales realistas en una zona de orografía y línea de costa compleja.

Se está implementando el modelo CALMET con una resolución del orden de 1 km en toda la zona de estudio.

MODELO DE OLEAJE

Se desarrollará un sistema de predicción de oleaje específico para la APBA partiendo del actual sistema de Puertos del Estado. El Estrecho se caracteriza por estar influenciado tanto por los frentes procedentes del Atlántico como los del Mediterráneo, dando lugar a fenómenos de oleajes cruzados superpuestos a los generados por el viento local. Esto significa que deben ser modeladas ambas regiones usando modelos de generación y propagación de oleaje oceánicos (en este caso WAM) forzados por campos de viento procedentes de modelos atmosféricos regionales.

Las características del Estrecho hacen que sea necesaria una solución específica para modelar esta zona. Por un lado el oleaje se puede propagar de un lado al otro del Estrecho, por lo que es necesario que la aplicación reciba condiciones de contorno simultáneamente en ambos bordes. Por otro lado, el Estrecho necesita ser modelado con una resolución muy alta, para tener un número suficiente de puntos de malla que lo represente. Por último, al ser una zona en la que las corrientes pueden llegar a tener una influencia sobre el oleaje, se quiere tener la posibilidad de modelar este fenómeno, por lo que se ha elegido un modelo que tuviera esta opción.

Teniendo en consideración todos estos aspectos, se ha decidido utilizar un modelo distinto del que se ha utilizado para el resto de las costas españolas. Este modelo es el WAVEWATCH, que permite utilizar una resolución de malla mucho mayor que el WAM, y contempla la posibilidad de que el oleaje interaccione con corrientes y pueda recibir condiciones de contorno de dos aplicaciones distintas.

En el marco de este proyecto se está desarrollando un sistema para la predicción de oleaje en el interior de la Bahía de Algeciras. El sistema de predicción de oleaje de escala portuaria, SAPO, consiste en una aplicación desarrollada para cada puerto, anidada al sistema de escala oceánica. Tiene dos módulos básicos: Un módulo de generación de oleaje, basado en el modelo SWAN y que cubrirá un área de unos 25x25 kilómetros con una resolución de unos 100 m. en torno al puerto, y un módulo de agitación para el interior de las instalaciones abrigadas.

Para modelar el oleaje a escala portuaria existen fundamentalmente dos tipos de modelos: los que promedian la fase, como el SWAN, y los que no promedian la fase como los modelos tipo Mild Slope o Boussinesq. La principal ventaja de los primeros es que pueden considerar la generación y crecimiento del oleaje por el viento y la principal desventaja es que, en principio, no pueden resolver fenómenos como la difracción o la reflexión para los que es imprescindible tener información de la fase. Por otra parte, los modelos tipo Mild Slope o Boussinesq, que sí resuelven la fase, no están concebidos para ser implementados en zonas extensas, como la Bahía de Algeciras. Habitualmente, el esquema de los sistemas SAPO está basado en un modelo del primer tipo en el exterior del puerto, en la zona en la que la generación es mucho más importante que la reflexión

o difracción y un modelo que sí resuelve la fase en el interior del puerto, en el que la generación pierde importancia pero es fundamental considerar reflexión y difracción. Sin embargo, en el caso del interior de la Bahía de Algeciras la situación es particularmente compleja, dado que todos los fenómenos son muy importantes al mismo tiempo.

MODELO DE CORRIENTES

Dentro de este apartado del proyecto se implementará un sistema de predicción operacional de corrientes de alta resolución sobre el Estrecho y la Bahía de Algeciras.

Dadas las especiales características hidrodinámicas de la zona a simular, marcada notablemente por la singularidad del Estrecho, se emplearán modelos baroclínicos tridimensionales capaces de reproducir los distintos procesos físicos que configuran la circulación atendiendo a las diferentes escalas tratadas. Se trabajará con el modelo MITgcm (Massachusetts Institute of Technology general circulation model) que está siendo empleado para simular problemas de intercambio baroclino y procesos no lineales en el Estrecho por el Grupo de Oceanografía Física de la Universidad de Málaga (ver Fig. 5).

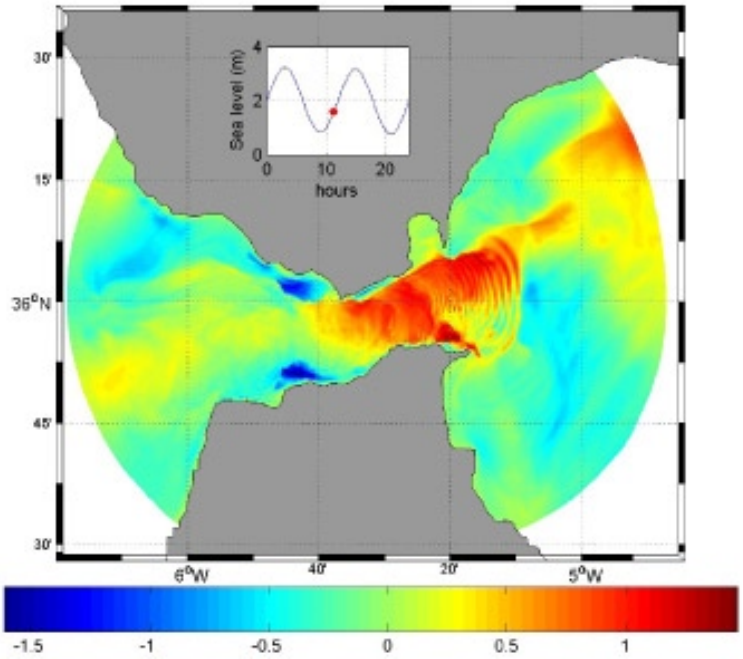


Fig. 5: Corrientes superficiales en el Estrecho. Salida del modelo MIT-gcm

Con el fin de ser capaces de producir información de predicción con la mayor fiabilidad posible y de utilidad para la actividad portuaria, que cubra adecuadamente desde la escala regional (resolución del orden del Km.) a la local (resolución del orden de centenas de m.), se plantea la creación de una herramienta de modelado, que partiendo de predicciones regionales alcance a simular la dinámica en zonas portuarias.

El modelo será forzado por la marea astronómica, forzamiento atmosférico remoto y forzamiento atmosférico local proporcionado por el modelo atmosférico de alta resolución a desarrollar en este proyecto.

MODELO DE NIVEL DEL MAR

Se generarán dos tipos de predicción de nivel del mar para ser empleados en los sistemas de alerta y en la operativa general en la APBA.

Se desarrollará, partiendo del sistema Nivmar desarrollado por Puertos del Estado (basado en el modelo numérico de circulación oceánica HAMSOM), predicciones del nivel del mar a 72 horas con vistas específicas para los Puertos de Algeciras y Tarifa. Estas predicciones tendrán en cuenta tanto la marea astronómica como el efecto que la meteorología (viento y presión atmosférica) ejercen sobre el nivel del mar.

Además de este desarrollo vinculado al sistema Nivmar, se desarrollarán sistemas de predicción de marea astronómica pura (sin efecto de la meteorología) para los dos puertos. El objetivo de estos sistemas será dar una predicción del nivel del mar cuando el horizonte de predicción sea superior a las mencionadas 72 horas. Las predicciones de marea astronómica se realizarán en base a los datos medidos por los nuevos mareógrafos que han sido instalados en el ámbito de este proyecto.

SISTEMA DE ALERTA TEMPRANA

Se implementará un sistema de alerta temprana basado tanto en los datos medidos en tiempo real como en las predicciones de los modelos. La disponibilidad de esta información de los distintos agentes del medio físico permite el desarrollo de sistemas de alerta según las situaciones de potencial peligro para los usuarios de las infraestructuras y de las aguas gestionadas por la APBA.

Se establecerán sistemas de alerta ante las siguientes situaciones:

· Oleaje, viento o nivel del mar que superen un cierto umbral.
· Rebase de instalaciones portuarias.
· Oscilaciones rápidas del nivel del mar.
· Combinaciones adversas de parámetros (p.ej. oleaje y nivel del mar).

Las alertas serán accesibles por medio de información en Internet a través de una interfaz gráfica en la que mediante semáforos de colores se indica si existen alertas en tiempo real. Se considerará una primera "alerta naranja" en situación de amenaza y una "alerta roja" en situación de peligro. Las alertas podrán también ser enviadas a través de mails, sms's, etc...

El acceso a la información océano-meteorológica disponible se realizará mediante un portal web específicamente desarrollado para este proyecto. La consulta de la información se organizará por parámetros (oleaje, nivel del mar, corrientes, etc) que se podrán seleccionar mediante menús. Éstos se complementarán con mapas que se generarán dinámicamente aprovechando las posibilidades de Google Maps. Mediante estos mapas se podrán visualizar las ubicaciones en las que existe información de los parámetros seleccionados, superponer campos de previstos y localizar geográficamente las alertas.

CONCLUSIONES

En este artículo se ha puesto de manifiesto la importancia que tiene el Estrecho tanto desde el punto de vista ambiental como del transporte marítimo y logística internacional, y la influencia que tienen los agentes océano-meteorológicos en el tráfico marítimo, las infraestructuras y la explotación portuaria.

El poder contar con una herramienta operacional (automática y robusta) avanzada de ayuda en la toma de decisiones abrirá un amplio abanico de posibilidades de mejora en la prestación de servicios y gestión portuaria.

En este sentido la APBA se convierte en puerto piloto de todo el sistema portuario español para el desarrollo e implementación de sistemas de medición y predicción océano-meteorológica con aplicaciones portuarias.

En el proyecto se aplicarán los últimos avances científicos en los campos de investigación oceanográfica y atmosférica, y se particularizarán para el Estrecho y la Bahía de Algeciras, teniendo en cuenta las especiales condiciones y las complejidades que presenta la zona de actuación. Es un proyecto ambicioso, pero necesario y realista, que pone a disposición de la comunidad portuaria en particular y la sociedad en general un producto de alto nivel tecnológico que tendrá repercusiones muy positivas tanto a nivel socioeconómico como ambiental.

6.2. LOS EFECTOS DE LA ACTIVIDAD HUMANA SOBRE LA COSTA

6.2.1. EL SEGUIMIENTO AMBIENTAL DEL PLACER DE MECA

S. Mestre[1], G. Gómez[2], L. Fages[2], J.J. Muñoz[2], A. de la Casa[2], F.J. González[1], M. Barrientos[1], J. Román[2], M. Navarro[3]

1.Tecnoambiente, S.L.. Delegación en Andalucía. C/ Newton, 15 E. 11407 Jerez de la frontera. Cádiz.
2. Demarcación de Costas Andalucía Atlántico. C/ Marianista Cubillo, 7. 11071 Cádiz
3. Departamento de Física Aplicada, Universidad de Cádiz, CASEM, Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real. Cádiz.

INTRODUCCIÓN

El placer de Meca, frente a la costa de Trafalgar, es el único yacimiento marino disponible en la costa de Cádiz con material suficiente y de buena calidad para atender las necesidades de aportación periódica existentes en buena parte del litoral gaditano.



Figura 1. Zona de actuación

En el año 2.000 se elaboró el Estudio de Impacto Ambiental del dragado del Placer de Meca para el arco sur de la provincia entre Camposoto y Barbate, que estimaba en 10 años y cinco millones de m3, la capacidad del yacimiento y establecía las condiciones de viabilidad ambiental de su explotación. No obstante, este procedimiento de evaluación ambiental no se llegó a tramitar. Por tanto no hay ninguna resolución que sustente esta evaluación del dragado del yacimiento.

La Resolución de 1 de abril de 2003, de la Secretaría General de Medio Ambiente, sobre la evaluación de impacto ambiental del proyecto "Explotación de una zona del Placer de Meca para realimentación de las playas urbanas de Cádiz", de la Dirección General de Costas, dio cobertura a un dragado del yacimiento de 485.000 m3, que se ejecutó en 2004. Aunque en la citada resolución se cita el estudio de impacto del 2.000, se hace referencia a él como parte de la información técnica recabada para emitir la Resolución, no implicando en absoluto que el planteamiento global del EIA hubiera sido aceptado al no haber sido evaluado en su conjunto.

La Resolución de 5 de Junio de 2006, de la Secretaria General para la Prevención de la Contaminación y el Cambio Climático, por la que se adopta la Decisión de No Someter a Evaluación de Impacto Ambiental el Proyecto de «Regeneración de La Playa de El Palmar, (Vejer de La Frontera-Cádiz)», promovido por la Dirección General de Costas, autorizó a otro dragado de 590.000 m3, que fue ejecutado en el verano de 2008. En el verano de 2010 se ha vuelto a dragar un

total de 207.324,91 m3, esta vez con carácter de obra de emergencia debido a la importante pérdida de arena que en ciertas playas (La Victoria, Camposoto y la Barrosa), produjeron los temporales del pasado invierno. Ello hizo posible que no hiciera falta una resolución motivada y expresa de la Dirección General de Calidad y Evaluación Ambiental conforme al procedimiento establecido para los proyectos del anexo II del Real Decreto Legislativo 1/2008, de 11 de enero, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos.

En cualquier caso, el hecho es que cada vez que se requiere realizar un dragado en el Placer de Meca es inevitable la consulta conforme a lo dispuesto en el R.D.L. 1/2008, lo que conlleva un cierto grado de complejidad a la hora de garantizar la respuesta ante las necesidades de restauración del litoral y regeneración de importantes playas de la costa gaditana que se encuentran sometidas a procesos erosivos más o menos intensos.

Atendiendo a la circunstancia, la Demarcación de Costas de Cádiz ha diseñado una estrategia que si bien no permite evitar la tramitación, si la simplifica enormemente en la medida en que aporta seguridad al órgano ambiental a la hora de estudiar cada proyecto y resolver en el sentido de no hacer necesaria la evaluación ambiental, al menos por lo que al dragado se refiere.

Esta estrategia se concreta en el establecimiento de un protocolo de monitorización ambiental durante las obras de dragado y de seguimiento a largo plazo de las repercusiones ambientales del mismo. Esta sistemática de control se inició en 2004 durante el dragado para la regeneración de las playas urbanas de Cádiz, se repitió en 2008 durante el dragado para la regeneración de la playa de El Palmar y se ha vuelto a repetir en 2010.

De esta forma, se ha llevado a cabo un seguimiento ambiental del sistema que abarca el periodo 2004-2006 y 2008-2010, así como una monitorización intensiva durante las operaciones de dragado. Ello ha permitido contar con una vasta colección de datos que convenientemente tratados ha permitido conocer el comportamiento ambiental del ecosistema y su capacidad de respuesta y adaptación a las perturbaciones generadas por los dragados.

Esta información se considera fundamental para armar los documentos ambientales que en atención al procedimiento establecido para los proyectos del anexo II del R.D.L. 1/2008, han de ser elaborados, aportando en cada consulta los argumentos suficientes que justifican la viabilidad de las actuaciones. La garantía de conocimiento del comportamiento ecológico del sistema, facilita la toma de la decisión, y con ello la agilidad en la tramitación.

METODOLOGÍA

Los estudios que han permitido el seguimiento ambiental del sistema que abarca el periodo 2004-2006 y 2008-2010, así como una monitorización intensiva durante las operaciones de dragado, han sido:

- Programa de vigilancia ambiental a largo plazo del proyecto “Explotación de una zona del Placer de Meca para la realimentación de las playas urbanas de Cádiz”. Plan de seguimiento (2004-2006)
- Programa de vigilancia ambiental del proyecto “Explotación de una zona del Placer de Meca para la realimentación de las playas urbanas de Cádiz” (2004)
- Seguimiento ambiental de la explotación de una zona del Placer de Meca para la regeneración de la laya de El Palmar, Vejer de la Frontera (Cádiz) (2008-2010)
- Seguimiento de las comunidades biológicas durante la ejecución del dragado del Placer de Meca para la alimentación de varias playas de la provincia de Cádiz en el verano de 2010

· Seguimiento de la afección espacial y temporal de la pluma de turbidez generada durante el dragado del Placer de Meca. Conil de la Frontera (Cádiz)

Estos estudios han conllevado las siguientes actuaciones de control:

- Control de la turbidez y su evolución durante las operaciones de dragado.
- Control de la calidad y características sedimentarias del yacimiento antes y después de la actuación.
- Comprobación del estado de las comunidades biológicas con carácter preoperacional a cada dragado, identificando indicadores cuantitativos del mismo (biodiversidad, densidad, riqueza....
- Evaluación del estado de las comunidades biológicas, identificando los mismos indicadores cuantitativos del mismo, al mes, seis meses, 12 meses y 24 meses tras la finalización de las operaciones de dragado.
- Análisis de la evolución de las capturas registradas en la lonja de Conil en los periodos de interés.
- Control de capturas accidentales de especies comerciales.

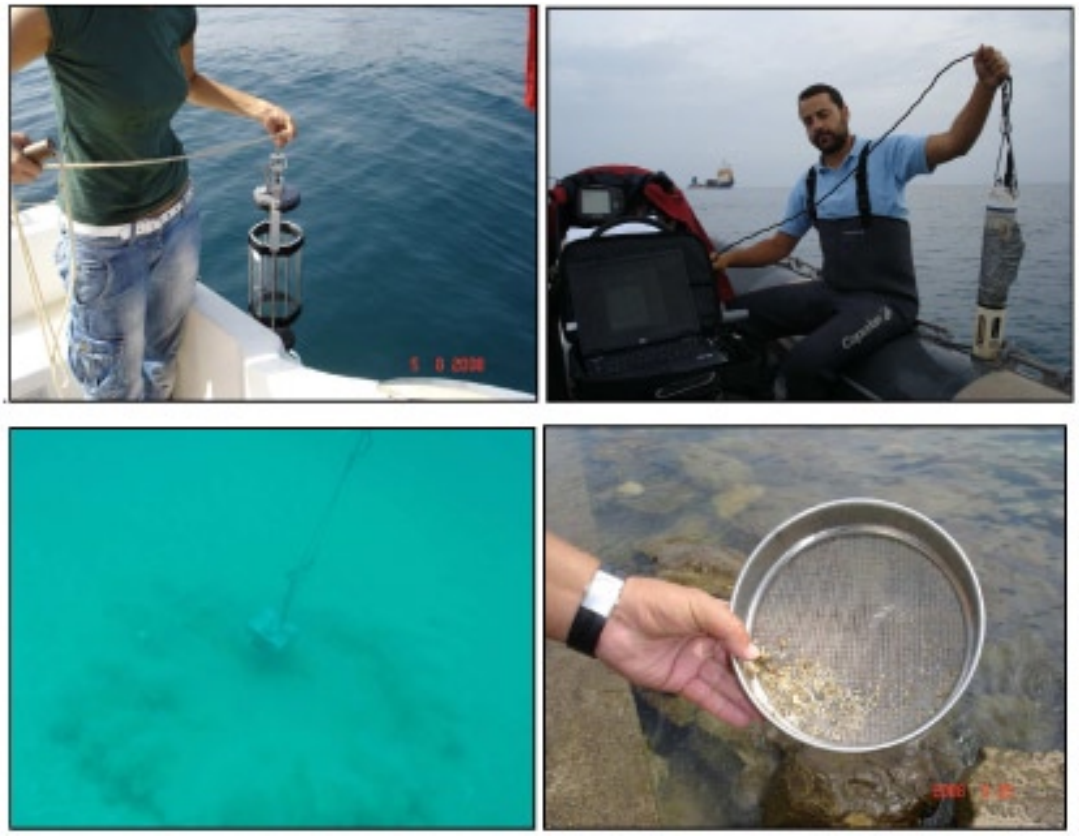


Figura 2. Trabajos de toma de muestras

DISCUSIÓN

El programa de vigilancia ambiental a largo plazo del proyecto **"Explotación de una zona del Placer de Meca para la realimentación de las playas urbanas de Cádiz". 2004-2006**, arrojó los siguientes resultados:

En lo que respecta a la calidad sedimentaria que la eliminación por el dragado de la capa superficial de sedimentos dejó en la superficie del lecho marino un sedimento de similares características al inicialmente presente. Las muestras analizadas en todas las campañas de seguimiento y preoperacional estaban compuestas casi exclusivamente por arenas, sin presencia de finos, en general, bien clasificadas y siguiendo una distribución granulométrica simétrica.

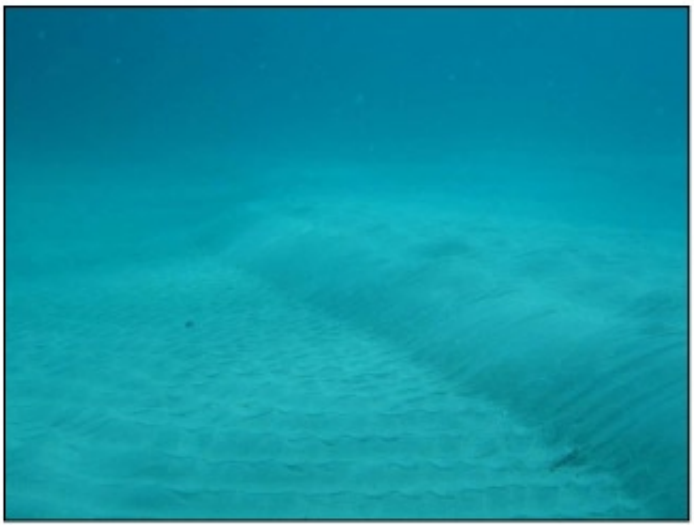


Figura 3. Marcas de arrastre

El dragado del sustrato en la zona del placer de Meca hizo que la comunidad de arenas medias bien calibradas (AMC) allí asentada tuviera que regenerarse desde cero, por lo que se encontraron escasos organismos en la 1ª campaña de seguimiento (1 mes tras el dragado). El número de organismos contabilizados en la 2ª campaña (6 meses tras el dragado), aumentó hasta llegar a ser del 30% respecto al contabilizado para el preoperacional y la diversidad obtenida fue similar a la medida antes de las obras, denotando la recuperación del medio, aunque no completa. En la 3ª campaña de seguimiento, al año del dragado, los valores obtenidos para los indicadores ambientales analizados fueron similares a los obtenidos en la campaña preoperacional, indicativo de una recuperación casi completa del medio. En la 4ª campaña de seguimiento, a los dos años de la actuación, los valores obtenidos para los indicadores ambientales analizados fueron claramente superiores a los preoperacionales por lo que cabe pensar en una recuperación completa del medio afectado.

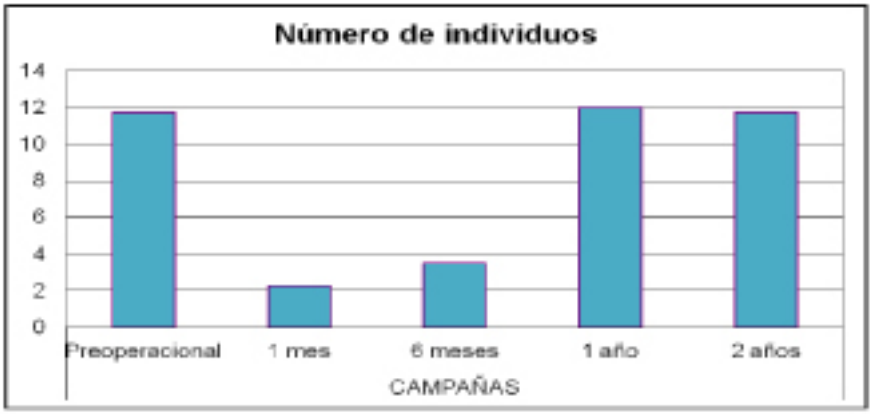


Figura 4. Evolución del número de individuos

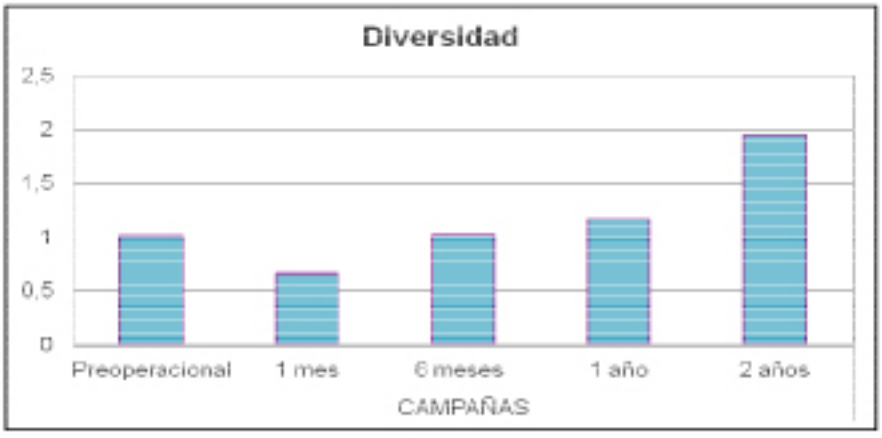


Figura 5. Evolución de la diversidad

En lo concerniente a los recursos pesqueros las únicas especie de interés pesquero que fueron capturadas durante el dragado en cantidades significativas fueron las pertenecientes al género Solea. Considerando como peso medio de cada individuo 200 g (150 gr para los inmaduros y 250 gr para los reproductores), se obtuvo un total de 110 Kg de Solea sp., (552 ind. x 0,2 Kg). Esta cantidad representa el 2,0 % de las capturas medias obtenidas por las flotas de Conil y Barbate para el mismo periodo en los años 2002 y 2003, que trasladado al apartado económico, correspondería a 1034 €, cantidad que supone un valor despreciable frente a los 51.415 € que representan el volumen total de capturas de soleidos para estas dos flotas.

Se pudo concluir que el efecto sobre los recursos pesqueros causado por el dragado del Placer de Meca en 2004 fue prácticamente inapreciable.

El seguimiento ambiental a largo plazo de la **explotación de una zona del Placer de Meca para la regeneración de la Playa de el Palmar, Vejer de la Frontera (Cádiz). 2008-2010**, ofreció los siguientes resultados:

Las muestras analizadas, tanto en la campaña preoperacional, como en las campañas de seguimiento, están compuestas casi exclusivamente por arenas, sin presencia de finos y con un contenido en materia orgánica casi inapreciable. La eliminación por el dragado de la capa superficial de sedimentos en la parcela estudiada del Placer de Meca, ha dejado aflorar sobre el lecho marino unas arenas de similares características a las inicialmente presentes, aunque con someras diferencias, pues las arenas sufrieron, en general, un empobrecimiento en la clasificación, así como un desplazamiento en el sesgo de las distribuciones de frecuencias hacia el lado de mayor tamaño de grano. Esto se debe probablemente al afloramiento de un sustrato de mayor tamaño de grano tras la retirada de la capa superficial. Por otra parte, decir que existen diferencias entre las D50 registradas antes y después del dragado, pero no siguen el mismo patrón, ya que las hay que aumentan y otras que disminuyen. No obstante, todas están comprendidas entre 0,20 y 0,39 mm. Estas variaciones pueden estar inducidas por la existencia de ripples y surcos de gran tamaño en la zona. En estos, se ha observado que el material más grueso se deposita en las crestas de los mismos, mientras que los más finos se encuentran en los senos, con lo cual el muestreo está condicionado por la ubicación de caída de la draga.

En lo que respecta a las comunidades biológicas, y como consideraciones previas, decir que los máximos valores de riqueza ecológica en una comunidad bentónica se observan en el periodo estival, debidos al aumento de la temperatura y a la estabilidad hidrodinámica. Es por esto que cualquier comparación de los datos obtenidos tras las obras con los que se obtuvieron en el preoperacional se debe realizar con ciertas reservas y siempre intentando, dentro de lo posible, diferenciar las variaciones debidas a la obra, de las intrínsecamente estacionales.

Los resultados obtenidos mostraron un escaso grado de desarrollo de las comunidades asentadas sobre sustrato sedimentario, tanto en la zona de dragado, como en la zona de vertido. El análisis de los índices empleados así como la densidad de individuos obtenida mostraron un descenso importante de la riqueza ecológica en la zona de dragado tras la extracción, mayor en las zonas centrales, hecho esperable al haberse eliminado la capa superficial de sedimento que es la que alberga a la biota. Trascurrido un año tras la actuación, se observó una recuperación que podría considerarse completa en la zona de dragado (descenso de la diversidad y la complejidad en la primera campaña de seguimiento y recuperación en campañas posteriores con máximos en la 3ª y 4ª campaña de seguimiento, coincidiendo con los máximos estivales).



Figura 6. Evolución del número de individuos

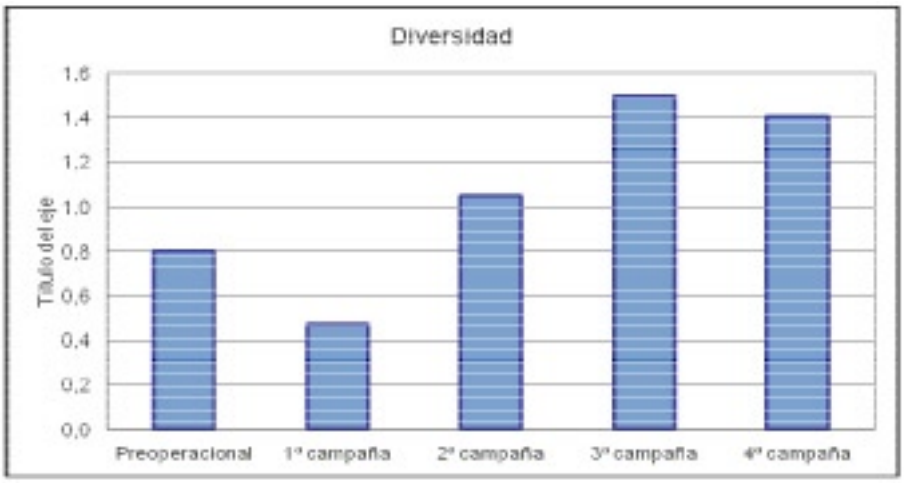


Figura 7. Evolución de la diversidad

En cuanto al seguimiento de las comunidades biológicas durante la ejecución del proyecto **dragado del Placer de Meca para la alimentación de varias playas de la provincia de Cádiz en el verano de 2010**, la campaña preoperacional se realizó en verano y la postoperacional en otoño. Es necesario hacer notar que los máximos valores de riqueza ecológica en una comunidad bentónica se observan en el periodo estival y a comienzos del otoño, debidos al aumento de la temperatura y a la estabilidad hidrodinámica. Es por esto que cualquier comparación de los datos obtenidos tras las obras con los que se obtuvieron en el preoperacional se ha realizado con ciertas reservas y siempre intentando, dentro de lo posible, diferenciar las variaciones debidas a la obra, de las intrínsecamente estacionales. En cualquier caso, los valores de riqueza observados en ambas campañas, en ausencia de alteraciones, deberían ser similares (algo menores para el postoperacional), debido al escaso periodo de tiempo trascurrido entre ambas campañas y al retraso observado en la bajada de la temperatura del agua que se produce habitualmente en otoño.

Los resultados obtenidos pusieron de manifiesto un escaso grado de desarrollo de las comunidades asentadas sobre sustrato sedimentario. El análisis de los índices empleados así como la densidad de individuos obtenida han mostrado un descenso importante de la riqueza ecológica en la zona de dragado tras la extracción, hecho esperable ya que se eliminó la capa superficial de sedimento que es la que alberga a la biota. Trascurrido un mes tras la actuación, se observó una recuperación que podría considerarse importante llegando a superar el 65% en términos de riqueza ecológica y biomasa.

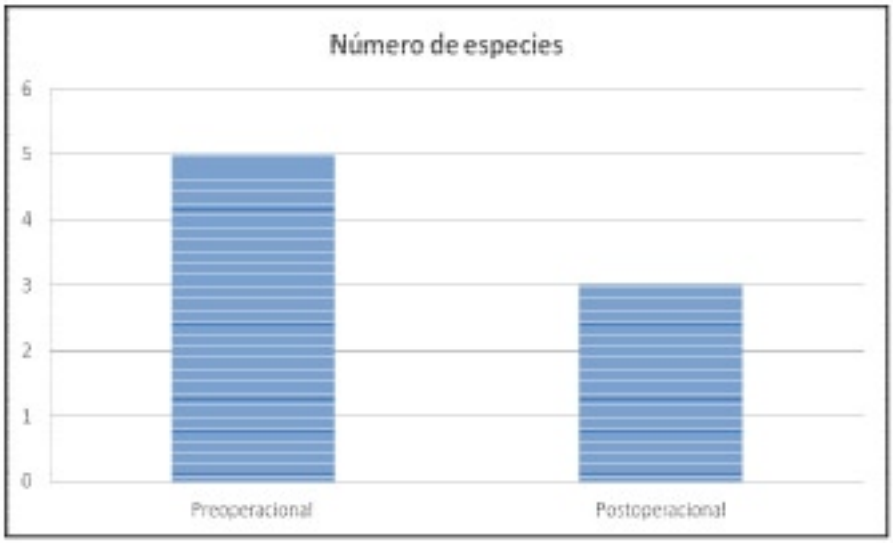


Figura 8. Evolución de la riqueza específica

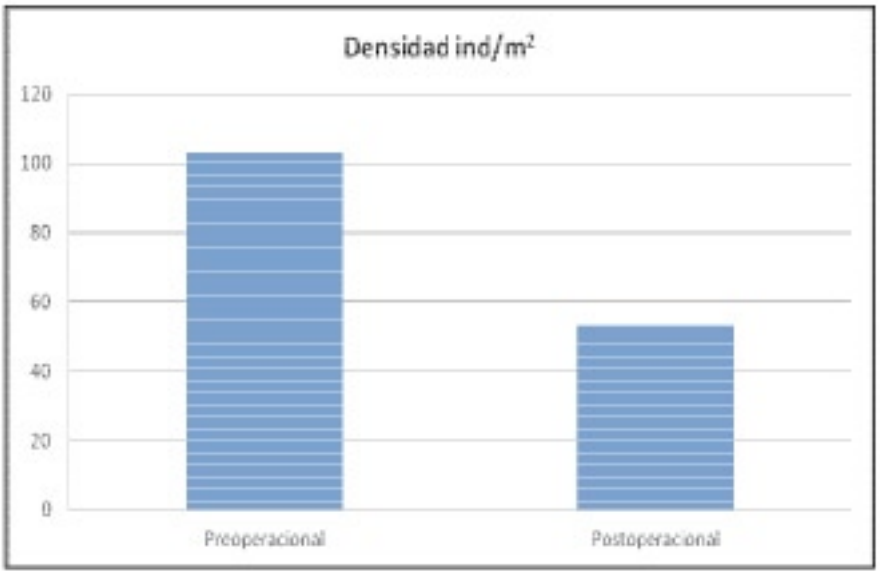


Figura 9. Evolución de la densidad

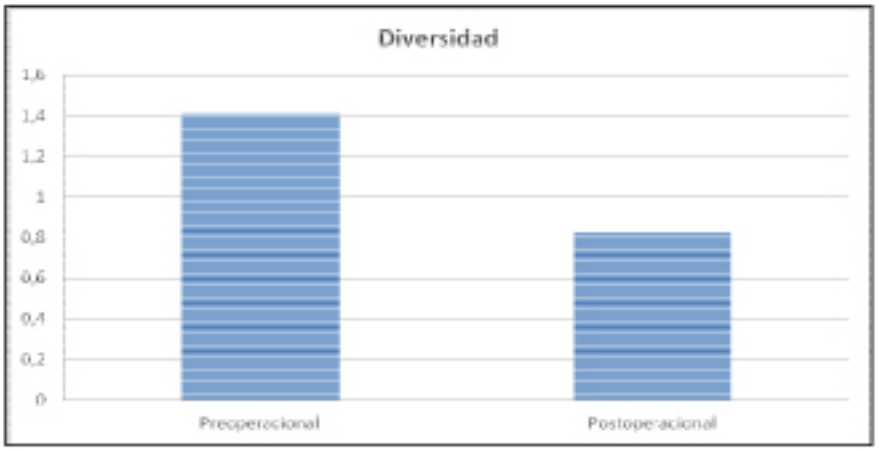


Figura 10. Evolución de la diversidad

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que se han podido obtener a lo largo de estos 6 años son las siguientes:

El fenómeno de la turbidez durante las operaciones de dragado no implica un impacto considerable, debido a que la granulometría del material limita enormemente el ámbito espacial de la alteración de la columna de agua, y sobre todo su duración. La inexistencia de comunidades sensibles como praderas de

fanerógamas en las inmediaciones de la zona de dragado y la importante hidrodinámica de la zona también influyen positivamente en esta consideración.

Las comunidades de fondo blando vinculadas a la zona de dragado tienen una enorme plasticidad y capacidad de respuesta, habiéndose comprobado una recuperación casi total en periodos en el entorno de los 12 meses, y en cualquier caso descensos de la biodiversidad cuantitativamente menores que los que de forma natural se producen de forma estacional.

Los recursos pesqueros demersales objeto de la flota pesquera artesanal no se ven afectados significativamente. En todo caso debe evitarse el dragado durante el periodo en que la almadraba está calada, pues el simple trasiego de la draga y el ruido puede perjudicar las capturas.

6.3. OBRAS MARÍTIMAS CÁLCULO ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL

6.3.1. REVISIÓN HISTÓRICA DE LAS VARIABLES Y MODELOS DE EVOLUCIÓN DE DAÑO EN DIQUES EN TALUD Y SU ADECUACIÓN AL ESTUDIO DEL FENÓMENO

J. Abanades[1], R. Gómez[2], C. Castillo[1], R. Molina[2]

1. *Universidad de Castilla-La Mancha. Edificio politécnico. Avda. Camilo José Cela s/n. 13071 Ciudad Real. Javier.Abanades@alu.uclm.es; MariaCarmen.Castillo@uclm.es*
2. *Laboratorio de Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. C/ Profesor Aranguren 1, 28040 Madrid. rgomez@caminos.upm.es; rmolina@caminos.upm.es*

INTRODUCCIÓN

España, al ser un país cuya economía ha estado tradicionalmente ligada al comercio marítimo, dispone de infraestructuras portuarias que cubren en gran medida las necesidades actuales de abrigo. Por otro lado, la crisis económica ha paralizado la inversión en nuevas obras de abrigo, entre las que se encuentran los diques en talud. Por ello, la conservación de la obra construida es prioritaria para que ésta continúe ofreciendo el servicio para el cual fue diseñada. Para el mantenimiento de estas obras es fundamental conocer su comportamiento y evolución frente a las solicitaciones a las que se ve sometida durante su vida útil.

El comportamiento de los diques en talud ha sido estudiado por numerosos autores durante las últimas décadas y debido a su complejidad hoy en día no existe un consenso sobre la definición de daño ni sobre su formulación. Uno de los motivos es que la relación entre el oleaje incidente y la respuesta de la estructura depende de una compleja interacción entre procesos tanto estocásticos como determinísticos.

En este artículo se presenta una revisión histórica de las formulaciones de estabilidad, daño y evolución de daño, además del estudio de las diferentes variables que afectan en las ecuaciones presentadas.

DAÑO EN DIQUES EN TALUD

Como es bien sabido, un dique en talud tiene la función de generar un área abrigada, dado que se produce una disminución de la energía del oleaje incidente en los mantos del dique en talud gracias a la porosidad de los mismos. A pesar de la disparidad de definiciones de daño, de forma general se puede definir como la pérdida total o parcial de su funcionalidad.

El estudio del daño comenzó en 1929 cuando, a partir de una serie de ensayos, Iribarren introduce el concepto de avería en diques en talud. A partir de ese momento se comienza con el estudio de la estabilidad del manto encaminado principalmente al diseño de piezas. Se desarrollan modelos como los propuestos por Iribarren (1965), Hudson (1959) o Giménez-Curto y Losada(1979).

Una vez conocido cuál era el comportamiento del manto frente a las solicitaciones, se comienza a desarrollar la valoración del daño desde dos puntos de vista: cualitativo y cuantitativo. El primero de ellos define diferentes niveles de daño en función del número de piezas extraídas. Destacan las clasificaciones Vidal et al. (1991), continuando el trabajo de Losada et al. (1986) y Van der Meer (1993). Por otro lado, la valoración cuantitativa define el nivel de daño de forma numérica en función del área erosionada o del número de piezas desplazadas.

Como último paso en este recorrido histórico del estudio del daño surgen los modelos evolutivos, que analizan la evolución del daño con el paso del tiempo. La correcta formulación del daño en estos modelos será la clave para una correcta planificación del mantenimiento.

CUANTIFICACIÓN DEL DAÑO: VARIABLES DE MEDIDA

Propiedades deseables de las variables de medida del daño

Según varios autores, una variable de daño debe cumplir las siguientes propiedades:

· *Aumento de la variable a medida que aumente el daño*: que el incremento de la variable nos indique un aumento del daño medido, es decir, que sean directamente proporcionales.
· *Interpretable*: la medida de daño debe proporcionar información clara asociada al nivel de daño.
· *Adimensional*: permite generalizar resultados, ya que dicha variable será independiente de la escala de trabajo.
· *Rango conocido*: El rango de variación de la medición de daño debe ser ajustado y conocido, independientemente del tipo de acciones que le sean aplicado o de las características del mismo.

Medidas de daño existentes



Figura 1: Esquema del daño según Melby et al. (1999)

Existen diferentes medidas de daño para diques en talud (véase Figura 1):
El *área erosionada adimensionalizada (S)*, Broderick (1983), es la superficie erosionada del manto en una sección del dique.

$$S = \frac{A_e}{D^2_{n50}} \qquad D^2_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_a}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde A_e es el área media erosionada y D^2_{n50} es el diámetro nominal de la escollera que se puede definir de forma alternativa como la longitud del cubo medio equivalente. Para obtener este área se han empleado perfiladores.. La principal limitación que tienen estas mediciones es que proporcionan el valor medio del área erosionada a lo largo del perfil, pero no indican si se concentra en un punto, lo que provocaría en el mismo una reducción considerable de la capa protectora.

Vidal (1995) reformuló este parámetro, dado que tuvo en cuenta que al extraerse piezas del perfil se producen variaciones de la porosidad del manto, lo que afecta al comportamiento del mismo. La nueva formulación se muestra a continuación:

$$S = \frac{N \cdot D^2_{n50}}{(1-n)X}$$

Donde N es el número de elementos desplazados y X es la longitud de la sección. Su limitación que aparece al emplearlo es que se trata de un método visual (conteo de unidades desplazadas) y para valores de daño elevados se puede sobreestimar el daño. Por el contrario,los métodos con mediciones directas en el perfil pueden subestimar el daño.

La profundidad de cobertura adimensional (C), Torum et al. (1979), se trata del valor del espesor del manto que permanece tras producirse el daño. Se define como sigue:

$$C = \frac{d_c}{D_{n50}}$$

La profundidad erosionada adimensional (E), Melby et al. (1999), es el valor máximo de la profundidad que alcanza la erosión tras el ataque del oleaje. Su expresión matemática es la siguiente:

$$E = \frac{d_e}{D_{n50}}$$

La longitud erosionada adimensional (L), Melby et al.(1999), es la distancia entre los puntos de intersección del área erosionada con el perfil inicial. Aproximando el área erosionada a un triángulo se puede obtener a partir de S y de E.

$$L = \frac{2S}{E}$$

La porosidad (n), Gómez-Martín y Medina (2004), es otra variable de medida del daño, debido al efecto negativo que puede tener una posible disminución de la porosidad en determinado tipo de piezas. Por ejemplo el packing en cubos, es decir, en el contacto de las caras de los cubos se puede perder densidad de piezas y esto producirá un cambio en la porosidad del manto del dique.

Adecuación de las variables

Se considerará que una variable es adecuada para la valoración del daño cuando cumpla las propiedades expuestas en el apartado previo. A continuación se muestra una tabla que analiza las variables existentes según los criterios indicados con anterioridad.

Variables	Que aumente con el aumento de carga	Interpretable	Adimensional	Rango definido
S	Sí	Sí	Sí	-2.7 < S* < 3
E	Sí	Sí	Sí	-2.7 < E* < 2.7
L	Sí	Sí	Sí	-
C	No	Sí	Sí	-2.7 <C* < 2.8
n	No	Sí	Sí	0.3 < n < 0.4

Tabla 1: Resumen de la adecuación de las variables de medida de daño

Los valores del rango definidos provienen de los ensayos realizados por Melby et al (1998). Ellos realizaron un análisis estadístico de las variables y obtuvieron el rango de valores. En el caso de la longitud adimensionalizada (L) no se realizan ensayos, ya que es un parámetro que se deriva de los otros, como se comentó anteriormente.

MODELOS DE DAÑO

Para la formulación de cualquier modelo de daño es necesario conocer las variables que van a participar en el mismo. En este apartado se estudia cuáles son las variables que producen daño en un dique en talud. Se realiza un recorrido por los diferentes modelos presentados en los últimos años y por último se estudia la adecuación del modelo a una serie de propiedades.

Factores

Nivel del mar: la marea astronómica, la marea meteorológica o el set-up son aspectos claves a tener en cuenta, ya que en función de este nivel la afección sobre el perfil del talud tendrá lugar en localizaciones diferentes (véase Figura 2).

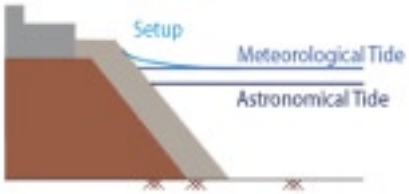


Figura 2: Afección del nivel del mar (Fuente R.Gomez et al 2004)

Oleaje: La altura de ola indica la energía asociada al oleaje y por tanto mayor será la afección que se produzca sobre el manto. Uno de los parámetros más discutidos en la formulación es el parámetro de altura de ola, que surge con el comienzo de los ensayos con oleaje irregular. Los más empleados son $H_{1/n}$, altura media de las N/n olas mayores, o H_n, altura de ola media de las n olas mayores (Vidal 1995). La principal diferencia entre ambos es que el primero depende de la duración de la tormenta.

Otras variables que influyen en el nivel de daño son el periodo, que es tenido en cuenta en diferentes modelos a través del número de Iribarren, o el ángulo de incidencia, que se ha modelizado en los ensayos a través de la aplicación de un coeficiente corrector de la altura de ola para tener en cuenta la oblicuidad del oleaje en prototipoVan Gent (2003). El ángulo de incidencia es un factor encaminado a la optimización de las piezas.

En función del tipo de oleaje ensayado (regular-irregular) el daño evolucionará de forma diferente, ya que el oleaje regular somete a las mismas condiciones en cada ola mientras que en el oleaje irregular cada ola genera unas condiciones diferentes en el manto. Por tanto, con menor *número de olas* se genera mayor daño en ensayos con oleaje regular, mientras que el irregular necesita un oleaje más energético para producir una desestabilización del manto (Cornett, 1995).

Características del dique: Engloba la geometría del dique y los materiales empleados.

El material empleado es uno de los aspectos que influye en el daño en diques en talud, puesto que dependerá de valores como el tamaño medio de las piezas D_n^{50}, la gradación D_{85}/ D_{15}, la densidad, la porosidad o la permeabilidad.

La geometría del dique, influye de forma determinante en el tipo de rotura del oleaje (depende tanto del oleaje incidente como de la geometría del dique). La pendiente influye en el tipo de rotura del oleaje, tal y como recoge el número de Iribarren. En función de los valores de Ir, se sucederán los diferentes tipos de rotura: decrestamiento, voluta, oscilación o colapso. Varios autores han estudiado cuál de estos tipos de rotura llevan a un mayor nivel de daño, siendo los tipos colapso y voluta las más destacados. A continuación se muestra el efecto que los distintos tipos de rotura producen en los mantos.

· Oscilación: desplazamiento de las piezas durante el run-down, mientras que la extracción es poco probable.
· Voluta: aumenta la probabilidad de extracción durante el run-up, debido a la virulencia del impacto del oleaje sobre la estructura. Se produce con valores de pendiente bajos.
· Colapso: extracción de piezas durante el run-up y el run-down.

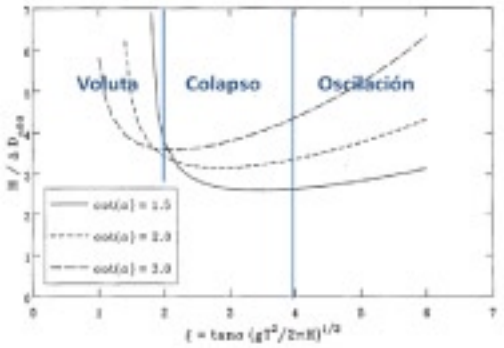
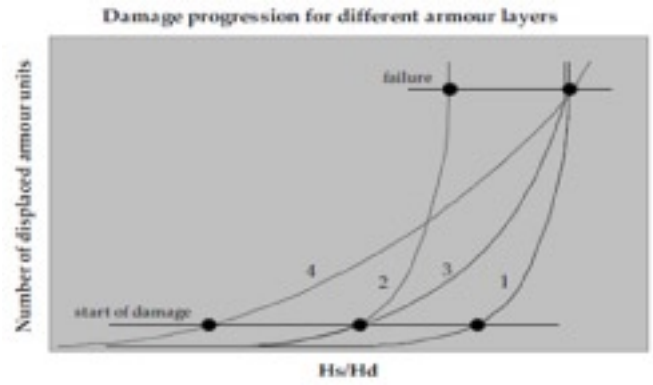


Figura 3: Valor del daño en función del tipo de rotura (Fuente:Van der Meer 1988)

Uno de los factores más críticos en el diseño de un dique es el tipo de pieza a emplear, porque en función de ésta se tendrán unos valores de porosidad, un número y espesor de manto y diferente tipo de colocación. El empleo de piezas esbeltas frente a piezas de gravedad variará los parámetros anteriores. La ventaja de las piezas esbeltas es que nos permite dimensionar diques monocapa, pero su rotura es mucho más frágil que las piezas de gravedad donde el número de piezas extraidas puede ser mucho mayor.



1. Progresión de daño en el manto con Xbloc
2. Progresion de daño esperado en un manto de Xbloc dañados
3. Progresion de daño medido en un manto de Xbloc dañados
4. Progresion de daño en un manto con rip rap

Figura 4: Evolución de la rotura en función tipo pieza (Fuente: de Rover et al 2008)

Modelos existentes

A continuación, se presentan los diferentes modelos estudiados con sus ecuaciones asociadas. Se finaliza presentando una tabla resumen donde se muestra la evolución de los diferentes modelos y las novedades que han ido presentando unos frente a otros.

Iribarren (1938) realizó estudios con oleaje regular con el fin de conocer la estabilidad de las piezas de un manto. Propone la siguiente fórmula, donde la estabilidad depende de la pendiente y del tipo de pieza:

$$\frac{H}{\Delta D_n} = K_D(tan\,\emptyset \cdot \cos\alpha \pm \operatorname{sen}\alpha)$$

Siendo α el valor de la pendiente, el coeficiente de rozamiento del material y KD es un coeficiente que depende de la forma de las armaduras y del nivel de daño.

Hudson (1959) propone una formulación similar a la propuesta por Iribarren, simplificando su teoría e introduciendo un coeficiente empírico de estabilidad para diferentes casos: rotura, características de las piezas, en función de la zona de la estructura, etc. Durante varias décadas diferentes autores se han encargado de optimizar el coeficiente de estabilidad (K_n).

$$\frac{H}{\Delta D_n} = (K_D \cdot cot\alpha)^{1/3} \quad o \quad M_{50} = \frac{\rho_a \cdot H^3}{K_d \cdot \Delta^3 \cdot cot\alpha}$$

Giménez-Curto y Losada (1979) desarrollaron una ecuación para determinar la estabilidad de un dique en talud sometido a oleaje regular. En su ecuación destaca la introducción del periodo como nuevo parámetro en la formulación, a través del número de Iribarren.

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = \{A\,(\varepsilon - \varepsilon_0)\exp\ B(\varepsilon - \varepsilon_0)\}^{1/3}$$

Donde A y B son los coeficientes que dependen del tipo de pieza y de la pendiente.

El Shore Protection Manual (1984), tras una serie de accidentes acaecidos en puertos en la década de los 70', introduce el parámetro H1/10 en la formulación de Hudson (1959). El valor de este parámetro fue considerado en 1992 por el PIANC (Permanent International Association Navigation Congresses) como conservador.

$$\frac{H_{1/10}}{\Delta D_n} = (K_D \cdot cot\alpha)^{1/3}$$

Van der Meer (1988) emplea sus datos, obtenidos en laboratorio, con los de Thompson y Shuttler (1975) para elaborar una nueva formulación. En su teoría incluye variables como el periodo, la permeabilidad, la duración de la tormenta, el tipo de rotura (en función de la pendiente) y el nivel de daño. Presenta además diferentes ecuaciones en función del tipo de pieza a emplear.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2\,P^{0.18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\varepsilon_m^{-0.5} \quad para\ voluta$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = P^{-0.13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2}\sqrt{\cot\alpha}\cdot\varepsilon_m^{P} \quad para\ oscilación$$

Esta formulación es aplicable para diques de escollera donde la altura de ola se ajuste a una distribución Rayleigh, pero en profundidades reducidas las condiciones cambian y para poder emplear esta formulación se deben variar los valores, empleando en este caso como parámetro $H_{2\%}$ en lugar de H_s, siendo ésta la altura de ola media del 2% de las olas mayores.

Melby y Kobayashi (1998) presentaron por primera vez una fórmula de evolución de daño donde éste dependía del daño previo al que se había visto sometida la estructura.

$$\bar{S}(t) = \bar{S}(t_n) + a_s N_s^5\left(\frac{t^b - t_n^b}{T_m^b}\right); \quad t_n \le t \le t_{n+1}$$

Donde as es un coeficiente empírico que depende de la pendiente y de la permeabilidad y b un coeficiente empírico para test de larga duración. Esta formulación fue revisada por ellos mismos un año más tarde.

$$[\bar{S}(t)]^{1/b} = [\bar{S}(t_n)]^{1/b} + (a_s N_s^5)^{1/b}\left(\frac{t - t_n}{T_m}\right); \quad t_n \le t \le t_{n+1}$$

Gómez-Martín y Medina proponen un Modelo exponencial ola a ola (2004) que estudia la influencia que tiene cada ola en la estructura. Este modelo es el desarrollo de una primera formulación propuesta por Medina (1996). En el primer modelo, el daño dependía de un daño inicial dado en función del periodo y la altura de ola, mientras que, en este nuevo modelo, depende de la altura de ola y del número de Iribarren.

$$D(H,T,N) = D_0(H,T)\left[1 - e^{-\frac{N}{n63\%}}\right], \qquad D(H,Ir,N) = D_0(H,Ir)\left[1 - 2^{-\frac{N}{n50\%}}\right]$$

donde D_0 es el valor de asíntota máxima de daño en el manto bajo oleaje regular y n50% el parámetro que representa el número de olas causantes del 50% de D_0. Para transformar la ecuación anterior (oleaje regular) en oleaje irregular se necesita la identificación de la ola incidente.

$$D_i = D_{i-1} + \left(\frac{1}{n50\%}\right)_i \ln 2\,(D_{0i} - D_{i-1}) \quad si \quad D_{0i} > D_{i-1}$$

$$D_i = D_{i-1} \quad si \quad D_{0i} \leq D_{i-1}$$

Donde D_i es el daño acumulado en la i-ésima ola, D_0 es la asíntota del daño máximo correspondiente a la i-ésima ola, n50% es el número de olas en un tren regular con las características de la i-ésima ola y causando un 50% del daño máximo $D_{0i}=D_o\,(H_i,Ir_i)$.

Por último, Vidal (2006) continúa desarrollando su modelo de 1996, donde introduce el parámetro Hn, para obtener el valor óptimo de n. Para ello, propone un valor de n e introduce el valor de Hn en la formulación de Van der Meer (1988) para finalmente observar cuál es el ajuste que obtiene con respecto a los valores medidos por Thompson y Suttler (1975).

$$\frac{H_{50}}{\Delta D_{n50}} = 0.704\,P^{-0.13}S^{0.2}\sqrt{\cot\alpha}\,I_{r50}^{P} \quad para\ I_{r50} > I_{rmc}\ \text{ó}\ \cot\alpha \geq 4$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4.37\,P^{0.18}S^{0.2}I_{r50}^{-0.5} \quad para\ I_{r50} < I_{rmc}\ \text{ó}\ \cot\alpha \leq 4$$

La tabla 2 muestra un resumen de la evolución histórica de los modelos de daño indicando los factores empleados por cada modelo y las novedades que introducen. Así se maran el color verde los factores considerados en el modelo, en color rojo las novedades y en amarillo los factores considerados a partir de coeficientes empíricos.

Modelos	Oleaje					Dique			
	Regular	Irregular	Tipo rotura	Periodo	Pendiente	Tipo pieza	Daño previo	Permeabilidad	Número de olas
Iribarren (1938)									
Hudson (1959)									
Losada et al (1979)									
SPM (1984)		$H_{1/10}$							
Medina et al (1998)		H_s							
V. der Meer (1988)		H_s							
Melby et al (1998)		H_s							
Medina et al (2004)		H							
Vidal et al (2006)		H_{50}		T50					

Tabla 2: Resumen de evolución histórica de modelos de daño

Propiedades de los modelos y adecuación

Las propiedades deseables de los modelos de evolución de daño es que deben ser adimensionales y con estructuras matemáticas consistentes con las propiedades físicas del fenómeno en estudio. Esas propiedades físicas que ocurren durante el fenómeno las podemos expresar mediante ecuaciones funcionales, cuya resolución nos aportará cuales son las estructuras matemáticas consistentes y nos ayudará a descartar las que no lo son. Una de las propiedades físicas de la evolución del daño se expresa mediante la siguiente ecuación de compatibilidad:

$$D^*(t_1^* + t_2^*, D_0^*, N_s^*) = D^*(t_2^*, D^*(t_1^*, D_0^*, N_s^*), N_s^*)$$

donde t* es el tiempo adimensional, D_0* es el daño previo inicial adimensional y N_s* son las solicitaciones a las que sometemos la estructura. La ecuación de compatibilidad establece que, para una estructura con daño inicial D_0* sometida a una carga N_s*, el daño tras un tiempo t_1*+ t_2* de aplicación de la carga debe ser el mismo que si se divide la aplicación de la misma carga en un tiempo t1* (tras el que se mide el daño) y otro tiempo t_2* considerando, para este último ciclo, como daño incial el obtenido tras el ciclo t_1*.

Esta ecuación se aplica a los modelos propuestos por Melby y Kobayashi.

Si se aplica la ecuación de compatibilidad al modelo propuesto por Melby y Kobayashi (1998) se obtienen los siguientes resultados:

· Definición de daño

$$D^*(t^*, D_0^*, N_s^*) = D_0^* + a_s {N_s^*}^5 {t^*}^b$$

· Daño tras la aplicación de carga durante un tiempo t_1*+ t_2*

$$D^*(t_1^* + t_2^*, D_0^*, N_s^*) = D_0^* + a_s {N_s^*}^5 (t_1^* + t_2^*)^b$$

· Daño tras aplicación de la carga durante un tiempo t_1* en primer lugar, y posteriormente un tiempo t_2*:

$$D^*(t_2^*, D^*(t_1^*, D_0^*, N_s^*), N_s^*) = D_1^* + a_s {N_s^*}^5 {t_2^*}^b = D_0^* + a_s {N_s^*}^5 \left({t_1^*}^b + {t_2^*}^b\right)$$

Se observa cómo no se obtiene el mismo resultado, por lo tanto no se adecua a las propiedades deseables. Pero si se estudia la reformulación realizada por ellos mismos el siguiente año se comprueba cómo sí que se cumple la ecuación de compatibilidad:

· Definición de daño

$$D^*(t^*, D_0^*, N_s^*) = \left[(D_0^*)^{1/b} + \left(a_s {N_s^*}^5\right)^{1/b} t^*\right]^b$$

· Daño tras la aplicación de carga durante un tiempo t_1*+ t_2*

$$D^*(t_1^* + t_2^*, D_0^*, N_s^*) = \left[(D_0^*)^{1/b} + \left(a_s {N_s^*}^5\right)^{1/b} (t_1^* + t_2^*)\right]^b$$

· Daño tras aplicación de la carga durante un tiempo t_1* en primer lugar, y posteriormente un tiempo t_2*:

$$D^*(t_2^*, D^*(t_1^*, D_0^*, N_s^*), N_s^*) = \left[\left(\left[(D_0^*)^{1/b} + \left(a_s {N_s^*}^5\right)^{1/b} t_1^*\right]^b\right)^{1/b} + \left(a_s {N_s^*}^5\right)^{1/b} t_2^*\right]^b$$

$$= \left[(D_0^*)^{1/b} + \left(a_s {N_s^*}^5\right)^{1/b} (t_1^* + t_2^*)\right]^b$$

CONCLUSIONES

A raíz de todo lo expuesto, se concluye que no existe un criterio consensuado para la definición de daño, puesto que en función de las características del dique que se estudie, el umbral de daño será diferente. Por ejemplo, en el caso de diques con perfil evolutivo o estable, los diques en S se proyectan con el objetivo de que tras un determinado tiempo, gracias a la recolocación de las piezas, se alcance un perfil estable. Sin embargo, en un dique concebido como estático la recolocación de las piezas puede desembocar en el fallo total de la estructura, más inclusive si este último está formada por un manto monocapa. Por ello, se debe hacer hincapié en que la definición de daño es la pérdida de la funcionalidad u operatividad y resulta muy complejo el generalizar un criterio para todos los diques en talud.



Figura 5. Evolución en la extracción de piezas en un dique en talud (Fuente: GPyC 2004)

Por otro lado destacar que el gran número de parámetros dificulta el estudio del problema y favorece el empleo de coeficientes empíricos en la formulación (dependientes del modelo ensayado) obtenidos en laboratorio. Un ejemplo claro es la altura de ola que a día de hoy no existe consenso en la idoneidad del parámetro a utilizar para el estudio del daño.

Para alcanzar un mayor consenso y aceptación de los resultados obtenidos mediante experimentación física y debido a la gran importancia de éstos a la hora de presentar una formulación, sería interesante proponer una recomendación para la normalización de los mismos.

Por último, destacar la importancia de que los modelos cumplan las propiedades deseables, ya que permiten no depender de la escala de trabajo, se pueden descartar estructuras matemáticas no coherentes con el fenómeno estudiado y seleccionar aquéllas que mejor representan la realidad física del mismo. Un ejemplo fortuito, de este último aspecto son los modelos de evolución de daño de Melby y Kobayashi (1998, 1999) siendo el primero de ellos incompatible con la física del problema mientras el segundo, para el que obtuvieron mejores ajustes satisface la ecuación de compatibilidad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Ministerio de Ciencia e Innovación (Proyecto BIA2009-10483), a Puertos del Estado y a la Cátedra Pablo Bueno.

REFERENCIAS

Broderick, L.L. and Ahrens, J.P. 1982. Riprap Stability Scale Effects. CERC, Technical Report TP 82-3, U.S. Army Corps of Engineers.

Gómez Martín M.E. y Medina R. (2004). "Wave-to-wave exponential estimation of armor damage progression" Coastal Engineering (pp 3592-3604)

Hudson, R.Y. 1958. Design of Quarry-Stone Cover Layers for Rubble-Mound Breakwaters. WES Research Report No. 2-2, U.S. Army Corps of Engineers.

Iribarren, R.C., 1938 "Una fórmula para el cálculo de diques de escollera" Revista de obras Públicas. Madrid

Losada, M.A. and Giménez-Curto, L.A. 1979a. The Joint Influence of the Wave Height and Period on the Stability of Rubble Mound Breakwaters in Relation to Iribarren's Number. J. of Coastal Eng.,3. 77-96.

Losada, M.A., Desire, J.M. and Alejo, L.M. 1986. Stability of Blocks as Breakwater Armor Units. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 11, pp. 2392-2401.

Melby, J.A., y Kobayashi, N. (1998). "Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters." J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng., 124(6), 286-294.

Melby, J. A., y Kobayashi, N. (1998). „„Damage progression on breakwaters."" Proc. 26th Conf. on Coast. Engrg., Vol. 2, ASCE, Reston,Va., 1884–1897

Thompson D.M. y Shuttler R.M., 1975. "Rip-rap design for wind wave attack". Report No. EX 707, Wallingford, UK

Van der Meer, J.W., 1988a. "Rock slopes and gravel beaches under wave attack", Ph.D. thesis, Delft University of Technology, No. 396

Van der Meer, J.W. 1993. Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. Publication No. 483, Delft Hydraulics, the Netherlands.

Vidal, C, Losada, M.A. and Medina, R. 1991. Stability of Mound Breakwater's Head and Trunk. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 117, No. 6, pp 570-587.

Vidal C., Losada M.A. y Mansard E.P.D.,1995. "Suitable wave height parameter for characterizing breakwater stability". Journal of waterway port coastal and ocean engineering, ASCE, 121(2): 88–97

Vidal C., Medina R. y Lomónaco P., "Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters" Coastal Engineering 53 (2006): 711–722

6.3.4. ESTUDIO DE SITUACIÓN ACTUAL DE LOS MUROS Y ESTRUCTURAS DE RIBERA DE LA RÍA DE BILBAO ENTRE LA PEÑA Y ELORRIETA

L. Quevedo, J Garitonandia

1. SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS,S.A. lorenzo.quevedo@sener.es
2. DEMARCACION DE COSTAS. jmgaritaonan@mma.es

INTRODUCCIÓN

El Estudio fue adjudicado a la empresa SENER ingeniería y Sistemas S.A. a través de un concurso promovido mediante un convenio suscrito por el Ministerio de Medio Ambiente, el Ayuntamiento de Bilbao y la Autoridad Portuaria de Bilbao.

El alcance del estudio era el siguiente:
· Fase I: Recopilación y análisis de la información
· Fase II: Campaña geotécnica e interpretación de resultados
· Fase III: Redacción del Estudio y Anteproyectos

RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACION

La recopilación de información se realizó a partir de los proyectos existentes en la Autoridad Portuaria (1888-2007), los proyectos de Bilbao Ría 2000, los realizados por el Ayuntamiento de Bilbao, y la documentación facilitada por la Demarcación de Costas del País Vasco.

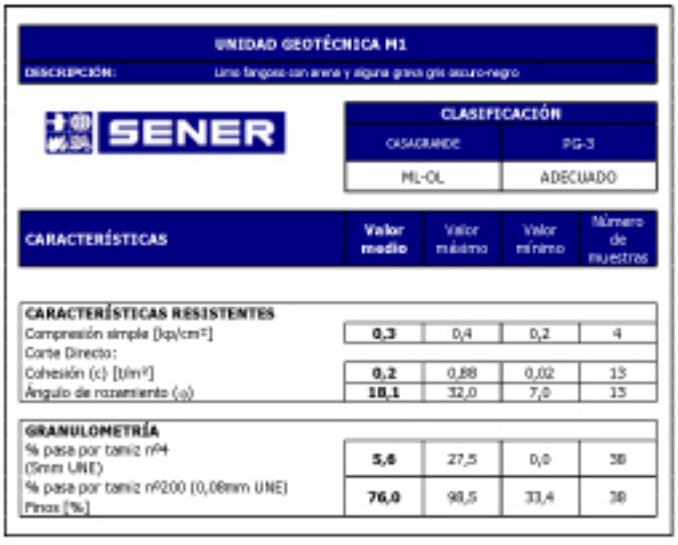
Se realizó un análisis histórico de los muros y muelles de ribera, así como un análisis del estado actual de muros y muelles de ribera, con el siguiente alcance:
· Análisis visual
· Análisis de proyectos realizados (secciones tipo)
· Reportaje fotográfico
· Tramificación (niveles de prioridad)

CAMPAÑA GEOTÉCNICA

La campaña geotécnica incluyo la realización de 48 nuevos sondeos y la recopilación de 69 sondeos existentes con aplicación directa al ámbito del estudio. Fue significativa la información geotécnica recabada de los proyectos realizados por el Consorcio de Aguas de Bilbao, dentro de las obras del Plan Integral de Saneamiento.

Sobre las muestras obtenidas en los sondeos, se llevaron a cabo los ensayos siguientes:
· Ensayos de Resistencia
· Ensayos químicos
· Ensayos de identificación y estado
· Ensayos de compactación
· Ensayos de deformabilidad

Como resultado de la campaña, se obtuvieron distintos tipos de suelos:
· M1 – Limo fangoso con arena y alguna grava gris oscuro-negro
· M2 – Arenas fangosas con limo gris oscuro-negro
· M3 – Grava fangosa limo-arenosa gris oscuro-negro



UNIDAD GEOTÉCNICA M1				
DESCRIPCIÓN:	Limo fangoso con arena y alguna grava gris oscuro-negro			
SENER	CLASIFICACIÓN			
	CASAGRANDE		PG-3	
	ML-OL		ADECUADO	
CARACTERÍSTICAS	**Valor medio**	Valor máximo	Valor mínimo	Número de muestras
CARACTERÍSTICAS RESISTENTES				
Compresión simple [kp/cm²]	**0,3**	0,4	0,2	4
Corte Directo:				
Cohesión (c) [t/m²]	**0,2**	0,88	0,02	15
Ángulo de rozamiento (φ)	**18,1**	32,0	7,0	15
GRANULOMETRÍA				
% pasa por tamiz nº4 (5mm UNE)	**5,6**	27,5	0,0	38
% pasa por tamiz nº200 (0,08mm UNE) Finos [%]	**76,0**	98,5	33,4	38

Figura 1. Unidad Geotécnica M1



UNIDAD GEOTÉCNICA M2				
DESCRIPCIÓN:	Arenas fangosas con limo gris oscuro-negro			
SENER	CLASIFICACIÓN			
	CASAGRANDE	PG-3		
	SM	ADECUADO		
CARACTERÍSTICAS	**Valor medio**	Valor máximo	Valor mínimo	Número de muestras
CARACTERÍSTICAS RESISTENTES				
Compresión simple [kg/cm²]				
Corte Directo:				
Cohesión (c) [t/m²]	**0,2**	0,21	0,19	2
Ángulo de rozamiento [º]	**22,0**	35,0	9,0	2
GRANULOMETRÍA				
% pasa por tamiz nº4 (5mm UNE)	**4,5**	24,6	0,0	17
% pasa por tamiz nº200 (0,08mm UNE) Finos [%]	**42,1**	84,8	8,5	17

Figura 2. Unidad Geotécnica M2

Asimismo se encontraron distintos tipos de roca:

· MG – Marga

La resistencia a flexotracción de la marga encontrada se muestra en el gráfico.

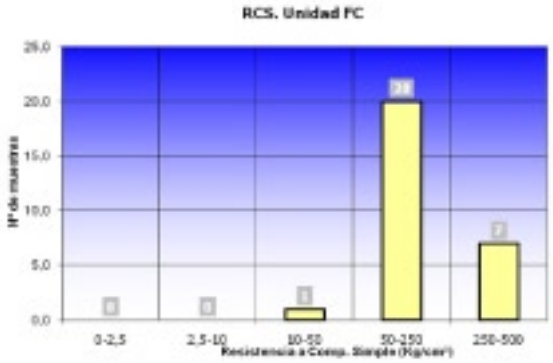


Figura 3. Marga

· MGC – Margocaliza

La resistencia a flexotracción de la margocaliza encontrada se muestra en el gráfico.

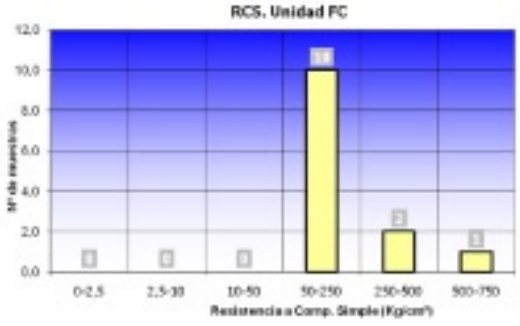


Figura 4. Margocaliza

· C – Caliza

La resistencia a flexotracción de la caliza encontrada se muestra en el gráfico.

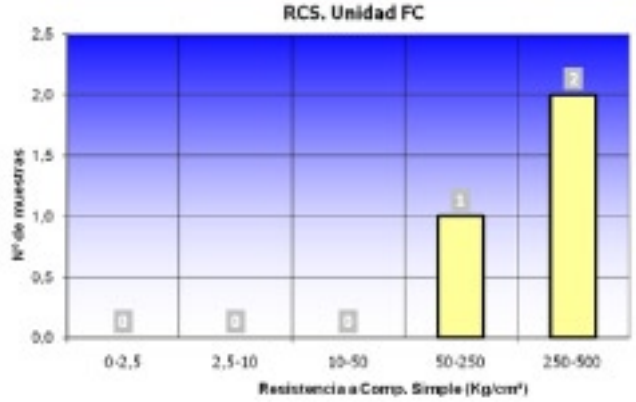


Figura 5. Caliza

· LT – Lutita

La resistencia a flexotracción de la lutita encontrada se muestra en el gráfico.

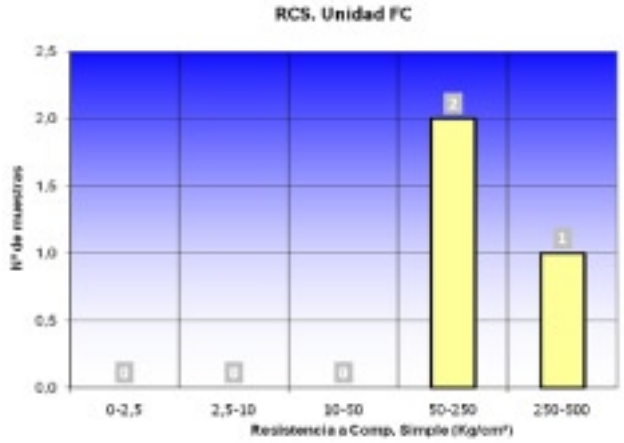


Figura 6. Lulita

Se realizan 24 perfiles geofísicos (en dos etapas) mediante sísmica pasiva, con una longitud total de 12.895 m:
· Margen derecha: 7.653 m de longitud
· Margen izquierda: 5.242 m de longitud

El método de la Sísmica Pasiva consiste básicamente en determinar la distribución de los valores de la velocidad de transmisión de las ondas de cizalla (Vs) a través del terreno, a partir del análisis espectral del ruido sísmico ambiental convenientemente registrado.

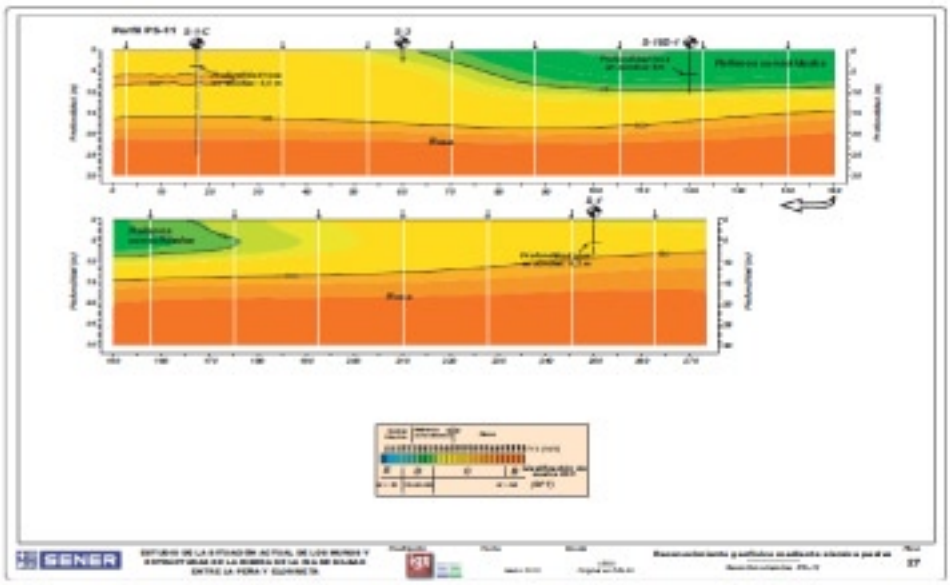


Figura 7. Resultado Sísmica Pasiva

ESTUDIO HIDRÁULICO

Se realizó un estudio hidráulico a partir de datos hidrológicos (periodo de retorno 500 años), para evaluar el potencial erosivo en ambos márgenes de la Ría, o de eventual descalce de estructuras de gravedad de la ribera.

Se ha realizado una toma de muestras en diferentes puntos del fondo de la Ría para su caracterización granulométrica, con el fin de ajustar al máximo el modelo utilizado.

Dicho modelo ha sido diseñado y programado por SENER.

Un ejemplo del resultado de potencial erosivo longitudinal se muestra en el gráfico.

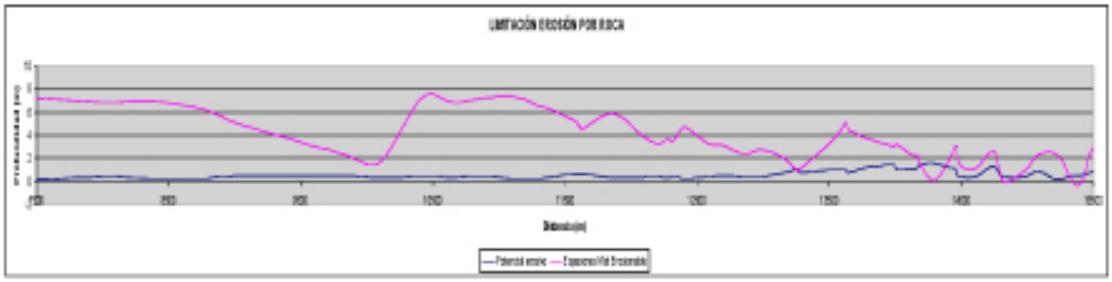


Figura 8. Potencial erosivo

Los resultados finales se muestran en la tabla adjunta.

P.K. (m)	Socavación Final (m)
15496,72	0,659
15410,35	0,000
15338,41	0,000
15229,35	0,025
15086,36	1,028
14975,76	0,159
14816,9	0,000
14740,52	1,138
14602,93	0,458
14484,26	0,427
14466,16	0,598
14450,63	1,065
14391,23	1,356
14280,63	0,000
14175,06	1,592
14167,13	1,491
14140,35	1,263
14005,09	1,210
13988,77	1,822
13777,22	1,549
13645,71	1,015
13625,25	1,318
13518,58	1,338
13279,71	0,970
13258,49	1,249
13160,24	0,911
12995,21	0,564
12844,86	0,566

P.K. (m)	Socavación Final (m)
12690,52	0,621
12586,31	0,552
12407,69	0,378
12344,66	0,546
12313,32	0,611
12277,66	0,443
12208,3	0,507
12148,03	0,573
12060,47	0,439
11862,24	0,462
11623,95	1,023
11590,47	0,983
11411,61	0,702
11290,3	0,471
11167,55	0,424
11019,43	0,554
10866,11	0,698
10657,61	0,493
10418,6	0,623
10094,47	0,564
9814,378	0,774
9040,271	0,985
8764,634	0,602
8387,722	0,465
7999,244	1,027
7559,314	0,523
7056,161	0,204

Se ha tenido en cuenta la geofísica previamente presentada para acotar la disponibilidad de material erosivo en cada punto.

REALIZACIÓN DEL ESTUDIO

Ya con datos concretos de geotecnia y de los cimientos de las estructuras, se realiza un estudio de estabilidad de las diferentes estructuras a lo largo del cauce. Se tiene en cuenta los posibles modos de fallo:

Deslizamiento, vuelco clásico y plástico para muros. Colapso estructural y hundimiento de pilotes para pórticos Fallo global geotécnico para estructuras en talud.

Los coeficientes de seguridad obtenidos se muestran en las tablas.

ESTRUCTURAS DE GRAVEDAD							
TRAMO	DIMENSIONES		COEFICIENTES DE SEGURIDAD			CIMENTACIÓN	
	h (m)	L (m)	Cd	Cv	Cvp	Ø	c (t/m2)
2D	10	350	1,50	1,60		ROCA	
3D -A	7,5	200	1,60	1,75		ROCA	
3D -B	8,5	150	1,30	1,55		ROCA	
4 D	8	30	1,70	2,40	2,00	38 °	0,20
5 D	8	200	1,50	1,60	1,20	38 °	0,20
6 D	8,5	250	1,80	1,75	1,30	38 °	0,20
8 D	6,5	360	1,80	1,80	0,95	34 °	0,20
15 D	7	610	2,10	2,70	1,50	35 °	0,20
16 D	7	150	2,10	2,70	1,70	37 °	0,20
18 D - A	6	100	1,95	2,20	1,30	32 °	0,25
18 D - B	6	60 + 140	2,00	2,30	1,65	37 °	0,20
19 D	6	480	1,90	2,20	1,50	33 °	0,20
21 D - A	5,5	60	2,00	2,40	1,80	37 °	0,20
21 D - B	5,5	530	2,00	2,40	1,20	25 °	0,70
23 D	5,5	1020	2,00	2,30	1,40	25 °	0,70
25 D	5	600	2,10	2,80	1,60	25 °	0,70

Tabla 2. Estructuras de gravedad derecha

ESTRUCTURAS DE GRAVEDAD							
TRAMO	DIMENSIONES		COEFICIENTES DE SEGURIDAD			CIMENTACIÓN	
	h (m)	L (m)	Cd	Cv	Cvp	Ø	c (t/m2)
3 I	8,5	380	1,70	1,75	1,20	35 °	0,20
4 I	8	60	1,80	2,00	1,40	38 °	0,20
5 I - A	7	100	1,90	2,40		ROCA	
5 I - B	8	140	1,80	2,00	1,45	37°	0,20
7 I	7,5	450	1,80	2,10	1,40	37°	0,20
8 I	6,5	150	1,30	1,40	1,10	38°	0,20
22 I - A	7	200	2,00	2,50	1,85	37 °	0,20
22 I - B	7	130	2,00	2,50	1,30	30 °	0,25
23 I - A	7,5	400	1,90	2,20	1,75	38 °	0,20
23 I - B	7	600	2,10	2,70	1,40	30 °	0,25
23 I - C	4	490	2,90	4,90	2,50	25 °	0,70

Tabla 2. Estructuras de gravedad izquierda

Para el estudio de pórticos, se analizan con software para el cálculo de estructuras, comprobando luego las resistencias de sus elementos. Los resultados se muestran en las tablas.

ESTRUCTURAS PILOTADAS (ESFUERZOS MÁXIMOS)						
	Pilares y vigas transversales (Celosía)				Viga longitudinal	
	Compresión (T)	Tracción (T)	Flexiones (KN*m)	Cortantes (KN)	Flexión (kN*m)	Cortantes (T)
Resistencias	118	41	112,1	294,4	113,7	138,2
Abando 1	10,2	4,3	29,4	69		
Abando 2	13,9	2	35,7	69,7		
Arriaga	11,5	0,9	55	76,4		
Museo M	16	3,3	38,6	84	16,8	35,6

Tabla 4. Estructuras pilotadas (esfuerzos máximos)

ESTRUCTURAS PILOTADAS MARGEN DERECHA (2,5 m ancho)							
	Seguridad al hundimiento			hipótesis inicial			
TRAMO	TIPO	Prioridad	Esquema	Peso propio (t)	Sobrecarga (t)	Total (t)	C. seg. hun.
9-D	Pilotada		Arriaga	19	4,5	23,5	5,70
10.D	Pilotada						
11-D	Pilotada		Abando 2	30	9	39	4,00
12-D	Pilotada		Abando 2	30	9	39	4,00
13-D	pilotada reciente						

Tabla 5. Seguridad al hundimiento. Margen derecha

ESTRUCTURAS PILOTADAS MARGEN IZQUIERDA (2,5 m ancho)							
	Seguridad al hundimiento			hipótesis inicial			
TRAMO	TIPO	Prioridad	Esquema	Peso propio (t)	Sobrecarga (t)	Total (t)	C. seg. hun.
11-I	Pilotada	Anteproy.	Abando 1 y 2	30	9	39	4,00
12-I	pilotada reciente						
13-I	Pilotada	Anteproy.	Abando 1 y 2	30		39	4,00
14-I	pilotada reciente						
15-I	pilotada reciente						
16-I	pilotada reciente						
17-I	Pilotada		Museo M.	32	9	41	3,50
20-I	Pilotada						
24-I	pilotada reciente						

Tabla 6. Seguridad al hundimiento. Margen izquierda

Por último, para estudiar las estructuras en talud se analiza el fallo global mediante software de aplicación geotécnica (stable).

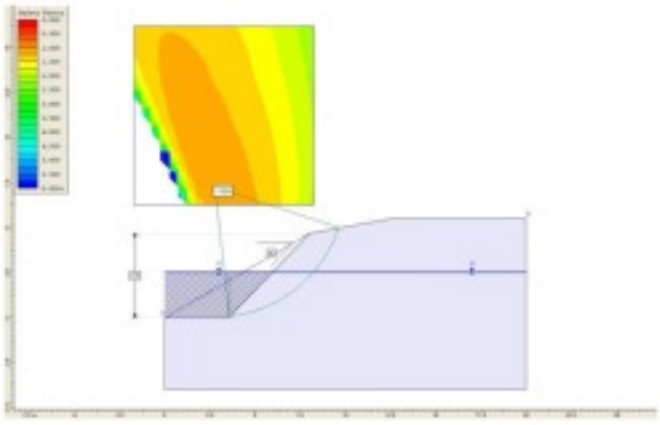


Figura 9. Estabilidad de talud

ESTRUCTURAS EN TALUD							
Sección	Tramo	Observaciones encauzamiento de Olaveaga (1890)	Talud aprox.	Altura total	geotecnia	Sobrecarga	Cs
1	26D	Sección tipo22	2H:1V	9,4 m	Suelos de marisma.	1T/m^2	1,099
1	27D	Sección tipo22	2H:1V	10,8 m		1T/m^2	1,103
2	21I	Sección tipo18	2H:1V	7,8 m		1T/m^2	1,258
2	26I	Sección tipo18	2H:1V	7,8 m		0,5T/m^2	1,281
2	28D	Sección tipo18	2H:1V	8,8 m		--	1,105

Tabla 7. Coeficiente de seguridad en estructuras en talud

Se realizó un análisis de patología en estructuras de hormigón con el alcance siguiente:

Inspección visual
· Tipología estructuras
· Geometría
· Reparaciones. Refuerzos
· Patologías de hormigón

Probetas testigo de hormigón
· 18 Unidades
· Resistencias entre 230/445 kg/cm^2

Ensayos profundidad carbonatación (une 112/011)

Catas para ensayos de carbonatación (une 112-011)
· Profundidad en pilares (<0,5 cm)
· Profundidad en forjado 2/3cm)

Contenido en cemento (>300kg/m^3)
Contenido en cloruros (>0,4%)
Contenido en sulfatos (<11% DE SO3 (Peso hormigón)
Contenido en sulfatos (<11% DE SO3 (Peso hormigón)

Como consecuencia del estudio de patologías de las estructuras pilotadas se definen tres zonas:

Zonas con necesidades de actuación de grado I.
Las zonas denominadas de Grado I son las que se han considerado que las estructuras requieren mayores necesidades de actuación o cuyas actuaciones son más relevantes y por lo tanto debiera darse prioridad.

Zonas con necesidades de actuación de grado II.
Las zonas denominadas de Grado II son las que se han considerado que las estructuras requieren actuaciones relevantes, con cierta generalización de las patologías, pero con menor alcance de la prioridad de actuación ya que no se considera que puedan suponer riesgo para la estructura de forma global, aunque sí en alguna parte de la forma puntual que pueda estar más afectada.

Zonas con necesidades de actuación de grado III.
Las zonas denominadas de Grado III son las que se han considerado que las estructuras requieren actuaciones puntuales, pero con la menor prioridad de actuación ya que incluso sin llevar a cabo ninguna actuación, no es previsible que puedan presentar riesgo para la estructura.

ANTEPROYECTOS

De acuerdo con el informe de inspección de estructuras presentado, se define la prioridad de las reparaciones, según la siguiente escala cromática

· Prioridad 1: Rojo
· Prioridad 2: Amarillo
· Prioridad 3: Verde

Tras la definición de los niveles de prioridad de actuación, los tramos afectados por los 4 anteproyectos finalmente son los siguientes:

· Protección de pie en estructuras de gravedad
· Recalce de muros de gravedad
· Reparación de estructuras en talud
· Reposición de estructuras pilotadas (tras estudio Labein)

En los tramos denominados 4D,5D,6D,8D,3I,8I, en los que se encuentran estructuras de gravedad (muros de mampostería), se propuso la protección del pie con escollera para evitar descalces y asegurar su estabilidad

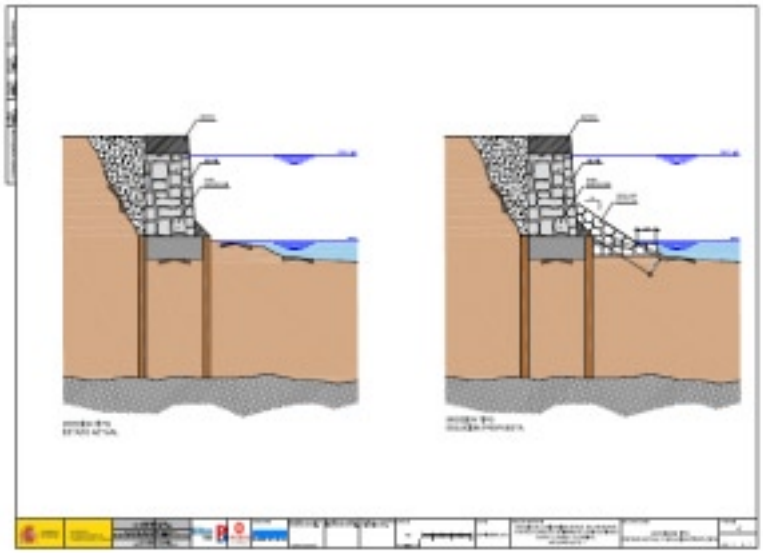


Figura 10. Sección tipo. Protección de pie

Los datos básicos del anteproyecto, se muestran en la tabla.

Longitud de muro	1.415 m
Volumen de dragado	7.810 m^3
Superficie paramentos	9.940 m^2
Volumen escollera de protección	9.230 m^3

Para el tramo denominado Tramo 18D, se propuso el recalce con micropilotes, ya que se apreciaban asientos diferenciales y fisuras. Se trata de un tramo muy localizado, siendo las características básicas del anteproyecto las que muestra la tabla.

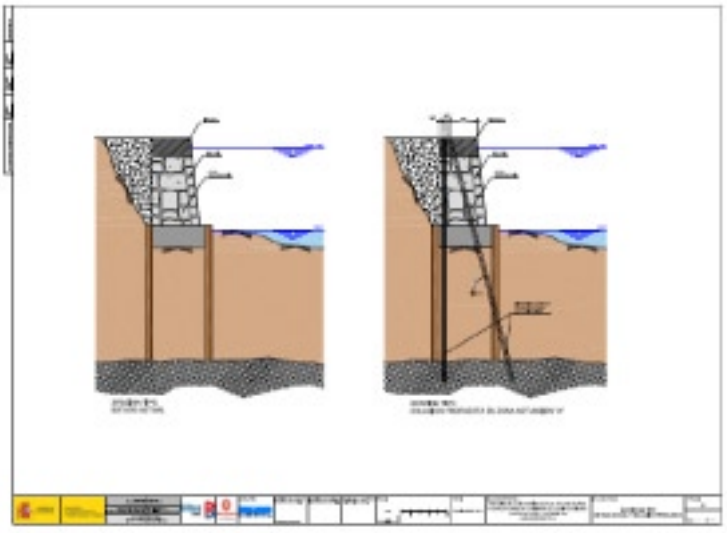


Figura 11. Recalce muros de gravedad

Longitud de muro	35 m
Superficie paramentos	240 m^2
Longitud micropilotes	1.100 m

Para los tramos denominados 26D, 27D y 26I, (estructuras en talud) se propuso su reparación del paramento, y el recalce de pie el recalce del pie con escollera, siendo las características básicas del anteproyecto (tres zonas) las que muestra la tabla.

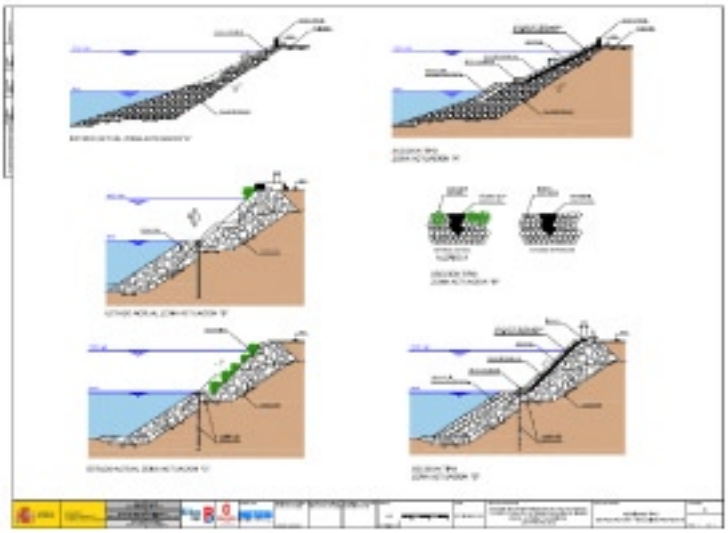


Figura 12. Reparación de estructuras en talud

Zona A:

Longitud de muro	330 m
Demolición	790 m^3
Aplacado piedra	2.650 m^2
Recalce escollera	1.650 m^3
Pie hormigón	500 m^3

Zona B:

Longitud de muro	150 m
Sup. Paramentos	1.200 m^3

Zona C:

Longitud de muro	220 m
Aplacado piedra	1.760 m^2
Recalce escollera	1.320 m^3
Pie hormigón	500 m^3

Para los tramos denominados 13I y 11I (PK 320-511 / PK750-960) (estructuras pilotadas) se propuso su reposición mediante nueva estructura de pilotes.

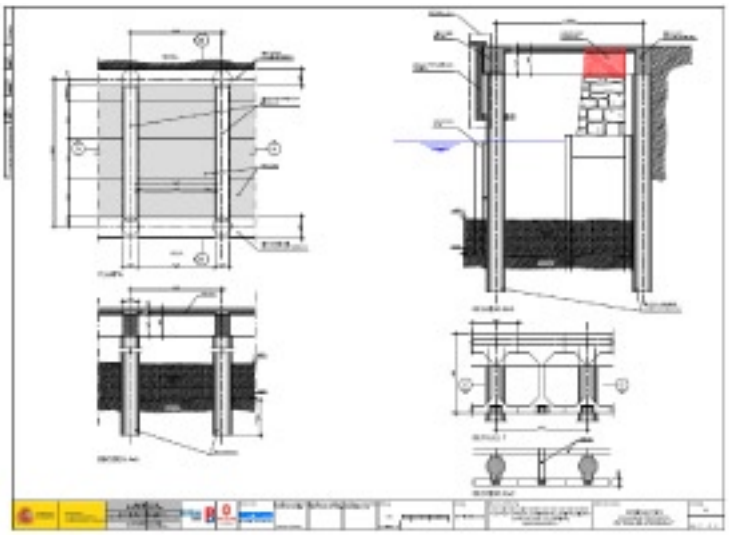


Figura 13. Reposición de estructuras pilotadas

Las características básicas del anteproyecto (tres zonas) las que muestra la tabla.

Longitud de muro	565 m
Demoliciones	2.530 m^3
Hormigón vigas y forjado	2.755 m^3
Longitud pilotes diam. 1m	2.775 m^3
Tablestaca Arbed AZ-18	665.000 kg
Módulo prefabricado	1.620 m^2

6.3.5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD ASOCIADOS A LOS NIVELES DE AVERÍA DEL MANTO PRINCIPAL DE DIQUES EN TALUD

M. Esther Gómez-Martín[1], Josep R. Medina[2]

1 Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad de Alicante, Carretera San Vicente del Raspeig, s/n 03690 San Vicente del Raspeig, Alicante. esther.gomez@ua.es

2 Laboratorio de Puertos y Costas, ETSI Caminos, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, 14 46022 Valencia. jrmedina@upv.es

INTRODUCCIÓN

La estabilidad hidráulica del manto principal de los diques en talud depende básicamente de la forma geométrica de las piezas, de su colocación, del número de capas y de su posición en tronco o morro. Desde la aparición de la fórmula de Hudson (1959), popularizada por el SPM (1975) y SPM (1984), la estabilidad hidráulica de una determinada pieza suele indicarse señalando su coeficiente de estabilidad (K_D). Es muy frecuente ver en los proyectos de diques en talud que se sigue utilizando el criterio de Hudson (1959) de "daño nulo" o "Inicio de Averías" (IDa), utilizando un determinado K_D publicado para cada pieza y disposición. Con este criterio, al aumentar K_D, disminuye el peso de la pieza y por tanto el consumo de hormigón. Esto impulsó la invención del Tetrápodo en los años 50 y otras piezas con posterioridad con objeto de aumentar el K_D, mejorando la estabilidad hidráulica del manto y disminuyendo el consumo de hormigón (ver Dupray and Roberts, 2009). Sin embargo, la rotura masiva de los dolos de 42 t (K_D=25) del dique de Sines (Portugal) en 1978, puso de relieve la importancia de la resistencia estructural de la pieza además de su estabilidad hidráulica. Este artículo se centra en el análisis de la estabilidad hidráulica de las piezas del manto principal, suponiendo que su integridad estructural está garantizada.

Es habitual el uso de la fórmula de Hudson (ver Ec. 1) para el diseño de diques en talud, pero raramente se realiza una evaluación detallada de los coeficientes de seguridad implícitos que la fórmula de Hudson lleva asociados para cada pieza y valor de K_D publicado. Además, los valores de K_D utilizados habitualmente para el diseño de diques se refieren a IDa, mientras que el colapso de los diques en talud se produce después de rebasar el Inicio de Destrucción (IDe). En este artículo se analizan los coeficientes de estabilidad (K_D) publicados para distintos tipos de piezas (cubo, Cubípodo, Acrópodo y Xbloc) en mantos monocapa y bicapa, y se estiman los coeficientes de seguridad (SF) implícitos asociados a los dos niveles de averías fundamentales: IDa e IDe.

ESTABILIDAD HIDRÁULICA DEL MANTO PRINCIPAL

El manto principal es el elemento resistente fundamental del dique en talud, es el que tiene que resistir las grandes fuerzas que genera la rotura del oleaje sobre el talud; este artículo se centra en el estudio de la estabilidad hidráulica del manto principal. Por otro lado, las capas de filtro, el núcleo y, en su caso, el espaldón y la berma de pié, se suelen diseñar en función del manto principal, que es el elemento crítico del dique, el que condiciona en mayor medida su coste y su comportamiento a largo plazo. Como regla general, los diques en talud que no están en aguas poco profundas (h[m]<7) requieren mantos principales constituidos por piezas prefabricadas de hormigón en masa.

La selección del tipo de pieza, para la formación del manto principal, es una de las decisiones fundamentales para optimizar el diseño del dique ya que condiciona, entre otros, el peso de las piezas del manto y por tanto los requerimientos constructivos, el rebase y la cota de coronación de la estructura, el coste económico, el consumo de hormigón y las huellas energética y del carbono. Cada pieza (cubo, Cubípodo, Tetrápodo, Dolo, Seabee, Accropode, Core-Loc, Xbloc, etc.) tiene una forma geométrica y resistencia estructural diferente, permite o

no la colocación en una capa y debe colocarse de forma aleatoria u ordenada para obtener una determinada estabilidad hidráulica.

La Figura 1 muestra la selección de piezas realizada por Dupray and Roberts (2009) para describir la evolución del diseño de elementos prefabricados para los mantos de los diques en talud. Las variables principales para clasificar las piezas son: (1) la robustez de la forma geométrica (masiva, "bulky" y esbelta) que condiciona la resistencia estructural y el tamaño máximo de pieza sin armar que se puede usar en la práctica, (2) la colocación (aleatoria, orientada, trabada, uniforme, etc.) que condiciona los medios constructivos, las tolerancias y los rendimientos en obra y (3) el número de capas (monocapa, bicapa o multicapa) y la porosidad del manto que afecta directamente al volumen de hormigón necesario para construir la obra e indirectamente las tolerancias de puesta en obra y otros aspectos constructivos, así como la flexibilidad de la respuesta ante la acción del oleaje y los asientos del terreno a largo plazo.



Figura 1. Evolución del diseño de piezas prefabricadas de hormigón para el manto principal.

La estabilidad hidráulica de las piezas que forman el manto principal de los diques en talud suele indicarse mediante el coeficiente de estabilidad (K_D) utilizado en la fórmula de Hudson (Ec. 1), donde W es el peso de las piezas del manto, γ_r y γ_w son los pesos específicos del hormigón y del agua, H es la altura de ola de cálculo y es el ángulo que forma el talud con la horizontal.

$$W = \frac{1}{K_D} \frac{H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \frac{\gamma_r}{\cot \alpha} \tag{1}$$

La Ec. 1 puede escribirse en forma de número de estabilidad, Ns, utilizando el peso específico relativo sumergido y el lado del cubo equivalente de la pieza, $\Delta=([\gamma_r/\gamma_w]-1)$ y $Dn=(W/\gamma_r)^{1/3}$. Si se toma la equivalencia H=Hs propuesta por el SPM (1975) se obtiene la ecuación de Hudson generalizada, la Ec. 1 puede reordenarse para definir el número de estabilidad de la Ec. 2

$$Ns = \frac{Hs}{\Delta D_n} = \sqrt[3]{K_D \cot \alpha} \tag{2}$$

La fórmula de Hudson (1959) fue propuesta como una mejora a la de Iribarren (1938) y se basaba en los resultados de las observaciones experimentales de ensayos físicos a escala reducida, con oleaje regular, de mantos de escollera, cubos y tetrápodos. Su uso en el diseño de diques reales llevaba implícito un cierto

coeficiente de seguridad, planteando el propio Hudson (1959) algunas dudas sobre la altura de ola de cálculo que debía emplearse para considerar la irregularidad de oleaje observada en el mar.

El SPM (1975) propuso utilizar la equivalencia $H=H_{1/3}=Hs$ y una década después, como consecuencia de las grandes averías que se habían producido en grandes diques como el de Sines en 1978, el SPM (1984) sugería utilizar la equivalencia $H=H_{1/10}=1.27$ Hs, con una tabla de K_D similar a la anterior de 1975. Este cambio de criterio del SPM (1984) impuso un coeficiente de seguridad implícito adicional que duplicaba los pesos obtenidos de la Ec. 1 para diques sin limitación de fondo en condiciones similares (ver Copeiro y García-Campos, 2008).

Independientemente del tipo de equivalencia utilizada entre oleaje regular e irregular, en la actualidad los proyectistas siguen utilizando para el diseño de los diques en talud el criterio de "daño nulo" o "Inicio de Averías" (IDa), propuesto por Hudson (1959) e Iribarren (1965), utilizando un determinado K_D o Ns(cot) publicado para cada pieza y disposición; con lo que resulta evidente que al aumentar K_D, el peso de la pieza y el consumo de hormigón se reducen. Esta realidad ha motivado el desarrollo, desde la década de los 60, de nuevas formas geométricas con K_D elevados, con la problemática añadida de que los primeros diseños no consideraban la integridad estructural de las piezas; lo cual se puso de relieve con la rotura masiva de dolos de W[t]=42 en el dique de Sines (Portugal) a finales de los 70.

Es necesario señalar que las Ecs. 1 y 2 son fórmulas simplificadas de diseño que no consideran explícitamente algunos factores que se sabe que tienen un efecto significativo sobre la estabilidad hidráulica del manto. Por ejemplo, los ensayos descritos por Iribarren (1965) y SPM (1975) incluyen un amplio rango de peraltes (H/L) y profundidades relativas (h/L) con periodos diferentes, pero las Ecs. 1 y 2 no incluyen el periodo del oleaje. Sin embargo, Losada y Giménez-Curto (1978) ponen de relieve que el periodo del oleaje es una variable medioambiental significativa en el estudio de la estabilidad del manto. Aunque en el uso habitual de las Ecs. 1 y 2 para el diseño de diques, se utilizan valores de KD diferentes en el caso de rotura por el fondo ("breaking wave") y en el caso de sin rotura por el fondo ("nonbreaking wave"), el periodo del oleaje queda relegado a variable secundaria sólo considerado indirectamente dentro del coeficiente de seguridad implícito de la fórmula. Además del periodo, hay otros factores que afectan la estabilidad del manto y que no son variables explícitas en la fórmula de Hudson, como la duración del temporal de cálculo y la permeabilidad de la estructura.

Van der Meer (1988), con el objetivo de mejorar la Ec. 2, propuso unas ecuaciones de estabilidad para mantos de escollera, de cubos y tetrápodos (cot=1.5) y de acrópodos (cot=1.33), que consideran el periodo medio, la duración del temporal y la evolución del daño adimensional con el número de estabilidad, así como la permeabilidad de la estructura en el caso de mantos de escollera (ver CEM, 2006). Estas fórmulas multiparamétricas han sido ampliamente utilizadas en el diseño de diques en talud debido a la necesidad que sienten los proyectistas de considerar, explícitamente y de una forma sencilla, los factores de diseño secundarios de los diques en talud. Por otro lado, la necesidad de simplificar los modelos y aumentar la precisión de las estimaciones de daño del manto principal frente a los temporales ha propiciado la utilización de variables climáticas de síntesis como la H_{50} (ver Vidal y otros, 2006) o modelos probabilistas en el dominio del tiempo (ver Medina y otros, 2003 y Gómez- Martín y Medina, 2006).

Así pues, hasta la década de los 70 la metodología habitual de diseño de los mantos principales de diques rompeolas utilizaba una fórmula de cálculo para IDa (criterios de Hudson, 1959 e Iribarren, 1965), dejando implícitos unos coeficientes de seguridad a destrucción para tomar en consideración los factores no considerados en la Ec. 2; es decir, se diseñaba a Nivel I con coeficiente de seguridad global implícito cercano a 1.6. En la década de los 80, marcada por la destrucción del manto de dolos del dique de Sines y otros grandes diques,

coexistieron metodologías de diseño como la del SPM (1984), que ampliaba los coeficientes de seguridad implícitos ($H=H_{1/10}$ en lugar de $H=H_{1/3}$), con formulaciones empíricas multiparamétricas como las de Van der Meer (1988). Además, en esta década surgen los mantos monocapa de piezas especiales "bulky" (Accropode), que ya no debían proyectarse a IDa ni la influencia del talud era acorde con las Ecs. 1 y 2. En la década de los 90, CIRIA/CUR (1991) y PIANC (1992) proponen técnicas probabilísticas de diseño publicando coeficientes parciales (Nivel I) determinados con cálculos probabilistas de Nivel II (ver Martín y Aberturas, 1998) concretando el consenso internacional sobre la necesidad del diseño probabilista de los grandes diques en talud sin limitación de fondo.

Actualmente, la ROM 1.1 pone de manifiesto que sigue existiendo un consenso generalizado sobre la necesidad de utilizar técnicas probabilistas, como mínimo de Nivel II, para el diseño de grandes diques en talud. Sin embargo, debido a la complejidad de los procedimientos de Nivel II y Nivel III y a la necesidad de asumir en la práctica un mayor número de hipótesis, su fiabilidad subjetiva se reduce frente a los métodos simples de Nivel I. Por ello, lo que se observa en la actualidad en los proyectos de diques en talud, es que las decisiones fundamentales de diseño sobre el manto principal se suelen basar en la elección subjetiva de una formulación empírica entre las existentes en la literatura científica o se apoyan en los resultados de ensayos físicos específicos a escala reducida.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD IMPLICITOS ASOCIADOS A IDa E IDe

Hudson (1959) e Iribarren (1965) propusieron diseñar los mantos de diques en talud a "Inicio de Averías" (IDa). El diseño a IDa llevaba implícito un coeficiente de seguridad (SF) igual al cociente entre las alturas de ola correspondientes a IDe e IDa, SF=Ns(IDe)/Ns(IDa), siendo Ns el número de estabilidad. Tanto Hudson (1959) como Iribarren (1965) consideraban valores implícitos de SF≈1.6 al proponer el diseño a IDa para los mantos bicapa de escollera, tetrápodos, cubos y bloques paralelepipédicos. En la actualidad, se suele decir que se diseña a IDa pero, en muchos casos, el ratio Ns(IDe)/Ns(IDa) ya no es 1.6. De la mayor parte de piezas que existen, sólo se publica el coeficiente de estabilidad de diseño, K_D, el cual se supone asociado a IDa; sin embargo es necesario conocer los SF implícitos a IDe, ya que la funcionalidad del dique en talud se pierde con la destrucción del dique y no con una avería parcial. Por consiguiente, es el IDe (y no el IDa) el estado límite fundamental que debe condicionar el diseño.

La mayoría de las piezas de tipología "bulky" diseñadas los últimos 30 años para formar mantos monocapa, son piezas que resisten por trabazón, lo cual aumenta la estabilidad hidráulica de la pieza a IDa, sin embargo se reduce el margen de seguridad a IDe, ya que el IDe se produce muy próximo a IDa. Por el contrario, los mantos bicapa convencionales de escollera o piezas masivas tipo cubo, aseguran un amplio margen de seguridad entre IDa e IDe. Así pues, los mantos de los diques en talud pueden diseñarse a IDa, como sugieren Hudson (1959) e Iribarren (1965), pero conociendo el SF implícito a IDe en cada caso concreto, asociado al K_D utilizado, ya que la funcionalidad de la estructura desaparece con la destrucción de la misma.

Los valores de K_D publicados para las distintas piezas se corresponden con un número de estabilidad de diseño (Nsd) y están basados en ensayos físicos a escala reducida con la semejanza de Froude. Los resultados de los ensayos muestran una variabilidad experimental de Ns(IDa) y Ns(IDe) que permite estimar los SF implícitos, para IDa e IDe, utilizando los percentiles del 5% y 50%.

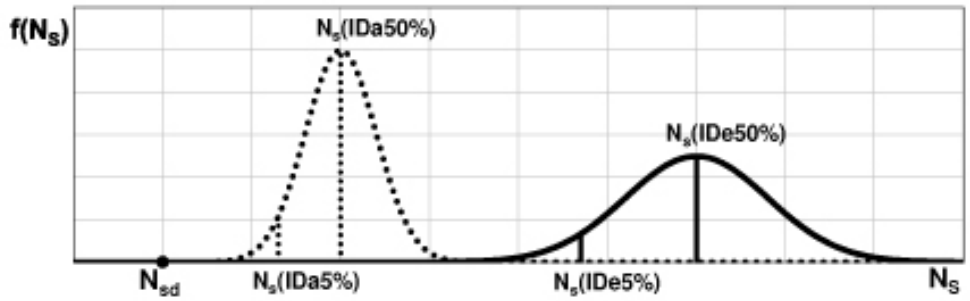


Figura 2. Función de densidad de probabilidad de Ns(IDa) y Ns(IDe)

La Figura 2 muestra la función de densidad de probabilidad de las variables Ns(IDa) y Ns(IDe), considerando una distribución normal para los resultados de los ensayos, donde Ns(IDaN%) y Ns(IDeN%) son los números de estabilidad correspondientes a IDa e IDe con un percentil N% de probabilidad de no ser excedidos y Nsd es el número de estabilidad de diseño asociado a K_D y cot. De este modo, los coeficientes de seguridad a IDa e IDe pueden obtenerse con las expresiones:

$$SF(IDaN\%) = \frac{N_s(IDaN\%)}{N_{sd}} \quad (3)$$

$$SF(IDeN\%) = \frac{N_s(IDeN\%)}{N_{sd}} \quad (4)$$

La Tabla 1 de Medina et al. (2010a) muestra los coeficientes de estabilidad (K_D) de algunas piezas (cubo, Cubípodo, Accropode y Xbloc) y una estima de los coeficientes de seguridad asociados a IDa5%, IDa50%, IDe5% and IDe50%, para diques no rebasables y oleaje sin limitación de fondo, en función del número de capas y del tramo del dique considerado (tronco y morro).

Los valores de K_D que aparecen en la Tabla 1 para Accropode y Xbloc son los indicados por los propietarios de las marcas y patentes respectivamente (ver www.concretelayer.com y www.xbloc.com), obteniéndose los SF a IDa e IDe a partir de los resultados experimentales publicados por Bakker et al. (2005) sobre Xbloc, y Van der Meer (1988) y Holtzhausen and Zwamborn (1991) sobre Accropode. Los valores de K_D para el cubo son los que indican Negro y Varela (2008) obteniéndose los SF a IDa e IDe a partir de los resultados experimentales publicados por Gómez-Martín y Medina (2008), Corredor y otros (2008) y Van der Meer (1988). Finalmente, los K_D del Cubípodo han sido calculados a partir de los resultados experimentales de los ensayos de 2D del INHA y el LPC-UPV (tronco), los ensayos 3D del IHCantabria y AAU del Proyecto CUBIPOD (ver Gómez-Martín y Medina, 2008 y Corredor y otros, 2008), de forma que se obtengan SF a IDa e IDe similares o superiores a los obtenidos con las otras piezas tanto en el caso de manto monocapa como bicapa.

					Inicio de Averías (IDa)		Inicio de Destrucción (IDe)	
Tramo	Pieza	K_D	nº capas	talud	SF(IDa5%)	SF(IDa50%)	SF(IDe5%)	SF(IDe50%)
Tronco	Cubo	6.0	2	3/2	0.67	0.86	1.08	1.35
	Cubípodo 2	28.0	2	3/2	0.82	0.99	1.09	1.40
	Cubípodo 1	12.0	1	3/2	1.06	1.27	1.31	1.64
	Accropode	15.0	1	4/3	0.93 a 1.24	1.15 a 1.38	1.05 a 1.40	1.26 a 1.51
	Xbloc	16.0	1	4/3	1.17	1.32	1.07	1.68
Morro	Cubo	5.0	2	3/2	0.88	1.13	1.17	1.40
	Cubípodo 2	7.0	2	3/2	0.99	1.18	1.19	1.36

Tabla 1. K_D y coeficientes de seguridad implícitos del cubo, Cubípodo, Acrópodo y Xbloc.

A pesar de que normalmente, se supone que el KD está asociado a IDa, en la Tabla 1 se observa que para el manto bicapa de cubos, de respuesta flexible, se suele usar un K_D=6 que está asociado a un nivel de averías superior a IDa (SF[IDa50%]=0.86<1). Por el contrario, para los mantos monocapa, de respuesta rígida, se suelen usar K_D asociados a niveles de averías muy inferiores a IDa (SF[IDa50%]<?>1.30>1). La razón de esta disparidad es clara: disponer de unos coeficientes de seguridad razonables a IDe, SF[IDe5%]=1.05 para mantos bicapa de cubos y SF[IDe5%]<?>1.20 para mantos monocapa. Por otro lado, los SF implícitos para morros son mayores que los correspondientes para troncos, debido al menor conocimiento que se tiene del comportamiento de los morros, la menor fiabilidad de los ensayos 3D y el mayor número de variables que afectan la estabilidad del morro.

Así pues, los valores de K_D publicados para el uso del Cubípodo en troncos monocapa (K_D=12) y bicapa (K_D=28) tienen asociados unos coeficientes de seguridad explícitos mayores en el caso del monocapa (SF(IDa50%)=1.27 y SF(IDe5%)=1.31) que en el caso del bicapa (SF(IDa50%)=0.99 y SF(IDe5%)=1.09) que son razonables en función de la menor flexibilidad de la respuesta esperada en cada caso y superiores a los obtenidos para el resto de piezas en las mismas condiciones. Del mismo modo, el K_D propuesto para la utilización del Cubípodo en morros bicapa (K_D=7) tiene asociados unos coeficientes de seguridad explícitos (SF(IDa50%)=1.18 y SF(IDe5%)=1.19) superiores a los del cubo en morro bicapa y a los del Cubípodo en tronco bicapa.

El K_D de diseño depende del coeficiente de seguridad requerido y de otras características específicas de cada proyecto, como por ejemplo las condiciones de rotura del oleaje, el tramo de obra (tronco o morro), etc. Es importante tener en cuenta que los ensayos físicos realizados en modelos a escala reducida se construyen en tramos cortos y en condiciones de trabajo óptimas (construcción en seco, a mano y con visión perfecta), mientras que los diques reales están formados por varios tramos construidos en condiciones distintas, condiciones de trabajo duras (con oleaje, con grúas y a ciegas) y que además sufren cambios de porosidad durante la vida útil (ver Medina et al. 2010b). Por consiguiente, hay que dejar un margen de seguridad a IDe tanto mayor cuanto mayor sea la diferencia esperable entre el dique que se construirá realmente en el mar y el dique que se ensaya a escala reducida.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este artículo se pone de relieve la importancia que tiene el hecho de utilizar la ecuación de Hudson generalizada (Ec. 2) de forma habitual en el prediseño del manto principal de los diques en talud. Se analiza la utilidad del concepto de "coeficiente de estabilidad" (K_D) para comparar la estabilidad hidráulica de diferentes tipos de piezas existentes en el mercado, señalando la confusión existente sobre su significado y aplicación práctica. El coeficiente de estabilidad (K_D) es un parámetro de diseño asociado al uso de la ecuación Hudson, que lleva implícito un cierto coeficiente de seguridad a Inicio de Destrucción, que raramente se explicita cuando se usa.

El concepto de K_D derivado del uso de la fórmula de Hudson y asociado a la forma geométrica da cada una de las piezas, ha propiciado el desarrollo de nuevos elementos prefabricadas de hormigón para formar el manto principal de los diques en talud, con el objetivo fundamental de conseguir piezas con elevados K_D que permitan reducir el peso de los elementos del manto y por tanto el consumo de hormigón y coste del manto principal. El fallo del dique de Sines (Portugal) en 1978 supuso un cambio radical en el diseño de dichas piezas, buscando a partir de ese momento no sólo un elevado K_D sino también una resistencia estructural suficiente para evitar la rotura de las piezas no armadas. Además, aparecieron los mantos monocapa para reducir costes y el impacto ambiental de los diques en talud.

El problema que surge en la actualidad es qué el concepto de K_D asociado a IDa, propuesto originalmente por Hudson (1959) e Iribarren (1965) para mantos bicapa de respuesta flexible, se está utilizando también para caracterizar piezas que han sido diseñadas para ser colocadas trabadas en mantos monocapa de respuesta rígida. De hecho es habitual que los proyectistas pregunten por el K_D de la pieza a IDa sin preguntarse por el coeficiente de seguridad a IDe que lleva asociado dicho K_D.

En el caso de mantos convencionales bicapa o multicapa con piezas masivas (cubos, cubos Antifer, cubípodos, etc.) que resisten por gravedad y tienen una respuesta flexible, los K_D que suelen usarse en la práctica se corresponden con un nivel de daño medio próximo o algo superior a Inicio de Averías (IDa), restando un considerable margen de seguridad hasta la IDe para neutralizar la

gran incertidumbre asociada al diseño de diques en talud. En el caso de mantos monocapa o de piezas esbeltas que resisten por trabazón, los K_D que suelen usarse en la práctica están muy por debajo del nivel IDa, para poder mantener un margen de seguridad adecuado a IDe.

La Tabla 1 muestra los coeficientes de estabilidad (K_D) de los mantos de cubos bicapa, cubípodos monocapa y bicapa, y Accropode y Xbloc monocapa, todos con colocación aleatoria; además, se incluyen los coeficientes de seguridad implícitos estimados, que son mayores para los morros y los mantos monocapa con respuesta más rígida que para los troncos bicapa de respuesta flexible. Una vía efectiva y práctica para avanzar progresivamente hacia el uso de técnicas probabilísticas en el diseño de grandes diques, puede ser el uso de la fórmula de Hudson generalizada con coeficientes de seguridad explícitos a IDe para cada una de las piezas y taludes, como los presentados en este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al CDTI el soporte financiero para los trabajos de investigación y desarrollo del Cubípodo dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2010). Así como la inversión realizada por SATO (Grupo OHL) para el desarrollo del Cubípodo.

REFERENCIAS

Bakker, P., M. Klabbers, M. Muttray, A. van den Berge. 2005. Hydraulic performance of Xbloc® armour units. 1st international conference on coastal zone management and engineering in the Middle East. Dubai, November 2005.

Castro, E. 1933. Diques de escollera. Revista de Obras Públicas. Abril de1933, 183- 185.

CEM. 2006. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C. (in 6 volumes).

CIRIA/CUR. 1991. Manual of the use of rock in coastal and shoreline engineering. CIRIA Special Publication 83, London (UK), and CUR Report 154, Gouda (The Netherlands), 607 p.

Copeiro, E. y García-Campos, M.A. 2008. Diques de Escollera. Ed. Díaz de Santos, 369 p.

Corredor, A., Torres, R., Miñana, J.V., Fernández, E., Menéndez, C.F., Santos, M., Gómez-Martín, M.E., Goumy, R. and Medina, J.R. 2008. CUBÍPODO: Estudios de estabilidad hidráulica 2D y 3D, estudio del remonte y rebase, diseño del encofrado y ensayos de caída de prototipos. Libro del III Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, Puertos del Estado, 187-211.

Dupray, S. and Roberts, J. 2009. Review of the use of concrete in the manufacture of concrete armour units. Proc. of Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009, ICE, Vol. 1, 245-259.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2006. Damage progression on cube armoured breakwaters. Proc., 30th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, 5229-5240.

Gómez-Martín, M.E. and Medina, J.R. 2008. Erosion of cube and Cubipod armour layers under wave attack. Proc., 31st Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, 3461-3473.

Holtzhausen, A. H. and Zwamborn, J.A.(1991). Stability of Accropode ® and comparison with dolosse. Coastal Engineering, 15(1991): 59-86.

Hudson, R.Y. 1959. Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters. Jo-

urnal of Waterways and Harbors Division, ASCE, 89(WW3): 93-121.

Iribarren, R. 1938. Una fórmula para el cálculo de diques de escollera. Ed. M. Bermejillo Usabiaga (Pasajes), julio de 1938.

Iribarren, R. 1965. Fórmula para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales. Revista de Obras Públicas, Col. ICCP, Madrid. 113 (3005): 739-750 y 113 (3006): 829-849.

Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A. 1978. Revisión de los parámetros de la fórmula Iribarren para diques de escollera. Influencia de la duración y el periodo en la probabilidad de fallo. Revista de Obras Públicas, diciembre 1978, 911-924.

Martín, M.J. y Aberturas, P. 1998. Aplicación de la ROM 0.2-90 al diseño de obras de abrigo. Limitaciones de la aproximación determinista. EROM 98-1, Servicio de Publicaciones de la Universidad Politécnica de Valencia, 3.1-3.28.

Medina, J.R., Garrido J., Gómez-Martín, M.E. and Vidal, C. 2003. Armor damage analysis using Neural Networks. Balkema, Proc. Coastal Structures 2003, ASCE, 236-248.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E, Corredor, A., y Santos, M. 2010a. Diseño de diques en talud con el manto principal de cubípodos, Revista de Obras Públicas, Col. ICCP, Madrid. 157 (3515): 37-52.

Medina, J.R., Gómez-Martín, M.E., and Corredor, A. 2010b. Influence of armor unit placement on armor porosity and hydraulic stability. Proc. 32nd Int. Conf. Coastal Eng., ASCE, ASCE, Paper No. 255 / structures41.

Negro, V. y Varela, O.(2008). Diseño de Diques Rompeolas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 420 p.

PIANC. 1992. Analyses of Rubble Mound Breakwaters. Report of Working Group No. 12, PIANC, Brussels.

ROM 1.1 2006. Diques de Abrigo frente a las Oscilaciones del Mar (Capítulo 2). EROM 02.

SPM 1975. Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia.

SPM 1984. Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missisipi.

Van der Meer, J.W. 1988. Stability of cubes, tetrapods and accropode. Proc. breakwaters'88, ICE, 59-68.

Vidal, C., Medina, R. and Lomónaco, P. 2006. Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. Coastal Engineering, Elsevier, 53(2006): 711-722.

6.3.6. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS MUELLES DEL PUERTO DE VALENCIA POR MÉTODOS DE NIVEL II

J.M. Garrido[1], M. Burgos[2], A. Pérez[1], V. Simón[1], D. Ponce de León[1], A. Aramendia[3], D. Yagüe[3]

1. Iberport Consulting, S.A. ClBotiguers Nº 3. Planta 3 Puertas AB. Parque Empresarial Táctica. CP. 46980 Paterna (Valencia) jgarrido@iberport.com
2. Autoridad Portuaria de Valencia, Avda. Muelle del Turia, s/n. CP. 46024 Valencia. m.burgos@valenciaport.es
3. Cyes Infraestructuras, S.A. – Gerencia Marítima, ClJ.J.Dominé nº 6. 2º,Pta.5 CP.46011 Valencia. dyague@cyes.es

INTRODUCCIÓN

Los sucesivos cambios de uso que se han producido en el Puerto de Valencia durante las últimas décadas, la evolución de los equipos de manipulación y el aumento en el tamaño de los buques, unido al desarrollo de los procedimientos de cálculo y recomendaciones españolas en las obras marítimas en el marco del programa ROM y los posibles futuros usos, han motivado la realización de un estudio completo para la verificación de la estabilidad de los muelles del Puerto de Valencia, el cual ocupa en la actualidad una superficie de unas 600 Ha, con más de 12.000 m lineales de muelle, de los que 4.000 m tienen calados iguales o superiores a los 14 m dedicados a atraque de grandes buques portacontenedores, 3.000 m de línea de atraque para uso de graneles sólidos y líquidos con calados entre 9 y 16 m y 2400 m de línea de atraque dedicados a uso de pasajeros y carga rodada.

En el presente artículo, en primer lugar, se describen los objetivos principales del estudio, se continúa con los trabajos previos llevados a cabo, entre los que se incluyen una amplia campaña geotécnica con la realización de 96 sondeos terrestres y 12 sondeos marinos; en tercer lugar, se describe el procedimiento de cálculo adoptado para la verificación de la estabilidad de los muelles, comenzando por identificar los diferentes tramos de muelle lo que corresponde a la verificación de la estabilidad de un total de 28 secciones críticas de cálculo mediante la aplicación de métodos de cálculo de Nivel I y de Nivel II. Por último, se presentan los resultados obtenidos resumidos en un nuevo Atlas Geotécnico del Puerto y un Catálogo de Muelles del conjunto de los muelles e instalaciones existentes.

TRABAJOS PREVIOS

Los trabajos previos han consistido en la recopilación de la información existente de los proyectos de ejecución y licitación de los distintos muelles que conforman el estudio, así como, la propia información facilitada por los terminalistas en cuanto a los usos actuales existentes, los equipos que operan en cada terminal y sus características y la distribución de aéreas de operación y almacenamiento. Con esta información, se ha podido establecer la hipótesis de uso actual de cada tramo (Fig. 1).

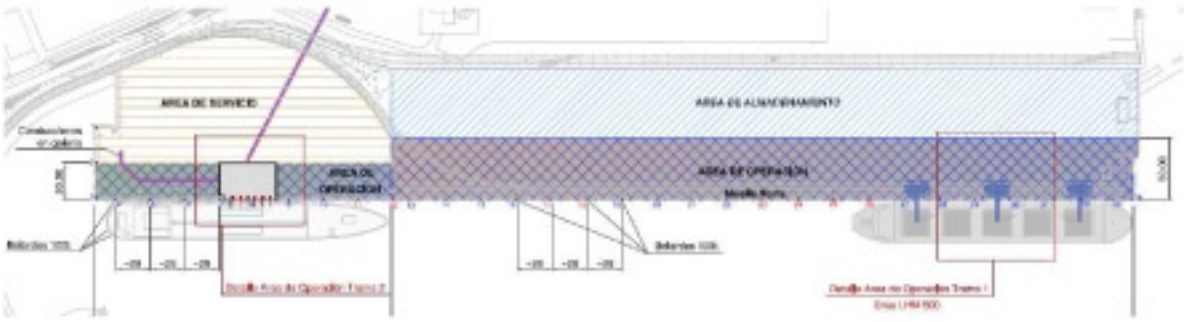


Figura 1. Distribución en planta de áreas de operación y equipos en muelle

El hecho de disponer de un gran número de prospecciones previas en el ámbito de estudio permite conocer la disposición general de capas de estratos de terreno bajo el Puerto y su naturaleza. Sin embargo, se desconocen las condiciones de estado (y por consiguiente de resistencia y deformabilidad) en las que se encuentran en la actualidad. La nueva campaña de sondeos se ha realizado al objeto de: (1) conocer las características mecánicas actuales de los terrenos que componen el cimento de la dársena interior, sus muelles y sus rellenos frente a la modificación de las propiedades del terreno tras la puesta en servicio de los mismos; (2) completar el perfil geotécnico con nuevos puntos que den una mayor densidad de reconocimientos y valores de los parámetros acorde a los requerimientos de la ROM 5.0-05 y a las exigencia de los métodos de cálculo que se realiza y (3) La homogeneización de resultados geotécnicos para todos los muelles.

Aplicando criterios de la ROM 0.5-05 se requiere una Intensidad del reconocimiento "Detallado" en función de la categoría de la obra y de las condiciones geotécnicas, habiéndose realizado finalmente un total de 96 sondeos terrestres en explanadas y cimentación de muelles y de 12 sondeos marinos en dársenas. En cuanto a la profundidad de la inspección, dependiendo de la tipología de la obra y de los estudios anteriores que sitúan la capa de arcillas en torno a la cota -40 m, se establece una profundidad de de inspección de 35-40 m en explanadas y muelles y 25-30 m en dársenas. En la Figura 2 se puede ver un ejemplo de perfil longitudinal del terreno con profundidad de prospección superior a 40 m.

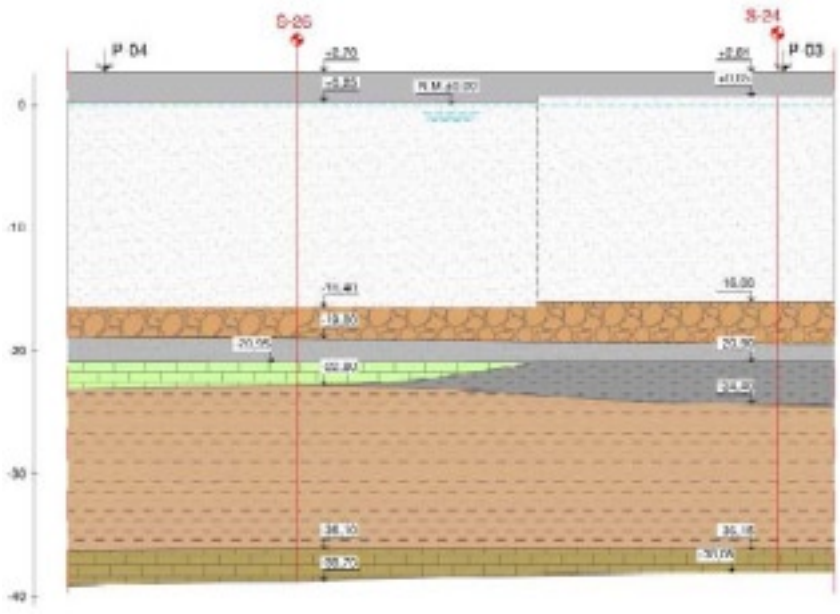


Figura 2. Ejemplo de perfil longitudinal del terreno

En cuanto a los ensayos, por requerimientos del modelo de cálculo, se realizan ensayos de resistencia al corte, de compresibilidad y de permeabilidad, tomando al menos 2 muestras por estratos con una separación máxima entre ellas de 5 m.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Criterios de diseño

Se definen los criterios de diseño siguiendo los criterios del "Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias" (ROM 0.0) y las "Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre. Criterios generales y factores de proyecto" (ROM 2.0.). En primer lugar, se establecen los criterios generales de proyecto, a partir de la definición de los tramos de muelle considerados, el carácter general y operativo y las fases de proyecto y su duración. A continuación, se describen los factores del proyecto, partiendo de los estados a considerar según los parámetros geométricos, propiedades del terreno, los materiales de construcción y del medio físico y los agentes y acciones. Se describen los modos de fallo a considerar, se ordenan y combinan los factores del proyecto y se plantean las ecuaciones de verificación teniendo en cuenta dos hipótesis de uso: el uso actual, obtenido de los datos actuales de

uso en cada terminal, y el uso ROM, en la que se toman en consideración los posibles cambios de equipos o distribución de cada terminal, adaptando el cálculo a los requerimientos de la ROM 2.0.

En la definición de los tramos y elección de sección de cálculo se tienen en cuenta las diferencias en cuanto a características geométricas de la obra y el terreno, características del terreno, características del medio físico y los materiales y valor de agentes y acciones. Como resultado de ello, las dársenas del puerto se han dividido en 28 secciones críticas de cálculo pertenecientes a 13 muelles, distribuidos a su vez por dársenas: Dársena Sur (Muelle Este, Muelle Príncipe Felipe, Muelle Costa y Muelle MSC), Dársena Turia (Muelle Turia, Muelle Espigón Turia Sur), Dársena Unión Naval de Levante Muelle (Espigón Turia Norte y Muelle Unión Naval de Levante), Dársena Poniente (Muelle Poniente, Muelle conexión de transversales y Muelle Levante), Dársena Levante (Muelle Levante) y Dársena Norte (Muelle Norte). En la Figura 3 se muestra la distribución de tramos en el Muelle Levante con sus correspondientes secciones críticas de cálculo.



Figura 3. Vista en planta de tramos y sondeos realizados en muelle Levante del Puerto de Valencia

Se han considerado los parámetros de proyecto geométricos, del terreno, de los materiales y del medio físico correspondientes a la zona de estudio. En la definición de factores de proyecto, los agentes más determinantes para el cálculo son los del terreno por las acciones que provocan, el agente climático viento y los debidos al uso y explotación (equipos y buque de cálculo).

Para completar el procedimiento de verificación se han considerado los siguientes modos de fallo, condiciones de trabajo, duración de las fases, criterios de combinación y ecuaciones de verificación:

- MODOS DE FALLO: Para Estados Límite Últimos (ELU): De equilibrio estático (EQU) y Geotécnicos (GEO). Para Estados Límite de Servicio (ELS): Deformaciones por asientos (DEX).
- CONDICIONES DE TRABAJO: Operativas (CT1), Extremas por viento extremo (CT2) y Excepcionales por sismo y por viento (CT3).
- DURACIÓN DE LAS FASES: Corto plazo y Largo plazo.
- CRITERIOS DE COMBINACIÓN: Combinación fundamental para CT1 y CT2 y Combinaciones sísmica o accidental para la CT3 correspondiente en cada caso.
- ECUACIONES DE VERIFICACIÓN: En ELU se han establecido ecuaciones de verificación para el deslizamiento, el hundimiento, el vuelco plástico y la estabilidad global.

Métodos de Nivel II

Por criterios generales del proyecto, la combinación de los índices de repercusióneconómica y social (IRE/ISA) llevan a la aplicación de métodos de Nivel II. La aplicación de métodos de cálculo de Nivel II supone una mayor optimización de las secciones al no basarse la verificación en la seguridad total de la obra, como

plantean los métodos de Nivel I, sino en garantizar la seguridad que sea necesaria asociada a una probabilidad de fallo concreta. A su vez, la exigencia del cálculo ante la presencia de estratos blandos (arcillas) apoyados sobre estratos duros, como es el caso de la mayor parte de las seccione críticas de cálculo del estudio, obliga a la aplicación de modelos numéricos capaces de encontrar la curva de rotura real del terreno, lo que no es posible con métodos clásicos de Nivel I cuyas curvas de rotura se alejan de la real para este tipo de terrenos (Fig. 4).

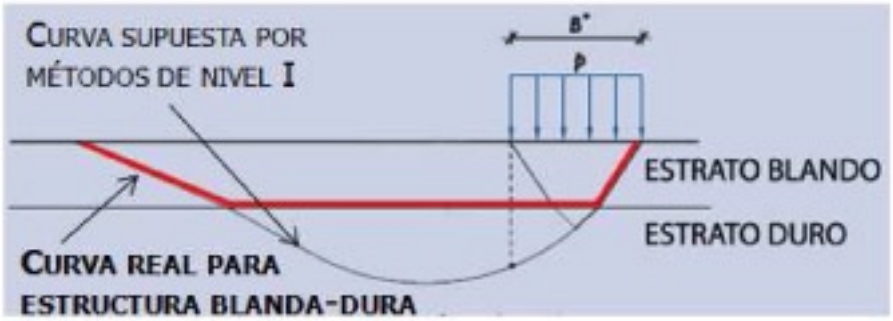


Figura 4. Curvas de rotura del terreno para métodos de Nivel I(negra) y Nivel II(roja)

La resolución de la ecuación de verificación con este tipo de modelos numéricos no están contemplados en la ROM 0.5-05 a la hora de establecer comparaciones entre el resultado del modelo y los coeficientes de seguridad propuestos, por lo que su verificación ha de realizarse con respecto a la probabilidad de fallo y, por tanto, con métodos de Nivel II.

En la verificación de la estabilidad por métodos de Nivel II se plantea el diagrama de fallo para ELU asignando toda la probabilidad de fallo conjunto al que se considera como modo de fallo principal y considerando el resto de modos de fallo como de "no fallo" La probabilidad de fallo máxima se calcula mediante la realización de un estudio de sensibilidad del coeficiente de seguridad obtenido por el modelo numérico de análisis tenso-deformacional (PLAXIS v 9.0) en función de la variación de los parámetros más influyentes en el resultado final.

La relación entre la pfallo y el coeficiente de seguridad F obtenido del modelo numérico se calcula a partir del índice de fiabilidad β, según las siguientes expresiones propuestas por la ROM 0.5-05:

$$F=F_0 \exp\left[\zeta(\beta-\beta_0)\right] \geq 0$$

$$\zeta = 0{,}15F_1-0{,}10$$

donde:
F_0: Coeficiente de seguridad asociado a índice de fiabilidad β_0.
F: Coeficiente de seguridad asociado a índice de fiabilidad β.
F_1: Coeficiente de seguridad obtenido mediante método de Nivel I.
β: Índice de fiabilidad

Los parámetros considerados en el estudio de sensibilidad y los terrenos y materiales a los que se aplica la variación de los parámetros se muestran en la Figura 5.

Parámetro	Símbolo	Ud. de referencia recomendada	Coeficiente de variación típica
Pesos específicos	γ_d	kN/m³	0,05
Humedades	w	%	0,10
Ángulo de rozamiento (tangente)	tg ϕ	Adimensional	0,07
Cohesión	c	kPa	0,10
Resistencia al corte sin drenaje	c_u, f_v	kPa	0,15
Resistencia a compresión simple, suelos	q_u	MPa	0,15
Resistencia a compresión simple, rocas	R_c	MPa	0,20
Resistencia por punta de ensayos de penetración estática	q_c	MPa	0,15
Presión límite, ensayos presiométricos	p_l	MPa	0,15
Índice N (SPT)	N	Adimensional	0,15
Módulo de elasticidad	E	MPa	0,30

Figura 5. Parámetros afectados en el estudio de sensibilidad

Un ejemplo del resultado gráfico obtenido se muestra en la Fig. 6.

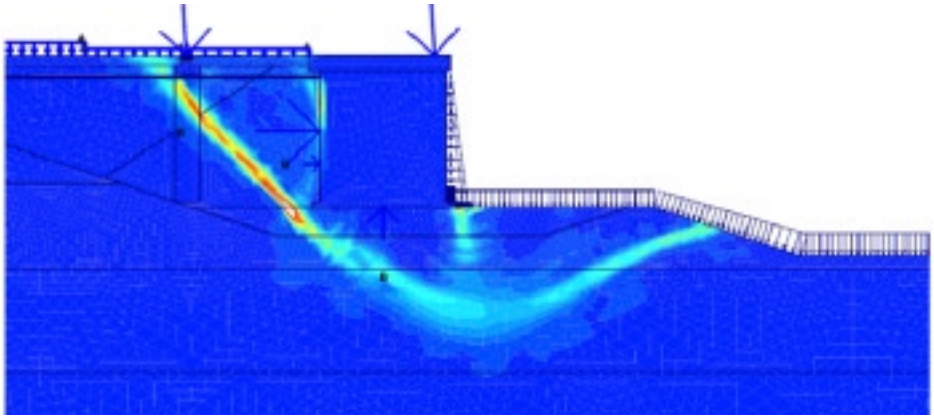


Figura 6.- Superficie de rotura del terreno en sección tipo (PLAXIS v9.0)

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Se han verificado la estabilidad de 28 secciones de cálculo correspondientes a los 13 muelles actualmente operativos en el Puerto de Valencia y dos secciones de cálculo correspondientes al muelle Serpis del Puerto de Gandía, tanto mediante métodos de Nivel I como mediante métodos de Nivel II. Entre los distintos muelles, la tipología más frecuente es la de cajones, existiendo también muelles de bloques y de pilotes. Las terminales a las que dan servicio los muelles son de tanto de contenedores, como de graneles sólidos, graneles líquidos, mercancía general y pasajeros.

Como resultado del estudio se obtiene la verificación de la estabilidad de cada sección para las cargas actuales (Uso Actual) y para las cargas obtenidas de la previsión de cambios de intensidad de uso según máximos recomendados en la ROM 2.0 (Uso ROM).

En la Tabla 1 se muestra el número de secciones que resultan ser estables aplicando métodos de Nivel I, en los que la seguridad puede ser considera total en el transcurso de la vida útil de la obra.

	ESTABLES	NO ESTABLES
USO ACTUAL	13	15
USO ROM	10	18

Tabla 1. Resultado de la verificación de la estabilidad de secciones críticas de cálculo del Puerto de Valencia aplicando métodos de Nivel I.

En la Tabla 2 se muestra el número de secciones que resultan ser estables aplicando métodos de Nivel II, en los que la seguridad está relacionada con la probabilidad de fallo conjunta de la obra y, por tanto, en la importancia económica y social asignada a la misma en toda su vida útil.

	ESTABLE	NO ESTABLES
USO ACTUAL	27	1
USO ROM	24	4

Tabla 2. Resultado de la verificación de la estabilidad de secciones críticas de cálculo del Puerto de Valencia aplicando métodos de Nivel II.

El porcentaje de secciones que pueden considerarse estables aplicando esta novedosa metodología es del 96% ser frente a un 46% que resultan ser estable por

aplicación de la metodología clásica, en condiciones de Uso Actual.

En previsión de usos futuros más intensos, similares a los propuestos por la ROM 2.0, el porcentaje de secciones que han resultado estables con la aplicación de la nueva metodología es del 86% frente a un 36% que lo serían de aplicarse la metodología clásica.

Finalmente, el estudio se ha materializado en la elaboración de los correspondiente informes de cada tramo estudiado, de un nuevo Atlas Geotécnico en el que se presenta un resumen a modo de ficha para cada tramo, que incluye perfiles geotécnicos y parámetros del terreno y de un Catálogo de Muelles, en el que se presenta un resumen a modo de ficha para cada tramo, que incluye las secciones de proyecto y las secciones reales, según información del estudio geotécnico, las cargas consideradas en función de los equipo en cada hipótesis de uso, y los resultados de la verificación de la estabilidad para métodos de Nivel I y de Nivel II. Ejemplos de los dos tipos de fichas se muestran en las Figuras 7 y 8, respectivamente.

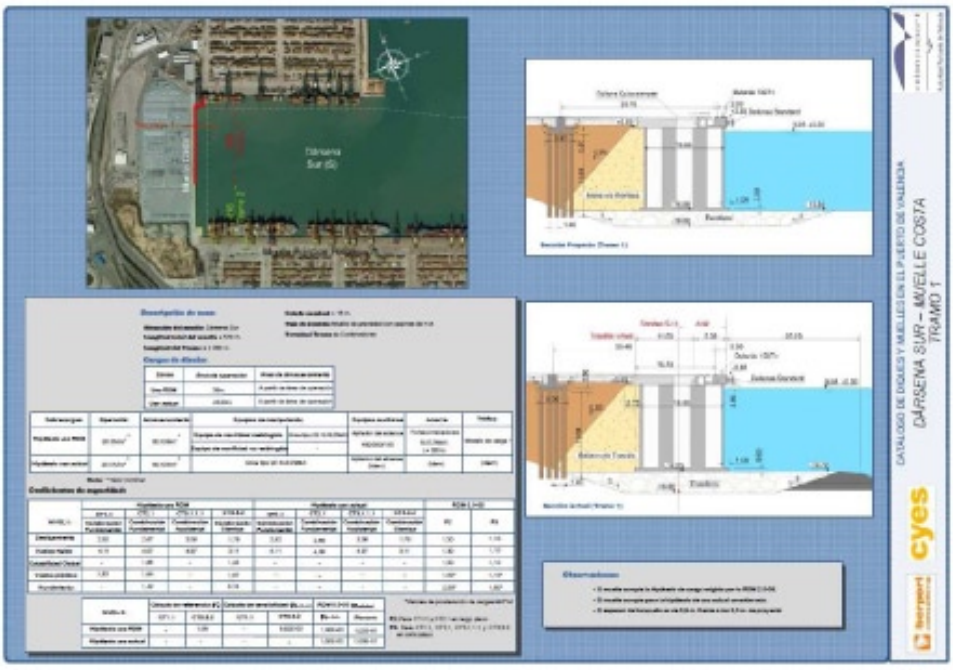


Figura 7. Ficha resumen tipo de Atlas Geotécnico para el Puerto de Valencia.

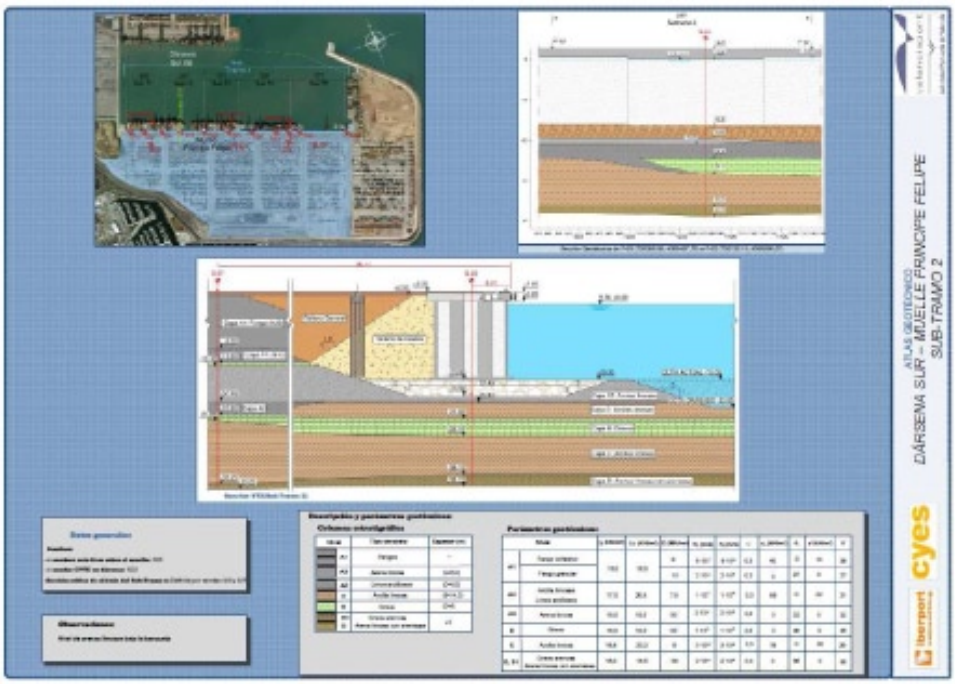


Figura 8. Ficha resumen tipo de Catálogo de Muelles para el Puerto de Valencia.

REFERENCIAS

ROM 0.0-01. (2001). "Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias". Puertos del Estado.

ROM 2.0-08. (2008). "Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre. Criterios generales y factores de proyecto". Puertos del Estado.

ROM 0.5-05. (2005)."Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias". Puertos del Estado.

Brinkgreve,R.B.J., Broere, W. and Waerman, D. (2009). PLAXIS v.9.0.3. Plaxis v.b. Netherlands.

6.4. ANÁLISIS Y ACTUACIONES EN DIVERSAS PLAYAS

6.4.3. ACTUACIONES DE REALIMENTACIÓN, CONSERVACIÓN Y OBRAS DE EMERGENCIA EN EL LITORAL GADITANO: ASPECTOS TÉCNICOS, MEDIOAMBIENTALES Y SOCIALES

G. Gómez-Pina[1], J.J. Muñoz-Pérez[1], L. Fages[1], J. Román Sierra[2], M. Navarro Pons[2]

1. *Demarcación de Costas Andalucía Atlántico (MMARM). C/ Marianista Cubillo, 7, 11008, Cádiz. ggomez@mma.es ; JJMPerez@mma.es ; lfages@mma.es*
2. *Departamento de Física Aplicada. Facultad de Ciencias del Mar y Ambientales. Universidad de Cádiz. Polígono Río San Pedro, s/n, 11510, Puerto Real (Cádiz). joge.roman@uca.es ; marina.navarro@uca.es*

INTRODUCCIÓN

Las playas del litoral gaditano pueden considerarse como unas de las de mayor atractivo turístico, con un alto grado de calidad y un estado de conservación relativamente bueno, comparado con otras zonas del litoral español. Una prueba de ello es el número de banderas azules concedidas por la unión europea y por la afluencia de usuarios y veraneantes que las utilizan. Entre las causas de este relativamente buen estado de conservación medioambiental y paisajístico podríamos citar la aplicación diligente de sus deslindes por parte de la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico, así como las figuras de protección de los diferentes parques naturales por parte de la junta de Andalucía, sin olvidar la existencia de grandes extensiones pertenecientes a la jurisdicción militar, colindantes con la franja litoral, que han impedido un desarrollo urbanístico descontrolado. A pesar de ese comparativamente buen estado de conservación, existen zonas en donde hubo una excesiva presión urbanística con la consiguiente destrucción del cordón dunar, así como interrupciones del transporte litoral por las construcciones de puertos y extracciones de áridos, en términos generales, antes de la aprobación de la Ley de Costas de 1988. La mayor parte del litoral gaditano se encuentra en erosión, con tasas importantes de retroceso superiores a 1 m/año, principalmente en la costa noroeste: Costa Ballena, Punta Candor, Punta Montijo, entre otras (Muñoz-Pérez y Enríquez, 1998). Aunque la arena que se erosiona, fluye aguas abajo, en la dirección neta del transporte litoral, existe un desequilibrio, que en principio, solamente puede ser paliado por la aportación de arena de fuera del sistema, como sería el caso de la Playa urbana de La Victoria en Cádiz o la de Fuentebravía, en El Puerto de Santa María, por poner dos ejemplos representativos. También deben realizarse los transvases de arena de los puertos correspondientes que bloquean el transporte litoral, como por ejemplo, en los Puertos de Conil y La Atunara.

OBJETIVO

El objetivo de este artículo es el de exponer los aspectos técnicos, ambientales y sociales asociados a las obras de restauraciones de playas en el litoral gaditano, en las diferentes formas en que éstas se llevan a cabo: regeneraciones y realimentaciones de playas, obras de conservación y mantenimiento y obras de emergencia. Éste enfoque se realizará desde la perspectiva de la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico-Cádiz (MMAMRyM) y sobre la base de la enorme experiencia acumulada en éste tipo de actuaciones.

ASPECTOS TÉCNICOS

Los aspectos técnicos a tratar van a estar enfocados, en éste artículo, solamente a los asociados a las arenas de aportación: compatibilidad con las arenas naturales de las playas erosionadas y características exigidas, procedencia e inventario de

las zonas de préstamo marino y terrestre, ventajas e inconveniente de los tipos de arena y procedimientos de puesta en obra, entre los principales. Los aspectos técnicos asociados a las obras complementarias a la aportación de arena (espigones de baja cota, diques exentos semi-sumergidos, etc) no serán tratados aquí, si bien serán referenciados en el apartado correspondiente (Gómez-Pina,2003,1999).

Zonas de préstamos de arena

Las zonas de préstamos de arenas pueden ser de procedencia marina o terrestre. Desde el punto de vista técnico y una vez resueltas las tramitaciones ambientales que correspondan, existe una preferencia generalizada, y avalada por la experiencia, en la utilización de arenas de fondo marino, particularmente en el litoral gaditano, en donde no existen, en términos generales, praderas de poseidonias (Muñoz-Pérez, et al, 2006). La procedencia marina, no sólo es de bancos o placeres de arena (Placer de Meca y Placer de San Jacinto, principalmente), sino también de las bocanas y diques de los puertos, desembocaduras de ríos y estuarios, zonas de dragados de canales de navegación, profundizaciones de dársenas portuarias para ampliaciones de calados, etc. Las zonas de procedencia no marina en las cuales podemos potencialmente extraer prestamos de arenas son: canteras, salinas, esteros, dunas antropizadas, dunas móviles,…).

Como condiciones técnicas para el perfil de playa de aportación se pueden imponer, en términos generales y de forma simplificada, las siguientes:(Gómez-Pina,1999) I) Granulometría de aportación ligeramente superior o superior a la de la playa natural ($_{D50}$)F > (D_{50})N . II) Factor de Realimentación de James (R_A) en zona estable y preferiblemente del orden de R_A = 1.05 -1.10 . III) Pié del perfil de aportación en zona estable, no lajosa y contenida lateralmente IV) Parámetro de Iribarren, asociado al perfil de playa sumergido, que no produzca roturas en surfing-collapsing, y preferiblemente en spilling. En el litoral gaditano disponemos de una zona marina muy adecuada para la extracción de arena, conocida como el "Placer de Meca", frente a Trafalgar. Dicha banco submarino tiene autorizada, medioambientalmente, desde el año 2000, una capacidad de extracción de arena de 5 Millones de m3 de arena, en un periodo de 10 años, habiéndose extraído sólo el 17%, con unas arenas de calidad excelente de D_{50} = 0,370 mm, con un porcentaje mínimo de finos, habiéndose realizado seguimientos ambientales al respecto.



Figura 1. Zona de extracción del Placer de Meca

La otra zona de préstamos de arena submarina es la denominada "Placer de San Jacinto", cercana a la desembocadura del Guadalquivir, a 2.800 m de la costa (lado Huelva). El yacimiento completo tiene una capacidad de arenas de unos 26 Millones de m^3, de los que únicamente se extrajeron, en el año 1991, 500.000 m^3 de arena, para la regeneración de la Playa de Regla. La zona actualmente está catalogada como zona de "cría y engorde" por la Consejería de Agricultura y Pesca de la Junta de Andalucía, por lo que en la situación actual se hace inviable su explotación. No obstante, sería de destacar que la superficie sobre la que se actuaría representaría solamente el 0,15 % del área total, por lo que en nuestra opinión, debería al menos analizarse la viabilidad de la explotación de ese placer de arenas, con las medidas ambientales y compensatorias que fuesen necesarias, al considerarse esa zona de extracción de arenas vital para la realimentación de las playas de la Costa Noroeste en gran regresión (1m/año o más), en zonas como Costa Ballena, Punta Candor y Punta Montijo (Enríquez y Gómez-Pina, 2006).Las extracciones en esta zona han tenido una gran oposición del sector pesquero de

Sanlúcar, algo que no se ha encontrado con la del Placer de Meca, en donde se ha respetado siempre el periodo almadrabero, como condicionante medioambiental. Las arenas de cantera se han utilizado igualmente, presentando como ventaja principal su mayor rapidez en cuanto a la tramitación ambiental, al disponerse de los permisos en la zona de extracción, debiéndose analizar solamente los efectos ambientales en la zona de vertido. Como inconvenientes principales están, en términos generales, el presentar un mayor porcentaje de finos y la necesidad de hacer un lavado previo, bien en cantera o en la propia playa, durante un par de días, en la zona intermareal. Durante los primeros días se producen manchas de finos en suspensión, que pueden resultar alarmantes, desapareciendo en unos pocos días. Otro de los inconvenientes es el de que pueden presentar ramas, piedras, etc., que deben ser limpiadas antes de llegar a la playa. El color y textura debe ser muy similar al de la playa natural, algo que en términos generales se ha podido satisfacer con las canteras de que disponemos en la zona gaditana, si bien es uno de los puntos más difíciles de cumplir. El vertido en zona de playa debe estudiarse con detalle, sobre todo en lo relacionado con el paso de camiones, interferencia con los bañistas, ruidos, medidas de seguridad y señalización, etc.

A continuación se presenta una tabla con las características principales de las canteras terrestres, así como algunas fotografías de canteras terrestres.

Salina nuestra señora de los Desamparados	0,17-0,23
Dehesa de Las Yeguas	0,19-0,68
Cortijo de Évora	0,32-0,48
Cantera de Los Carreteros	0,34-0,36
Zenitram	0,36(Lavada y cribada)
Los Arenalejos	0,36(Lavada y cribada),0,34(sin lavar ni crivar)
Cortijo Los Arenalejos (cerro)	0,11-0,23
Cantera Paternilla 2	0,69-2,33
Arenas de Cádiz	0,18-0,23

Tabla 1. Características canteras terrestres



Figura 2. Cortijo de Évora y Paternilla II (Benalup)

Procedencia y volúmenes de sedimentos utilizados en restauración de playas en el litoral gaditano

Los siguientes gráficos resultan muy ilustrativos para conocer la procedencia de los sedimentos de aportación y los volúmenes utilizados, en su conjunto y por años.

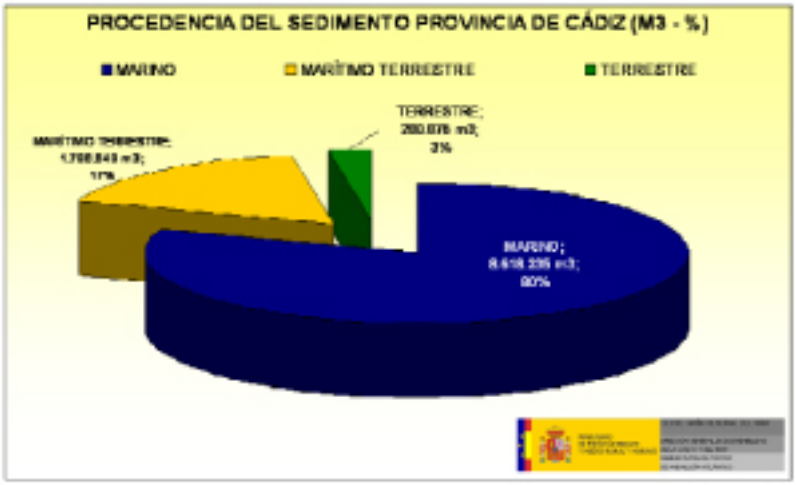


Figura 3. Procedencia de sedimentos de aportación para las playas gaditanas



Figura 4. Volumen de sedimento de aportación extraído para las playas gaditanas

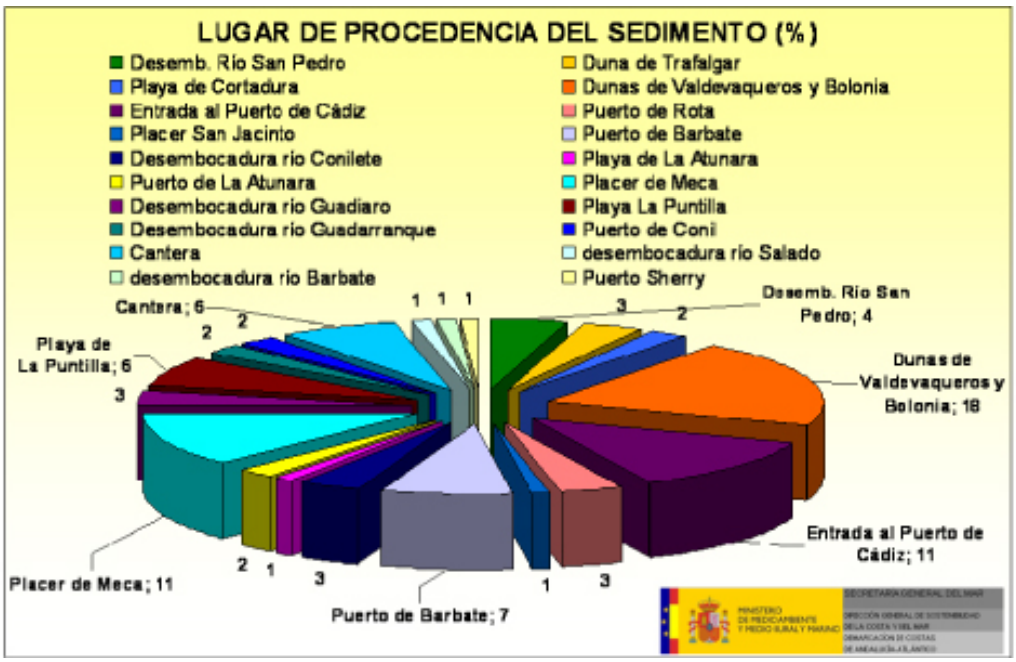


Figura 5. Lugar de procedencia del sedimento de aportación para las playas gaditanas

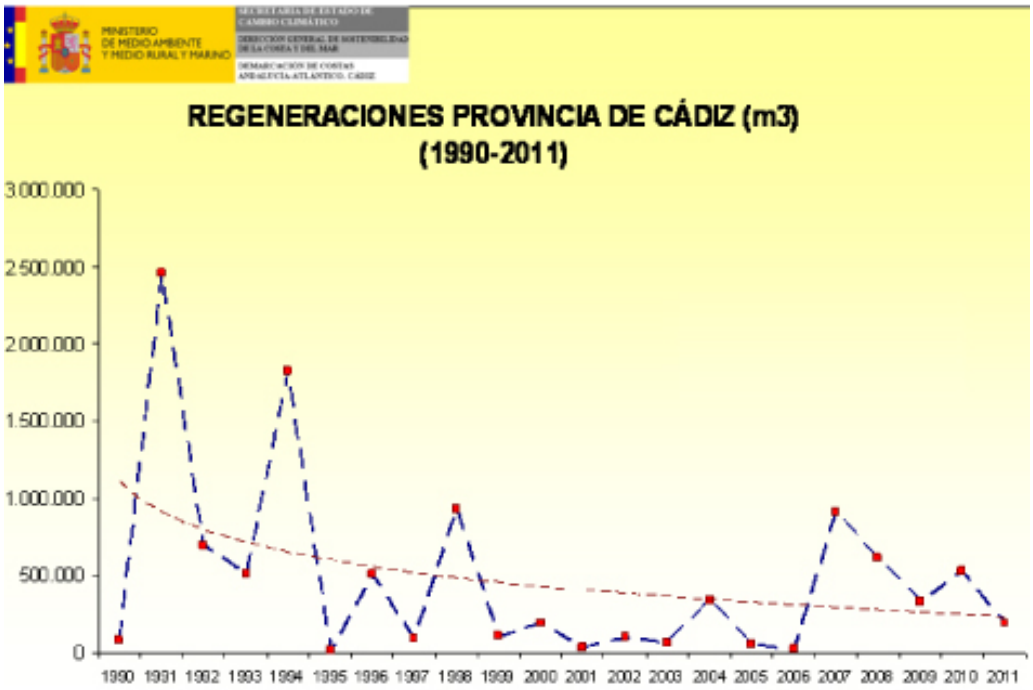


Figura 6. Volúmenes de arena utilizada en restauraciones de playas

Aspectos ambientales

Los aspectos ambientales deben de ser muy tenidos en cuenta y sobre todo, cumplir la legislación ambiental existente (estatal y autonómica), dependiendo, entre otras cosas, del Órgano Sustantivo. Como norma general, la utilización de las arenas que procedan de los dragados de mantenimiento de los puertos , presentan una tramitación ambiental "más rápida", comparativamente con la requerida para una regeneración de playa. En ambos casos, no obstante, debe estudiarse en detalle, la zona de vertido de la arena y someter dicho estudio a la tramitación ambiental que corresponda. La pluma del material en suspensión, tanto en la zona de extracción, como de vertido, debe ser analizado, así como el posible "overflowing" que se pueda originar en el trayecto. La excelente calidad detectada y medida de los sedimentos marinos en el litoral gaditano (Placer de Meca, bocanas de los puertos y diques, principalmente), conjuntamente con la no existencia de praderas de poseidonias, hacen que los procesos de suspensión de finos durante la extracción y vertido, sean equivalentes, o incluso menores, que los efectos ocasionados en la costa, durante una tormenta o riada. Como referencia de utilidad sobre este apartado citamos las). "Directrices para la gestión ambiental de las extracciones marinas para la obtención de arena" del MMAMR y M (2010) y Román, et al, (2009).

Aspectos sociales

El comportamiento dinámico de las playas es algo que no siempre es conocido por la población. Es más, en términos generales, existe un desconocimiento profundo de cómo funcionan las playas a las que se les "exige" el tener un ancho adecuado y unas condiciones de uso, si no a lo largo de todo el año, sí antes de Semana Santa, y por supuesto, para cuando llegue la época estival. Sin embargo se olvida que las playas muestran un perfil de invierno tras los primeros temporales, produciéndose la pérdida de la arena más fina, dejando la playa con el material más grueso; disminuyendo su alto y ancho de playa seca y formando feos escarpes a lo largo de la playa. Esa "alarmante" transformación se puede producir en unos pocos días, y es cuando surge la alarma social, acrecentada por las noticias y fotos de los periódicos locales, bajo titulares del estilo: "Desaparece la playa X" ; "escalones de arena en la playa Y" ; "la playa Z se la tragó el mar…" Han olvidado que esa arena se ha ido a formar barras sumergidas, lejos de la playa, que hacen que las olas más grandes rompan más lejos, y por tanto, que protejan la playa. Posteriormente, y en la "época de bonanza" (generalmente bastante después de la Semana Santa) la playa adopta su perfil de verano, moviéndose esas barras, muy lentamente –tardando semanas e incluso meses" en cubrir los sedimentos gruesos y en rellenar los escarpes, dejando el perfil que estábamos acostumbrados a tener cuando usamos la playa en verano.

Lo explicado anteriormente no es tan sencillo, pues la recuperación transversal de esos perfiles de "tormenta" a "bonanza" depende en gran parte de la "historia" de esa playa, es decir, de las condiciones y frecuencia de esos temporales; de si se ha cortado total o parcialmente el transporte longitudinal de arena; de la mayor o menor ocupación de su zona de reserva de arena, etc. En algunas playas, esta recuperación se produce de forma natural y a tiempo para su uso estival, y en otras, debe procederse a acelerar esa recuperación mediante movimientos transversales y/o longitudinales de arena, sin aportar sedimento de fuera de su unidad fisiográfica ("Scrapping") En otras situaciones, debe procederse a una regeneración de playas, aportando sedimento exterior –con o sin obras de contención-, especialmente cuando la playa tenga un déficit de arena importante, por las razones que fuere (interrupción del transporte por puertos; ocupación del antiguo cordón dunar, etc). A menudo, se olvida que las playas pierden arena a su ritmo natural, por lo que resulta normal su "realimentación", al cabo de algunos años, sin olvidar que la arena "perdida" alimenta a las playas adyacentes. Todas estas situaciones se han dado en las playas del litoral gaditano. Los visitantes o veraneantes suelen encontrarse las playas en condiciones

idóneas de utilización, desconociendo las situaciones intermedias de pérdida de arena y los procesos seguidos para su restauración. Los usuarios locales, sin embargo, ven con inquietud las transformaciones de las playas durante el invierno, resultando muy críticos en ocasiones con los sistemas seguidos para la puesta a punto de las playas, en gran parte por desconocimiento de los aspectos técnicos involucrados, y también por los condicionantes administrativos, ambientales y económicos requeridos para la realización de tales actuaciones, como si se tratase "simplemente" de echar arena al mar antes de las vacaciones, tal como exigen muchos empresarios turísticos en los periódicos.

Algunas actuaciones significativas en el litoral gaditano

A continuación se presentan algunos ejemplos de regeneración con arenas de fondo marino, algunos de los cuales son referenciados en el apartado correspondiente

- Playa Victoria (Cádiz) 1991: Esta actuación ha marcado un hito en la ciudad de Cádiz, habiéndose tomado como referencia a nivel nacional e internacional de actuación conjunta y coordinada entre las Administraciones Costeras y Portuarias.

  Fases de los trabajos de regeneración de Playa Victoria: I: Dragado canal, II: Conexión y descarga en dársena interior, III: Bombeo por encima carretera, IV: Ensamblaje de tubería y descarga de arenas en la playa.



Figura 7. Fases de los trabajos de regeneración

Figura 8. Antes y después de la regeneración de la Playa de La Victoria (Cádiz)



- Playa de la Costilla (Rota):



Figura 9. Regeneración Playa de la Costilla (Rota)

-Playa de Regla (Chipiona)



Figura 10. Regeneración de la Playa de Regla (Chipiona)

-Playa del Palmar Junio 2008:





Figura 11. Obras de Regeneración en La Playa del Palmar (Vejer)

Las playas siguientes son ejemplos representativos de realimentaciones llevadas a cabo con arena de canteras, procedencia terrestre y de gran calidad





Figura 12. 2ª Regeneración cordón dunar en Costa Ballena



Figura 13. Realimentación de la Barrosa, con arena de cantera (2010)

Figura 14. Estado erosivo playa Fuentebravía (El Puerto de Santa María)



CONCLUSIONES

1) Existe una erosión general del litoral gaditano, estimándose unas necesidades de arena, de primera implantación, del orden de 3000.000 -1.500.000 m3 de arena al año para el litoral gaditano.
2) Se dispone actualmente de una zona de préstamo marino (Placer de Meca) de gran calidad, compatible con todas las playas de la costa gaditana, que ha sido estudiado en profundidad antes y después de las extracciones realizadas, y del que sólo se ha extraído el 17% del volumen total autorizado (5 Millones de m^3).
3) Sería deseable el desbloquear la prohibición de extraer arenas del Placer de San Jacinto, una vez realizados los estudios medioambientales pertinentes y con el consenso del sector pesquero de Sanlúcar, dada la necesidad de realimentar las playas de la Costa Noroeste, en particular la Ballena, Punta Candor , Micaela y Punta Montijo, ante el importante proceso erosivo que sufren, del orden de 1 m al año o más de retroceso, así como de realizar pequeñas aportaciones de arena en las playas de Sanlúcar, para la época estival.
4) Las realimentaciones con arenas de dragados de navegación, zonas interiores portuarias y bocanas de puertos han resultado de gran beneficio para el litoral gaditano, como era de esperar. Este tipo de actuaciones debería ser considerado como un proceso normal, y como tal debe ser incluido presupuestariamente. Dicho de otra forma: No deben ser asumidos como "obras de emergencia", ya que se conocen los procesos naturales de aterramiento y sus frecuencias asociadas.
5) Las actuaciones de regeneración realizadas con arena de fondo marino en el litoral gaditano han sido tremendamente exitosas, entre las que citamos las realizadas en las playas de La Victoria en Cádiz –en nuestra opinión la mejor playa urbana del sur de Europa–, Regla en Chipiona, La Costilla en Rota, Camposoto en San Fernando, El Palmar en Vejer y muchas otras. Algunas de ellas (La Victoria, Parte Sur de la Costilla y las dunas al sur de Camposoto) han sido realimentadas, lo que no significa un "fracaso", sino simplemente una "ayuda" al desequilibrado proceso natural que experimentan las arenas en su fluir a lo largo de la costa. No cabe decir lo mismo, en su sentido estricto, de la Playa de Fuentebravía, en El Puerto de Santa María, en Cádiz, en donde va a ser necesario la construcción de un espigón de baja cota para contener transversalmente la playa, que no recibe arena de forma natural, por el bloqueo del Puerto de Rota, entre otros. No obstante, las aportaciones de arena realizadas han servido para realimentar las playas de las Redes y contiguas, que de otra forma no hubieran recibido ningún tipo de arena, de forma natural.
6) Las realimentaciones de cordones dunares y playas con arenas de cantera, de procedencia terrestre, han funcionado bastante bien, una vez que se ha producido el lavado inicial de finos, resultando sorprendentemente de una calidad muy similar a la de la arena natural de la playa, como en el caso de Fuentebravía, en El Puerto de Santa María, y en donde los visitantes de fuera-desconocedores de las aportaciones realizadas- no han realizado ningún tipo de observación al respecto, durante el periodo estival. No obstante, la calidad de estas arenas no es del todo comparable a las de fondo marino, como las encontradas en los yacimientos marinos del Placer de Meca y Placer de San Jacinto, así como del canal de navegación del Puerto de Cádiz y bocanas de los puertos autonómicos, una vez que estas arenas experimentan un rápido proceso de secado y consiguiente cambio de color.
7) En términos generales, existe una amplia aceptación social sobre las regeneraciones de playas realizadas en el litoral gaditano. Buena prueba de ello, es la demanda de que se mantengan realimentaciones sucesivas, sobre todo en las playas de carácter más urbano y turístico. No obstante, dicha demanda mediática suele producirse justamente al inicio de los temporales de invierno y al acercarse las vacaciones de Semana Santa, épocas en las que las playas "deben" tener el aspecto propio de los perfiles de invierno, con feas bermas en la parte vista y barras protectoras ocultas en la parte sumergida de la playa. La realización de simples trabajos de conservación y mantenimiento, con re-perfilados transversales y longitudinales del perfil de playa, sin necesidad

de aportar arena de fuera del sistema, hacen que las playas vuelvan a tener el aspecto por todos deseado, para su uso y disfrute público. Estas operaciones deben realizarse, no obstante, cuando ya hayan pasado los grandes temporales de invierno y no exactamente, antes de Semana Santa, en cuyas fechas posteriores, existe una alta probabilidad de ocurrencia de temporales, algo que debería ser entendido y asumido por los responsables municipales.

REFERENCIAS

Enríquez, J., y Gómez Pina, G., ("2006) " Estudio de necesidades de arena en las playas del Arco Norte del litoral gaditano, entre Sanlúcar de Barrameda y Barbate (Cádiz), A.T Realizada para la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico-Cádiz.

Gomez- Pina, G., Fages, L., Ramírez, J.L., Muñoz Perez, J.J., Enríquez, J. (2006). "A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years". *30th International Conference on Costal Engineering* (ASCE), 4167-4178.

Gómez-Pina, G., Muñoz-Pérez, J.J, Fages L., Ramírez, J.L., Enríquez,J., De Sobrino, J., (2004). "A critical review of urban beach nourishment projects in Cadiz City after twelve years". 29 th International Conference on Costal Engineering (ASCE)

Gómez - Pina, G., (2003) "The Importance of Aesthetics Aspects in the Design of Coastal Groins". Journal of Coastal Research, Special Issue, 2003

Gómez-Pina, G. (1999) "Beach Nourishment: Fundamentals. The Spanish Experience". Short Course Notes COPEDEC V. Cape Town. April 16-19.

Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2010). "Directrices para la gestión ambiental de las extracciones marinas para la obtención de arena".

Muñoz Pérez, J.J.; López de San Román Blanco, B.; Gutiérrez Más, J.M.; Cuena López, G.J. (2000). "La regeneración de playas en el Golfo de Cádiz: Un coste asumible y sostenible". *Revista de Obras Públicas*, nº 3.399, 23-28.

Muñoz-Pérez, J.J., Enríquez, J., (1998). Littoral dynamic of a complete physiography unit: Sanlucar-Rota. *Rev. Obras Públicas*, Vol. 3375, pag. 35-44.

Román Sierra, J.; Navarro, M.; Caballero, I.; Muñoz Pérez, J.J.; Gómez Pina, G.; De la Casa, A.; Fages, L.; Barrientos, M. (2009). "Comparación de la turbidez natural del placer de Meca frente a la generada por un dragado". *X Jornadas de Puertos y Costas*

6.4.5. CREACIÓN DE PLAYAS INTERIORES Y ADECUACIÓN PAISAJÍSTICA EN LA MARJAL DE NULES (CASTELLÓN)

A. Pérez1, M. Velasco1, S. Lizondo1, D. Ponce de León1, Leonardo Monzonís Forner2 e I. Gil2.

1. Iberport Consulting, S.A. C/Botiguers Nº 3. Planta 3 Puertas AB. Parque Empresarial Táctica. CP. 46980 Paterna (Valencia). aperez@iberport.com

2. Servicio Provincial de Costas de Castellón. Dirección General de Costas.C/ Escultor Viciano Nº 2. CP 12002. Castellón. LMonzonis@marm.es

INTRODUCCIÓN

El borde litoral primitivo de la Marjal de Nules se encontraba formado por un cordón litoral dunar que abrigaba en su trasdós al antiguo marjal progresivamente desecado para fines agrícolas. Su baja cota sobre el nivel del mar, unido a las fuertes erosiones sufridas por la acción de los temporales y a la presencia del Puerto de Burriana, provocaron la paulatina desaparición del sistema dunar. Como consecuencia, con el objetivo de rigidizar la costa se construyó un dique de escollera longitudinal que protegiese a las tierras situadas en su trasdós de la inundación por oleajes de temporal, no permitiendo, sin embargo, el desagüe de las aguas al mar durante las frecuentes avenidas por lluvias torrenciales en la zona.

Ante la necesidad de restaurar, en la medida de lo posible, el estado originario del borde litoral, garantizando, al mismo tiempo, la protección de la costa frente a la erosión, el Servicio Provincial de Costas de Castellón, decide la contratación de una Asistencia Técnica que estudie las distintas alternativas de actuación para posibilitar la conexión de la marjal con el mar y mejorar la calidad paisajística y medioambiental del entorno.

En el presente artículo, en la primera parte, se explican los factores que han condicionado la evolución de la Marjal y se describe el estado actual del tramo litoral. A continuación se definen los objetivos principales de la actuación y, finalmente, se plantean las actuaciones proyectadas para alcanzar dichos objetivos.

ANTECEDENTES

La evolución histórica de la marjal y del borde litoral hasta alcanzar el estado actual ha tenido un origen fundamentalmente antrópico, con dos vertientes, por un lado la construcción del puerto de Burriana, que supuso una disminución drástica en el volumen de sedimento transportado frente a la costa de estudio y un proceso de recesión media anual de la línea de costa a sotamar del mismo estimado en 1,5 m/año y, por otro, la progresiva desecación del área de la marjal para el cultivos de cítricos.

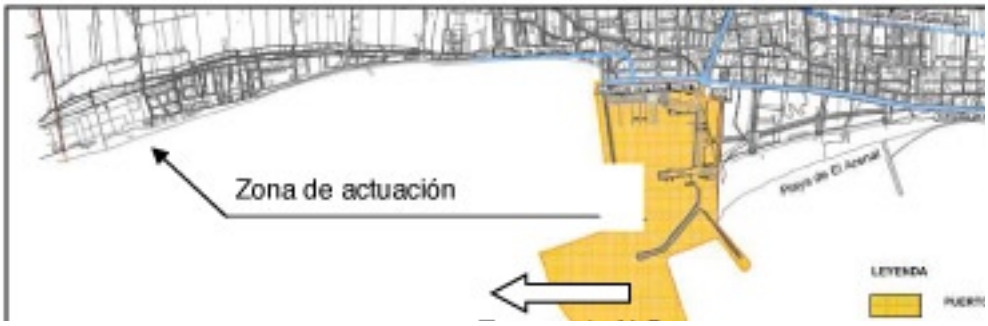


Figura 1. Fotografía aérea donde se muestra posición relativa del Puerto de Burriana en relación a la zona de actuación

El proceso de rigidización de la línea de orilla se produjo en el periodo que comprende los años 1977 y 1984. Inicialmente, la defensa longitudinal se extendía

únicamente hasta la frontera entre los T.M. de Burriana y Nules, manteniendo al sur zonas de playa en erosión protegidas por pequeños diques transversales que no consiguieron frenar el retroceso de la línea de costa. Posteriormente, la defensa se prolongó a lo largo de todo el tramo de actuación.



Figura 2. Fotografías históricas año 1977 (izda. y centro) y año 1984 (dcha.)

Los objetivos prioritarios que se pretenden con la actuación son:

· Restaurar las condiciones primitivas del borde litoral, posibilitando la conexión de la marjal con el mar, sin menguar la protección de la costa que proporciona el escollerado actual frente a la erosión e inundación.
· Llevar a cabo una mejora de la calidad paisajística, ecológica y ambiental del entorno de la marjal.

SITUACIÓN ACTUAL

El frente costero objeto de estudio forma parte de la subunidad morfodinámica "Nules", limitada por el Puerto de Burriana, al norte, y el Puerto de Siles (Canet d'en Berenguer), al sur. Posee una longitud de 1.100 m, en los términos municipales de Nules y Burriana, y se engloba dentro del conjunto de zonas húmedas de la Comunidad Valenciana, en una zona de gran valor ambiental incluida dentro del LIC ES5222005 "Marjal de Nules" y del LIC ES5222007 "Alguers de Borriana-Nules- Moncofa".

La disposición de la línea de costa rigidizada por el escollerado longitudinal se ha mantenido hasta la actualidad. El tramo finaliza, al sur, con dos espigones transversales de baja cota de coronación, que por su corta longitud, no tienen relevancia en la dinámica costera.



Figura 3. Vista norte de la defensa longitudinal (izda.) y espigones transversales al sur (dcha.)

Actualmente, aunque de forma menos notoria, el proceso erosivo sigue su curso, en la playa sumergida, al pie del escollerado, con la pérdida de sedimento de tamaño de grano entre 0,125 y 0,250 mm, que resulta fácilmente movilizable.

Un aspecto destacable es el estado de abandono y deterioro generalizado de la playa emergida, cuyo sedimento está compuesto por material de granulometría muy heterogénea, desde arenas en zonas más alejadas del mar donde

se asienta la vegetación autóctona, a gravas y bolos en la superficie cercana al escollerado.

En el año 2009, de forma experimental, para estudiar la viabilidad de creación de playas interiores que permitan restablecer la conexión de la marjal con el mar, el Servicio Provincial de Costas de Castellón realizó dos aberturas de 10 m en la defensa longitudinal, complementada con el vertido de un volumen de arena.

Tras los temporales de invierno de 2010 se produjo la pérdida del material aportado, evidenciándose la necesidad de aporte de gravas para asegurar la estabilidad del material.



Figura 4. Estado de la playa interior tras los temporales de Enero de 2010



Figura 5. Estado actual de las aberturas efectuadas por el Servicio Provincial de Costas de Castellón

En el estado actual, el tamaño de las aberturas se ha incrementado por el desmoronamiento de piezas de escollera, hasta alcanzar los 12 m. En la configuración final de las playas interiores el mar penetra a través de las aberturas unos 20 m, con una anchura, en la dirección de la costa, de aproximadamente 35 m.

PROPUESTA DE ACTUACIÓN

Diseño de la conexión de la marjal con el mar

Se plantea la creación de pequeños tramos de costa abiertos al mar tras la apertura de la defensa longitudinal de escollera en distintos puntos, siguiendo la línea de actuación llevada a cabo por el *Servicio Provincial de Costas de Castellón*.

En el análisis se estudiaron tres alternativas que contemplan la estabilización de las dos playas interiores existentes en el tramo norte de actuación (T.M. Burriana) y el desarrollo de otras dos playas interiores en la zona sur (T.M. Nules).

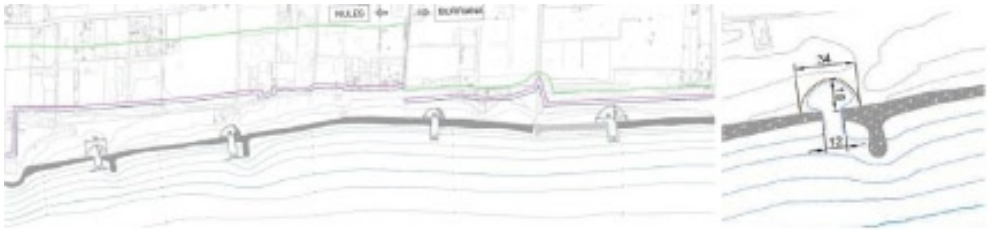


Figura 6. Variante A. Cuatro aberturas de 12 m



Figura 7. Variante B. Tres aberturas de 25 m y diques exentos de 40 m



Figura 8. Variante C. Cuatro aberturas de 25 m y diques quebrados

Con la finalidad de comparar las condiciones de agitación por la acción del oleaje tras la apertura del escollerado en las distintas configuraciones y valorar la necesidad de proyectar estructuras de defensa frente a las aberturas, se aplicó el modelo numérico de agitación BOUSS2D, desarrollado por "US Army Corps of Engineers" . Este modelo numérico permite considerar los efectos de la reflexión e interacción del oleaje con las estructuras a través de la abertura del escollerado hasta la playa interior.

El dominio computacional empleado fue de tipo rectangular de 1,80 x 1,80 m de resolución que comprendía, para mayor detalle del modelo, la playa interior de diseño situada frente a los citado nodos, y la batimetría de detalle de la zona, hasta la batimétrica -4,0 m.

Los parámetros de entrada al modelo fueron los resultados de la reconstrucción del clima marítimo en las proximidades de la costa, en puntos de control situados sobre la batimétrica -3,50 m, donde se registró la mayor altura de ola Hs=2,23 m, asociada a un oleaje extremal de dirección ENE.

Los resultados indicaron que la ejecución de aberturas mayores del orden de 25 m, tal y como se contemplaba en las alternativas B y C, con disposición de estructuras de defensa frente a las mismas, no garantizaba un mayor grado de protección de la marjal, obteniéndose una condiciones de agitación muy semejantes a las de la alternativa A.

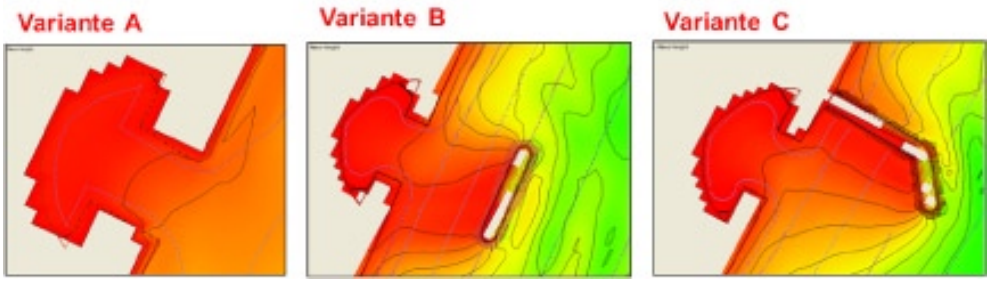


Figura 9. Condiciones de agitación tras la abertura del escollerado en cada una de las variantes analizadas

Considerando, por tanto, suficiente la protección proporcionada por el escollerado adyacente, la propuesta de actuación encaminada a restablecer la conexión con el mar contempla la estabilización de las dos playas interiores existentes (T.M. Burriana), mediante excavación del material existente y relleno con gravas D_{50}=30mm, y la ejecución de aberturas de 12 m en el escollerado longitudinal, excavación y aporte de gravas (D_{50}=30mm), que permita el desarrollo de otras dos playas interiores en la zona sur (T.M. Nules), a sotamar de los espigones existentes.

	VOLUMEN DE EXCAVACIÓN (m^3)	VOLUMEN DE RELLENO (m^3) (D_{50}=30mm)
Playa 1	1499	643,04
Playa 2	1406	650,36
Playa 3	388	715,71
Playa 4	798	902,71
TOTAL	**4.091**	**2.912**

Tabla 1. Volúmenes de excavación y relleno en las aberturas, numeradas en sentido sur-norte

En el perfil tipo, la cota de berma +1,30 m sobre el NMMA, con talud 2V:3H, y el resguardo en coronación de 5 m, se han determinado para asegurar que no se produzca el descalce del relleno de gravas por retroceso de la línea de orilla, debido a la combinación de la sobreelevación por marea astronómica y run-up del oleaje, según las formulaciones incluidas en el Documento Temático Regeneración de Playas elaborado por el G.I.O.C. de la Universidad de Cantabria.



Figura 10. Perfil tipo tras la ejecución de las aberturas, excavación y relleno con grava

Estabilidad de las playas interiores

Tras el dimensionamiento de se comprobaron las condiciones hidrodinámicas en el interior de las nuevas playas para los sectores de oleaje extremal incidente, obteniéndose para todos los oleajes propagados condiciones de agitación prácticamente nulas. Aunque los oleajes de componente norte son los más energéticos, la mayor oblicuidad con la que abordan el tramo de estudio proporciona condiciones más abrigadas que los oleajes del segundo cuadrante (ESE y SE), siendo éstos los que proporcionaron las condiciones más desfavorables, con máximos de altura de ola significante Hs=0,7 m en las proximidades de las aberturas y de Hs=0,3 m en las zonas interiores.

Los siguientes gráficos muestran las salidas del modelo de agitación BOUSS2D, correspondientes a isolíneas de altura de ola significante, resultado de la propagación de los oleajes.

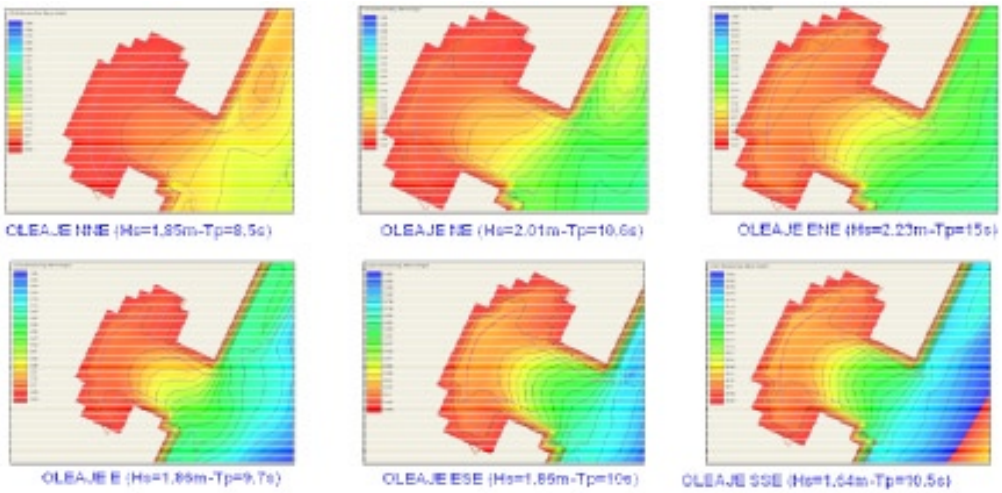


Figura 11. Comprobación de las condiciones de agitación en el interior de las nuevas playas

DISEÑO DE LA ADECUACIÓN PAISAJÍSTICA

Como parte de la solución de proyecto dirigida a rehabilitar ambientalmente la playa seca y el entorno de la marjal se propone la colocación de una pasarela peatonal de madera de 1.212 m de longitud, elevada +0,5 m sobre el terreno, de 3 m anchura, cuyo trazado discurre por el interior de la zona de dominio público marítimo terrestre (DPMT) en el T.M. de Nules, y continúa parcialmente por zona de DPMT y zona de servidumbre en el T.M. de Burriana.

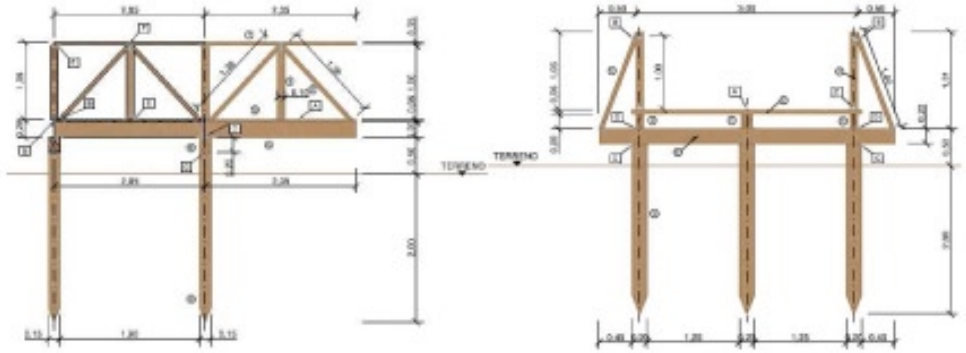


Figura 12. Secciones tipo longitudinal y transversal de la pasarela peatonal

A largo de la pasarela se disponen cuatro plataformas de estacia-mirador con rampas que acceden a la playa y que proporcionan continuidad a los caminos que acceden desde la zona de cultivos y parcelas de la Marjal hasta la playa seca.

Para conseguir la integración paisajística y medioambiental de la actuación se propone la implantación de un sistema dunar en la playa seca que contempla la creación de cordones dunares a ambos lados del sendero, mediante la aportación de un volumen de 18.750 m3 de arena.



Figura 13. Trazado en planta de la pasarela y cordones dunares. Detalle T.M. Burriana

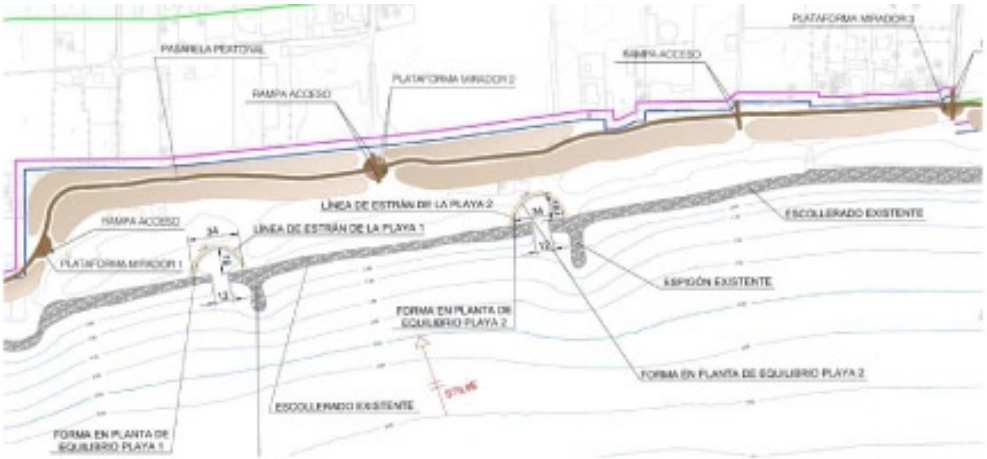


Figura 14. Trazado en planta de la pasarela y cordones dunares. Detalle T.M. Nules

Para permitir el correcto desarrollo del sistema dunar, siguiendo las directrices del Manual de Restauración de Dunas Costeras, la superficie destinada a albergar los cordones dunares presenta una anchura mínima de diseño de 5 m y máxima entre 15 y 20 m. Se proponen dunas de baja altura, de entre 1,5 y 2 m de altura máxima, que alcancen sobre el terreno la cota +2,65 m, referida al NMMA, obtenida para cumplir las condiciones de operatividad establecidas por la ROM 0.0-01 y necesaria por razones de inundabilidad, según el Atlas de Inundación del Litoral Español.

Se han distinguido dos tipos de formaciones dunares, según su situación espacial y vegetación típica, distinguiéndose las dunas embrionarias, próximas a la base de la duna, y las dunas primarias (detrás de la duna embrionaria), dispuestas en una o dos alineaciones.

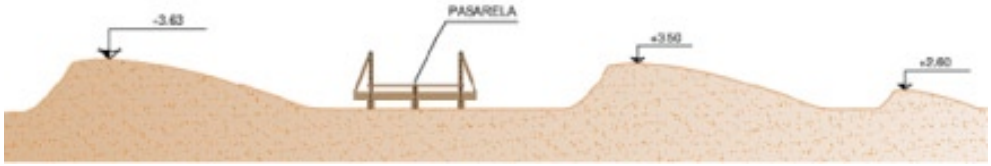


Figura 15. Sección tipo del sistema dunar y pasarela litoral

Para fijar el sedimento aportado se disponen captadores de espartina, construidos con borró (*Spartina versicolor*) y armados con cañas de 0,8 m (Arundo donax), que se hincan verticalmente 0,2 m en el suelo formando densas empalizadas.

Tras un análisis de la vegetación típica dunar mediterránea se han establecido unos módulos de repoblación que reproducen a la vegetación natural en la zona. La propuesta de especies incluye un total de 38.830 unidades, según cordón dunar y sector de la misma y se compone de módulos de plantación tipo autóctona, compuestos principalmente por las especies mediterráneas grama marina (Elymus farctus) y el barrón (Ammophila arenaria).

Dichas especies se distribuyen en franjas paralelas a la costa constituyendo formaciones vegetales propias. En el diseño de la plantación se ha tenido en cuenta la distribución natural de estas especies, dispuestas aleatoriamente buscando un aspecto lo más natural posible (Fig. 16).

El correcto desarrollo de la cubierta vegetal es un proceso que abarcará de 4 a 6 años, siendo de suma importancia llevar a cabo una campaña divulgativa dirigida a concienciar a la población sobre la importancia medioambiental de la actuación.

ESPECIES VEGETALES	MÓDULO DE PLANTACIÓN ALINEACIONES DUNARES			
	Duna embrionaria	Barlovento	Cresta	Sotavento
Ammophila arenaria	---	---	25	---
Elymus farctus	35	30	---	---
Cakile marítima	5	---	---	---
Calystegia soldanella	11	11	11	---
Euphorbia paralias	---	4	---	---
Lotus creticus	---	11	11	---
Medicago marina	---	4	4	---
Crucianella maritima	---	---	---	8
Eryngium maritimum	---	---	---	8
Pancratium maritimum	---	---	---	8
Malcomia littorea	---	---	---	8

Tabla 2. Especies dunares propuestas según cordón alineación dunar y sector de duna

Como elementos de protección se colocan cercos perimetrales alrededor de los campos dunares regenerados, formado por postes de madera tratada separados 2 m entre ellos y unidos mediante una cuerda

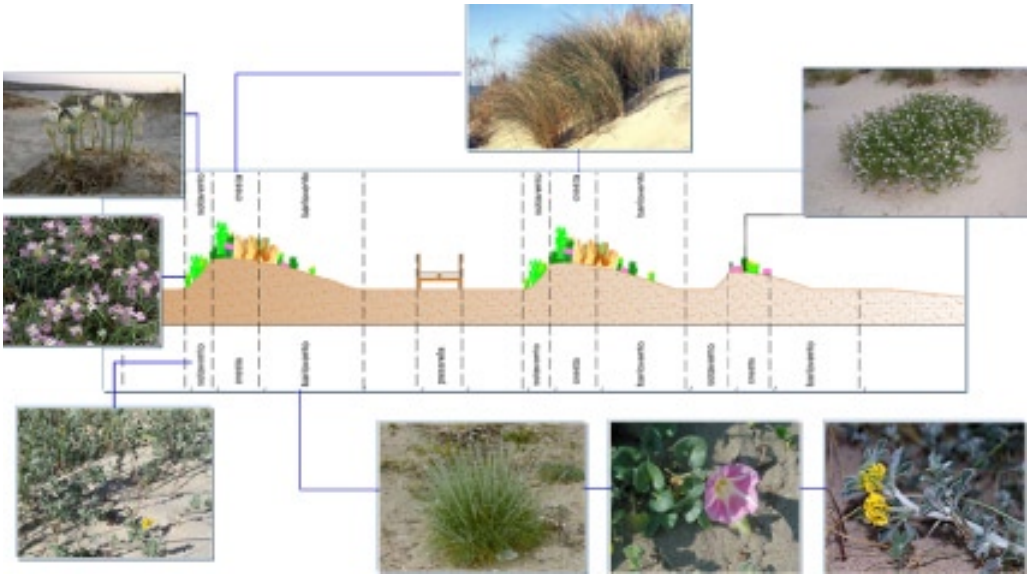


Figura 16. Sección tipo del sistema dunar con las especies vegetales propuestas

CONCLUSIONES

La importancia ambiental de la zona resulta un aspecto de gran relevancia condicionante en el desarrollo de la actuación propuesta, dando como resultado la instauración de un entorno paisajístico de mayor calidad que revaloriza ambientalmente la Marjal de Nules, convirtiéndola en una zona adecuada para el paseo, uso y disfrute de los ciudadanos.

La solución propuesta para establecer conexión de la Marjal con el mar permite la creación de pequeñas playas interiores, manteniendo un grado de protección de la Marjal equiparable al que ejerce el escollerado actual. Además, añade una función lúdica al ofrecer a los viandantes la posibilidad de acceso y disfrute de las nuevas playas interiores.

Desde el punto de vista económico, se trata de una actuación blanda, de impactos ambientales mínimos y globalmente favorables, que supone un coste reducido.

REFERENCIAS

ROM 0.0-01. (2001). "Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias". Puertos del Estado.

Carlos Ley Vega, Juan B. Gallego y César Vidal (2007) "Manual de Restauración de Dunas Costeras". Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Costas.

Zeki Demirbilek, Alan Zundel and Okey Nwogu (2005). "Numeric Model BOUSS2D". US Army Corps of Engineers.

Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas, G.I.O.C. Universidad de Cantabria. "Documento Temático Regeneración de Playas". Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Costas.

Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas, G.I.O.C. Universidad de Cantabria. "Documento Temático Atlas de Inundación del Litoral Peninsular Español". Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Dirección General de Costas.

6.4.6. PROYECTO PARA LA RESTITUCIÓN DE LA COSTA COMPRENDIDA ENTRE EL FARALLÓN DE SANTA LLÚCIA Y EL LÍMITE CON LA PROVINCIA DE TARRAGONA (PROVINCIA DE BARCELONA)

O. Prado[1], F. J. Escartín[1], A. M. Castañeda[2]

1. PROINTEC, S.A.. ofernandez@prointec.es, escartin@prointec.es.
2. Demarcación de Costas de Cataluña. ACastaneda@marm.es.

INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas las playas situadas al sur del municipio barcelonés de Vilanova i la Geltrú venían sufriendo un proceso regresivo constante, que no podía ser frenado por medio de las diversas actuaciones realizadas numerosas ocasiones en la zona, consistentes básicamente en aportes puntuales de material sedimentario procedente de canteras terrestres o de dragados autorizados en canales de puertos deportivos, y en la construcción de espigones perpendiculares a la playa y exentos, a cargo tanto de la Administración Pública como de la iniciativa privada (ver figuras 1 a 4).



Figuras 1 a 4. Ortofotos del borde costero de proyecto

En la situación actual, el sistema presenta una alternancia de tramos erosionados (dificultades para el uso lúdico y problemas estructurales en el paseo, tal como se muestra en las figuras 5 a 7, correspondientes a Ibersol y zona Este de la playa de la Mota de Sant Pere) con otros con grandes superficies de arenal (acumulaciones excesivas gran parte de las cuales se encuentran infrautilizadas, como se puede apreciar en las figuras 8 y 9, correspondientes al extremo Oeste de la playa de La Mota de Sant Pere).



Figuras 5 a 7. Imágenes sobre el estado erosivo existente en determinados tramos



Figuras 8 y 9. Imágenes de acumulaciones excesivas no útiles

Estas circunstancias han contribuido en general a reducir el potencial uso lúdico de estas playas, motivo por el cual la Demarcación de Costas de Cataluña consideró conveniente efectuar una actuación para la restitución del tramo de costa que se extiende entre el farallón rocoso de Santa Llúcia y el límite de la provincia de Tarragona, con una longitud aproximada de 6 kilómetros, en los términos municipales de Vilanova i la Geltrú y de Cubelles.

Para poder determinar la actuación más conveniente, se puso en marcha una Asistencia Técnica, realizada por PROINTEC S.A. para la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, fruto de la cual se redactó el correspondiente Proyecto Constructivo. Las actuaciones derivadas del mismo tienen el objetivo de crear un sistema de playas estable y favorable para el disfrute en todo el tramo de estudio, y que mejore en la medida de lo posible la calidad paisajística del entorno playero.

Los objetivos generales que se plantearon fueron el aumentar y mejorar la funcionalidad del sistema de playas, optimizando el conjunto de obras existentes desde un punto de vista de la morfodinámica del tramo y del volumen de arena existente, y reduciendo su vulnerabilidad ante episodios erosivos, y consecuentemente, la protección del paseo marítimo existente.

Dicho de una manera más específica, se establecieron los siguientes objetivos específicos:

Incrementar la longitud de playa total: creación de dos sistemas de playas, separados por la desembocadura del río Foix, generando una longitud total de 2.508 m y anchuras que oscilan entre 40 m en las zonas más críticas y 115 m en los tramos más favorables (medidos a la cota ±0,0).

Incrementar la superficie de playa seca actual: fruto de los incrementos de anchura y longitud, se tendrá una superficie total de 178.270,61 m2.

Acondicionar, adecuar y sanear el entorno, mejorando la calidad paisajística de la zona.

DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

Los trabajos a realizar se dividieron en tres fases: la Fase 1 (correspondiente a los estudios previos que permitieron alcanzar un diagnóstico de la situación actual y un conocimiento exhaustivo del comportamiento morfodinámico del sistema), la Fase 2 (correspondiente al estudio de alternativas propuestas) y la Fase 3 (en la que se desarrolló proyecto constructivo a partir de la alternativa seleccionada).

Durante la mencionada Fase 1, se procedió a la caracterización y diagnóstico del medio costero, con objeto de obtener información detallada de los factores que determinaban o condicionaban los objetivos y diseño del proyecto.

Esta fase incluyó la realización de campañas de campo de caracterización del medio y trabajos de gabinete consistentes en su procesado, así como la realización de correspondiente conjunto de estudios específicos necesarios para realizar un correcto diagnóstico del entorno (clima marítimo, dinámica litoral, …). El conjunto de trabajos específicos realizados en esta fase se enumera a continuación y se ilustra en las figuras siguientes:

· Caracterización morfológica del entorno, incluyendo levantamientos topográfico, batimétrico y de caracterización granulométrica (ver figura 10).
· Caracterización dinámica del oleaje, incluyendo estudio de clima marítimo (ver figura 12), y estudio de propagación de oleaje y corrientes (ver serie de oleajes propagados en Tabla 1 y ejemplo de salidas gráficas en las figuras 13 a 16).
· Morfodinámica aplicada al diagnóstico evolutivo del sistema, a partir del estudio detallado de dinámica litoral, transportes, formas en planta y perfil… (ver figuras 17 a 24).
· Caracterización-inventario marino ambiental, para la elaboración del correspondiente estudio ambiental (ver figura 11).

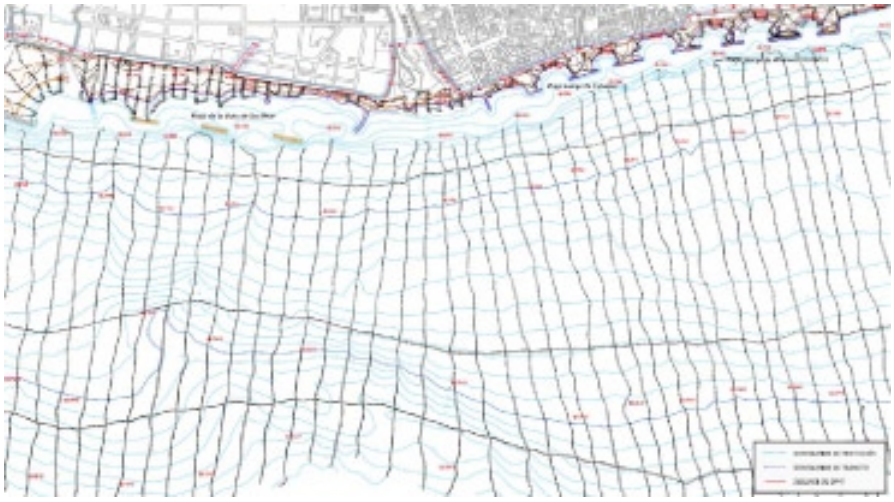


Figura 10. Resultados del levantamiento topo-batimétrico realizado.



Figura 11. Resultados de la campaña de caracterización ambiental realizada.

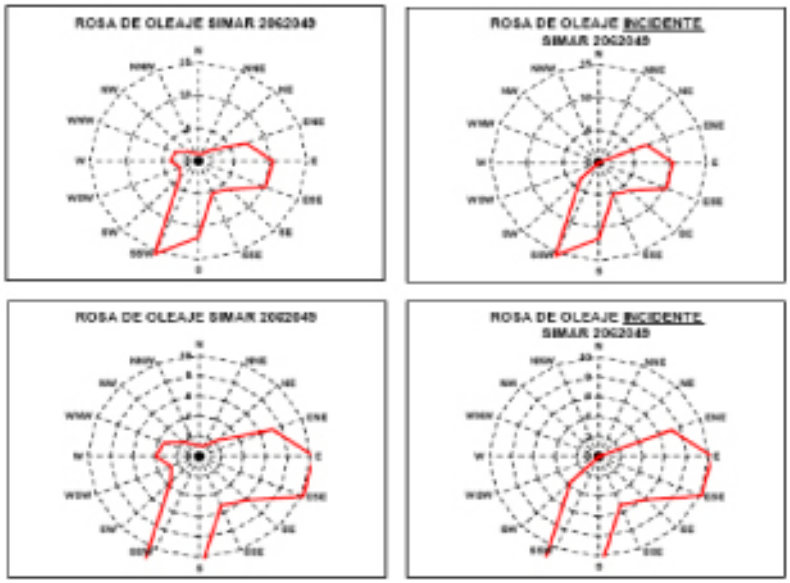
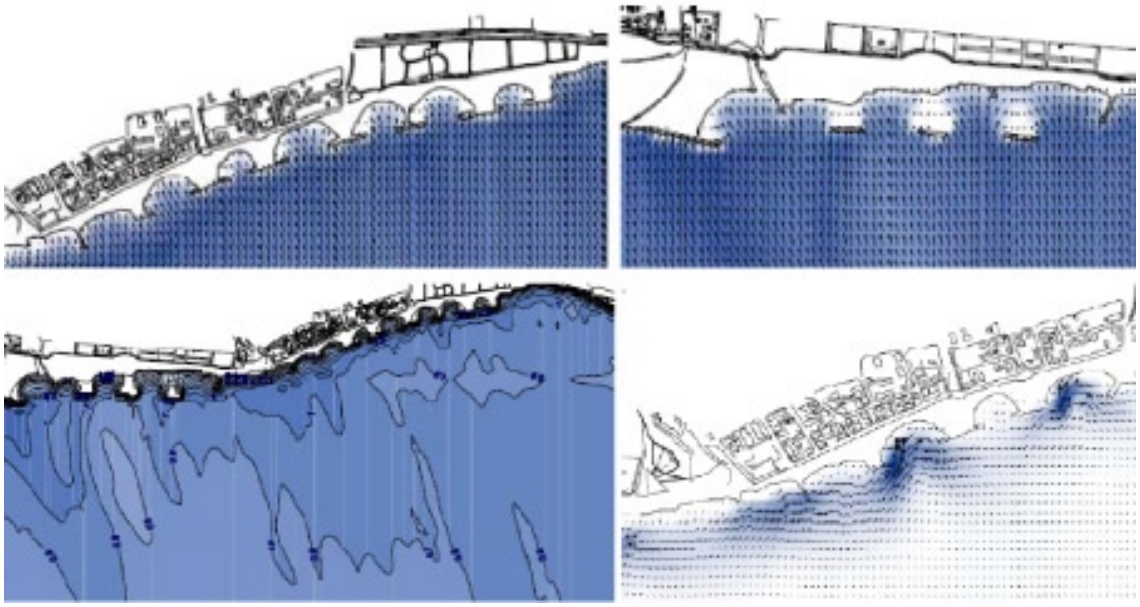


Figura 12. Caracterización dinámica (rosas de oleaje)

Dirección	Probabilidad del sector (Pi profundas)	Oleaje Morfológico		Oleaje Extremal		Oleaje Temporal Hs_{12}	
		Altura de ola (m)	Tp (s)	Altura de ola (m)	Tp (s)	Altura de ola (m)	Tp (s)
ENE	7,12%	0,88	6	1,00	11,8	3,54	9,9
E	10,33%	0,96	6,2	1,00	12,4	3,92	10,1
SE	6,11%	0,55	5	1,00	8,7	1,83	8,1
S	11,65%	0,62	5,3	1,00	9,8	2,44	8,9
SSW	15,49%	0,71	5,5	1,00	10,2	2,67	9,2

Tabla 1. Relación de oleajes propagados



Figuras 13 a 16. Ejemplo de salidas gráficas del modelo de propagación de oleaje y corrientes



Figuras 17 y 18. Determinación de tasas de transporte potencial en puntos de control



Figuras 19, 20 y 21. Análisis evolutivo de las líneas de costa históricas

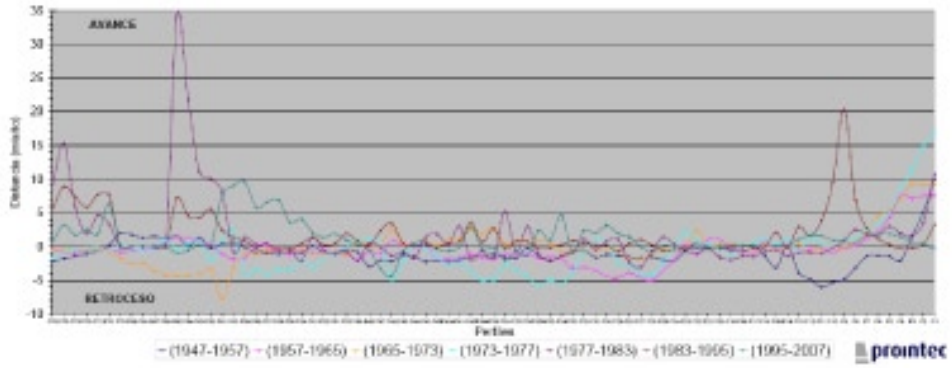
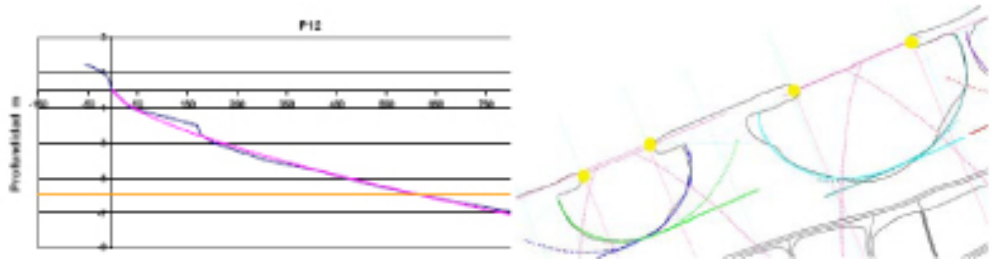


Figura 22. Análisis evolutivo de la posición de la línea de costa



Figuras 23 y 24. Estudio morfodinámico; análisis de formas del perfil y planta de equilibrio

Con todos estos mencionados elementos de análisis, se ha podido alcanzar un completo conocimiento del comportamiento morfodinámico del sistema playero objeto de proyecto, lo cual a su vez ha permitido diagnosticar los principales problemas existentes.

A grandes rasgos se podría decir que los espigones de la zona de Ibersol están muy cercanos a la orilla (en realidad al paseo marítimo), y más concretamente los polos de difracción que configuran la morfología en planta de las playa encajadas en su interior, lo cual acota enormemente su flexibilidad a la basculación.

Por otro lado en la zona de la Mota de Sant Pere, el D50 de la arena, bastante pequeño, la oblicuidad media del oleaje, y en este caso, los espigones alejados dificultan la formación de hemitómbolos en esta zona (y lo que existe es una basculación constante hacia el Sur que provoca grandes acumulaciones en esta zona y grandes erosiones en la contraria).

Una vez realizado el completo diagnóstico de la situación actual y su evolutiva histórica, se establecieron los ejes prioritarios y se elaboraron ya en la Fase 2 diferentes propuestas y alternativas de actuación (ver figuras 25 a 28), que técnica y económicamente resultaran adecuadas para solucionar los problemas diagnosticados, las cuales se relacionan a continuación:

· Alternativa 1: Para la cual se prevén las siguientes actuaciones:
- Eliminación de todos los espigones presentes desde la playa de la central situada en el extremo Oeste del área de estudio hasta la playa Llarga de Vilanova i la Geltrú en el extremo Este.
- Recuperación de la morfología que tenía la costa originalmente con la excepción de la obra de defensa de la central térmica.
- Incluye la recolocación de la arena existente en el sistema y aportación exterior de sauló 0,45 mm.
- Creación de una playa continua libre de obstáculos similar a la existente antes del inicio de la construcción de los espigones y que asegura una anchura mínima de playa seca de unos 60 metros.
- Para la ejecución de la regeneración proyectada para una nueva línea de

orilla se prevén actuaciones de excavación previa en determinados tramos hasta la cota -3 m, resultando un $V_{total\ excavado}$=382.300 m³ de arena. Tras su realización, se proyecta la aportación de un total de 352.800 m³ de arena que será recolocada.



Figura 25. Planta de la alternativa 1 propuesta

· Alternativa 2A: Para la cual se prevén las siguientes actuaciones:
- Alteraciones locales en los principales tramos problemáticos, ya que intenta actuar lo mínimo necesario sobre la zona de actuación. En la mitad oriental del área de estudio solamente se interviene en dos puntos:
  • El primero es una de las celdas de las playas de Ibersol (la más oriental) por ser la que presenta los problemas erosivos más graves, sin playa emergida en la zona más abierta al oleaje. En particular se ha propuesto la construcción de dos pequeños salientes en los extremos de los actuales espigones además de la aportación de arena para crear la nueva playa.
  • El segundo es la margen izquierda de la desembocadura del río Foix donde se ha propuesto la demolición los dos espigones presentes en la playa de Cubelles y la posterior construcción de otro espigón en la margen del río, que confinará una nueva playa que aportará continuidad a la línea de costa. o Actuación integral en la playa de la Mota de Sant Pere: demolición de los actuales espigones exentos, la construcción de un nuevo espigón sensiblemente perpendicular a la costa que la compartimente en 2 playas, la prolongación del espigón situado en la margen derecha de la desembocadura del río Foix y la redistribución de la arena para configurar una playa con unas formas en planta y perfil en equilibrio frente al oleaje incidente, asegurando una anchura mínima de 45 metros.



Figura 26. Planta de la alternativa 2A propuesta

· Alternativa 2B: Para esta alternativa se prevén las siguientes actuaciones:
- Alteraciones en los principales tramos problemáticos tratadas desde un puntos de vista más global que para la alternativa 2A: Se interviene en la mitad oriental del área de estudio.
- Playa continua desde la desembocadura hasta el actual límite Este de la playa de Ibersol, modificando uno de los espigones de las playas de Cubelles y demoliendo otro. De esta manera se logra una configuración de playa continua a lo largo de prácticamente todo el casco urbano, poniendo fin de este modo a la excesiva compartimentación existente en la actualidad.
- Para la playa de la Mota de Sant Pere contempla la misma propuesta que en la alternativa 2A.



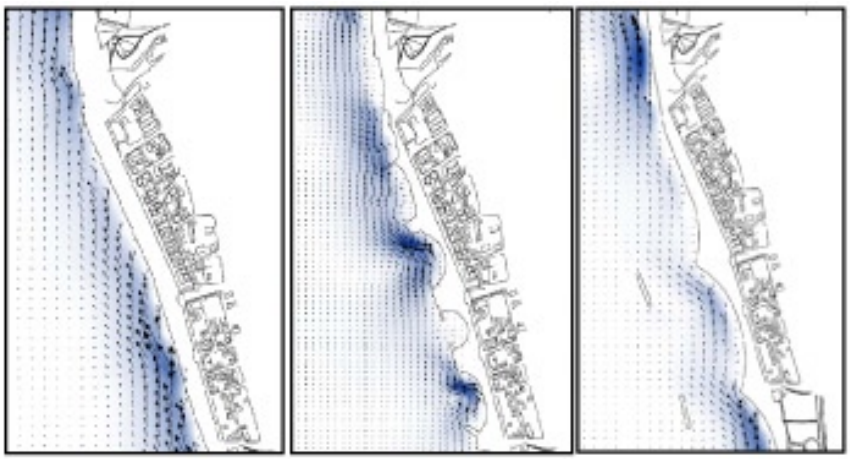
Figura 27. Planta de la alternativa 2B propuesta

· Alternativa 3: La última de las alternativas corresponde a una propuesta intermedia entre las anteriores, actuando sobre toda la zona de estudio. Se prevén las siguientes actuaciones:
  - Creación de una playa continua a lo largo de la zona de actuación con una anchura mínima de playa seca, mediante la construcción de diques exentos paralelos a la costa para defensa parcial de la playa y reducción del transporte litoral:
    • En el litoral de las playas Llarga, Ibersol y de Cubelles se han previsto tres nuevos espigones exentos longitud entre 121 y 152 metros en sustitución de los 7 existentes en la actualidad.
    • En la playa de Mota de Sant Pere se han previsto tres nuevos espigones exentos de 130 y 145 metros de longitud en sustitución de los 3 existentes en la actualidad.
  - Construcción de 2 espigones de encauzamiento en ambas márgenes de la desembocadura del río Foix.
  - Los nuevos espigones exentos se han localizado aproximadamente en la batimétrica -4 m, para asegurar que la mayor parte del transporte litoral se produzca por detrás de ellos. La distancia a la costa, su longitud y la separación entre ellos impide la formación de tómbolos completos, creándose tan sólo hemitómbolos o "spits".



Figura 28. Planta de la alternativa 3 propuesta

Dicho planteamiento de alternativas fue sometido a una evaluación o análisis multivariable (perspectiva social, ambiental, afección a la morfodinámica - ver figuras 29 a 31 - , económica, …) con el fin de determinar la propuesta óptima.



Figuras 29 a 31. Ejemplos del análisis multivariable realizado para la selección de la alternativa (afección sobre la morfodinámica).

En la Fase 4 se procedió finalmente a la redacción del proyecto constructivo donde se definen con detalle las actuaciones correspondientes a la alternativa 2B, seleccionada en la fase anterior.

La solución técnica seleccionada y desarrollada ha cumplido con los objetivos básicos inicialmente planteados, incrementando la longitud y superficie de playa en esta parte del litoral, optimizando las obras actuales, y solventando por defecto las necesidades y las demandas de uso existentes. Todo ello contribuirá a una notable mejora en la calidad paisajística de la zona, dado que entre otras cuestiones, reduce la actual sensación de "compartimentación" del borde litoral.

Este acondicionamiento, adecuación y saneamiento del entorno, mejorando la calidad paisajística de la zona, conlleva la optimización propuesta en el proyecto de reutilización de los materiales existentes (arena y escollera de los espigones y playas actuales), lo que requiere de un esfuerzo preciso en el orden (fases) de ejecución de la obra. Fruto de este ejercicio de eficiencia es la reutilización de la arena existente que el proyecto conlleva (rellenos y excavaciones locales), la cual se complementa con la aportación adicional cercana a 140.000 m^3 de Sauló D_{50}=0,45 mm.

Se describen a continuación los elementos básicos del proyecto:

- Reconstrucción del tramo playa de la Mota de Sant Pere-desembocadura del río Foix: Demolición de los 3 exentos existentes sin funcionalidad y posterior formación de 2 grandes playas de 600-700 m de longitud cada una y anchuras mínimas de 40 m, uniformizando en la medida de lo posible las anchuras en todo este tramo. A tener en cuenta:
  - La oblicuidad del flujo condiciona enormemente la nueva configuración. Se cambian el sistema de exentos por 2 playas con respectivos espigones longitudinales que permiten cumplir los objetivos de anchura previstos.
  - En todos los casos se emplean pies sumergidos para los 3 espigones para garantizar la estabilidad de la arena en perfil.
  - En la zona de la desembocadura se prevé un aporte de arena sobre la zona de cantos que permitirá que en ocasiones se pueda tener playa también en esta zona.
- Reconstrucción del tramo de las playas de Cubelles e Ibersol: Formación igualmente de 2 grandes playas, pero en este caso separadas mediante el tómbolo de un exento. La existencia de numerosas obras con poca funcionalidad se sustituye por pocas obras que generan 2 grandes playas. A tener en cuenta:
  - 4 playas aconchadas con una longitud que oscila entre 120 y 200 m, con reducidas anchuras en sus tramos centrales (inexistente en el caso de Ibersol) y una de ellas carente de arena y formada por cantos, se convierten en 2 grandes playas de aproximadamente 450 m de longitud y anchuras mínimas de 40 m.
  - Se demuelen 3 espigones, se modifican 2 y se construye 1 nuevo
- Incremento de la longitud de playa total: creación de dos sistemas de playas, separados por la desembocadura del río Foix, generando una longitud total de 2.508 m y anchuras que oscilan entre 40 m en las zonas más críticas y 115 m en los tramos más favorables (medidos a la cota ±0,0).
- Incremento de la superficie de playa seca actual: fruto de los incrementos de anchura y longitud, se tendrá una superficie total de 178.270,61 m2.
- El plazo de ejecución del proyecto es de 12,5 meses, alcanzando el presupuesto de ejecución material el valor de 4,5 millones de €.

6.5. LA GESTIÓN INTEGRAL

6.5.1. ZONAS DEPORTIVAS: APROVECHAMIENTOS Y CRITERIOS DE DISEÑO

V. Ibarra, O. Molines

Conselleria de Infraestructuras y Transporte, Generalitat Valenciana. Av. Blasco Ibáñez 50, 46010 Valencia. ibarra_vic@gva.es, molines_oct@gva.es

INTRODUCCIÓN

Lo primero que imaginamos cuando nos referimos a un puerto es un recinto de aguas abrigadas donde las embarcaciones encuentran medios para sus operaciones de carga y descarga así como para su abastecimiento y mantenimiento. La lógica económica exige que estas operaciones se hagan con la duración mínima, por lo que el puerto se configura como un lugar de tránsito, con el que la embarcación solo se relaciona en periodos de tiempo breves y discontinuos, donde se prepara para volver a navegar.

Esta descripción sencilla, que habría de ser completada y matizada en función de las muchas actividades y servicios que pueden acompañar a la carga, el pasaje o la pesca, es sin embargo suficiente para apreciar una diferencia esencial entre los puertos convencionales y los puertos deportivos, o, como también se denominan en algunos países para recoger una realidad más amplia, de placer, o turísticos.

En estos puertos de todavía reciente aparición, se alternan las estancias breves con las prolongadas, siendo éstas las más frecuentes. Los usuarios de estas embarcaciones no buscan en el puerto sólo un lugar de tránsito, sino un destino expresamente buscado para su ocio o turismo, o una base permanente para su embarcación, por lo que demandan servicios variados y de calidad que puedan ser satisfechos en el entorno inmediato de aquélla.

La diversidad de servicios a prestar en los limitados espacios portuarios, obliga a aprovechamientos más o menos intensivos de estos espacios, y a elegir los usos alternativos a que pueden ser destinados. La determinación de estos aprovechamientos no puede ser fijada exclusivamente por los concesionarios o particulares al margen de los titulares del dominio portuario. Nos proponemos analizar en este estudio si disponemos en la actualidad de criterios fundados para establecer estos aprovechamientos, su origen, consecuencias, y en su caso, si debemos modificarlos.

CONCEPTOS

La palabra "ordenar" significa "*colocar de acuerdo con un plan o de modo conveniente*", mientras que la palabra "aprovechar" se define como "*emplear útilmente algo, hacerlo provechoso o sacarle el máximo rendimiento*". Ambas acepciones, de intuitiva aplicación a las zonas deportivas, remiten a conceptos tan poco precisos como "*conveniente*" y "*máximo rendimiento*", que sólo podrán tener sentido referidos a una determinada finalidad. Pero aún admitiendo esa escasa concreción, es posible teorizar sobre el establecimiento de criterios de aprovechamiento de las zonas portuario deportivas.



Figura 1. Ordenación de amarres y aprovechamiento espejo de agua.

En la figura 1 podemos ver cómo en estas dos dársenas contiguas del puerto se han adoptado distintos criterios para la ordenación de los pantalanes, que determinan la exposición de los barcos al empuje del viento, y configuran itinerarios en agua y tierra de barcos y vehículos que el proyectista ha considerado óptimos.

Finalmente, para rematar los conceptos de ordenación y aprovechamiento, utilizaremos de forma gráfica el urbanismo, con el que existe relación directa, ya que dicha ciencia ordena y aprovecha otro recurso, el territorio.

Existen diferentes formas de "ordenar" el territorio, como podemos observar en las siguientes imágenes:



Figura 2. Malla rectangular de Manhattan y circular de Sta. Cruz de la Sierra

Así como diferentes formas de aprovecharlo:



Figura 3. Edificación abierta y libre (Hong Kong) y cerrada y regulada (Valencia)

Uno de los factores importantes que influye en el desarrollo de los diferentes aprovechamientos urbanísticos es el estado de la técnica. Así como el desarrollo urbanístico del ensanche de Barcelona, proyectado por el ingeniero Ildefonso Cerdá, luego exportado a otras ciudades como Valencia o Madrid, se limitaba a tres o cuatro alturas por la incapacidad de elevación con medios mecánicos; el desarrollo urbanístico de Nueva York, ya consolidado el ascensor como elemento habitual en los edificios, permitió desarrollos en grandes alturas.

Del mismo modo ocurre en el aprovechamiento de las instalaciones portuarias deportivas, donde actualmente disponemos de avanzados medios de elevación y almacenamiento de embarcaciones a motor de hasta 10 m de eslora, lo que permite liberar espejo de agua para embarcaciones de esloras mayores.

RATIOS

Como hemos visto anteriormente, hablar de aprovechamiento de terrenos tiene como inevitable referencia los estudios y las leyes del urbanismo.

Efectivamente, la ordenación y aprovechamiento del dominio público marítimo-terrestre puede encontrar semejanzas en el mundo del urbanismo, con las peculiaridades que se derivan del carácter público de la costa, siendo su escasez definitiva una de las más importantes. No hay equivalencia costera a la recalificación urbanística de terrenos, que por una disposición legal pasan de no urbanizables a urbanos. La línea de costa y su franja contigua constituyen un bien

acotado y más escaso que el abundante terreno rústico que puede ser urbanizado sin perjuicio apreciable en muchas zonas del interior de nuestro país.

Es precisamente esa escasez la que obliga más a obtener el aprovechamiento óptimo de las superficies que configuran nuestra instalación, conjugando entre muchas otras las siguientes variables.
· Relación tierra/agua
· Agua ocupada/canales de navegación
· Superficies construibles
· Volúmenes/alturas edificables
· Aparcamientos
· Talleres, carena
· Usos admisibles
· Tamaño mínimo de los amarres
cuyas magnitudes y ratios deberemos establecer de modo equilibrado.

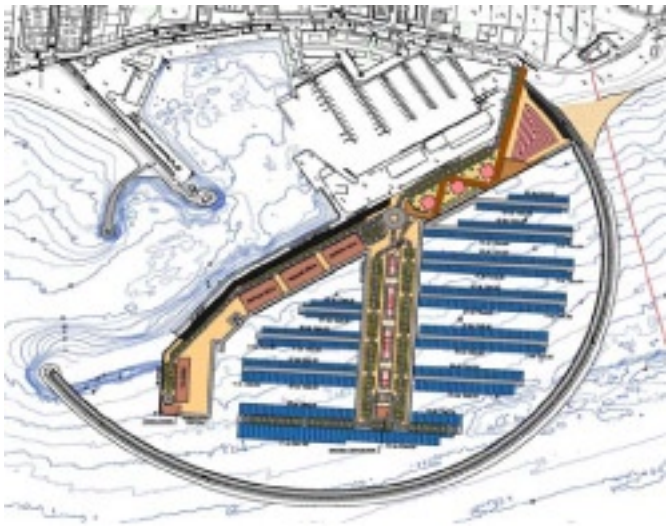


Figura 4. Estudio nueva zona deportiva en puerto Benicarló.

CRITERIOS Y NORMATIVA

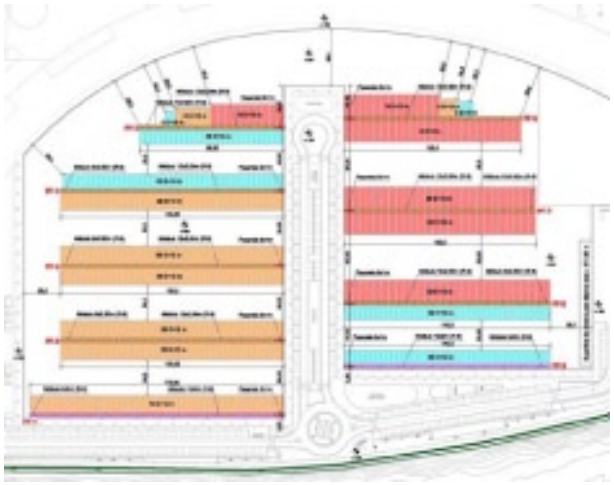
Hasta la Ley 55/69 de Puertos Deportivos, no se contó con ningún texto legal específico para estas instalaciones. La aprobación del correspondiente Reglamento tuvo lugar en 1980 y definió una serie de magnitudes como anchos de bocana, altura de pantalanes, relaciones de superficie tierra / agua, reservas de carena, aparcamientos etc. que han constituido la única referencia para ordenar estos puertos y regular los aprovechamientos. Las remisiones que todavía hace el Reglamento a la Ley de Puertos de 1928, son un indicio claro de la ausencia de un corpus doctrinal sobre el uso de las dársenas portuarias como espacios diferentes de los puertos tradicionales.

La constitución de las Comunidades Autónomas y su progresiva asunción de competencias en esta materia, provocó una fragmentación de intereses que no favoreció el desarrollo de estudios teóricos sobre estas cuestiones.

La Comunidad Valenciana en 1988 aprobó un Plan de Puertos e Instalaciones Náutico Deportivas, en el que, además de otras determinaciones, se estableció una normativa de inspiración urbanística para las zonas de tierra, que fue modificada en 2004.

Así estableció para los puertos deportivos las siguientes ratios:
· Superficie de tierra → entre el 70% y el 100% de superficie agua (inicialmente 150%)
· Edificabilidad máxima → 0´25 m^2/m^2 (inicialmente 0´40 m^2/m^2)
· Edificación en tierra ≤ 20% superficie tierra (inicialmente 30%)
· Altura máxima → 2 plantas
· Retranqueo respecto al borde del agua ≥ 8 m y 1´5 veces la altura
· nº aparcamientos ≥ 75% amarres + 1c/80 m^2 construibles

Estos sólo son algunas de las ratios o variables que podemos escoger a la hora de fijar el aprovechamiento de una instalación, pero existen multitud de ellas:



esloras de embarcaciones, dimensiones de canales de navegación, dimensiones de bocanas, nº y superficie de pañoles, superficie de zona de varada y reparación, superficie y volumen de la estación de combustible, superficie dedicada a almacenaje de embarcaciones en seco y sus dimensiones máximas, superficie y edificabilidad de equipamientos terciarios, etc. Son variables derivadas tanto de la superficie de agua como la superficie de tierra, que influyen y determinan tanto la ordenación como el aprovechamiento.

Figura 5. Estudio anchura de canales para nuevo puerto de Cullera.

Tal cantidad de variables sin el soporte de un cuerpo doctrinal válido y refrendado, deriva sin duda alguna en una multiplicidad de valores que muchas veces no están razonados ni justificados. Por poner un ejemplo concreto, en el caso de la Comunidad Valenciana ¿por qué se fija que la superficie de tierra sea entre el 70% y el 100% de la superficie de agua? ¿por qué no 150% como antiguamente se fijaba? ¿por qué no 50% o 135%? ¿qué implicación en el aprovechamiento tiene adoptar unos valores u otros?

En opinión de los autores, nos encontramos en un campo muy poco estudiado, y que sin embargo es de gran importancia por las características intrínsecas del suelo portuario que con anterioridad hemos analizado: titularidad pública y escasez.

Un campo donde pueden participar muchas variables y ratios, y que la adopción de unos valores u otros, sin un estudio y análisis en condiciones, puede significar alteraciones en la rentabilidad de las instalaciones náuticas.



Figura 6: Puerto seco: aprovechamiento.

CONCLUSIONES

Los puertos deportivos constituyen un espacio escaso, de fuerte demanda, que es visto por los agentes económicos como un activo que debe producir el máximo rendimiento. Además se trata de espacios públicos, por lo que corresponde a las administraciones titulares del demanio y de la actividad determinar cuál debe ser el aprovechamiento de estos espacios.

El aprovechamiento es una magnitud que se fija de modo discrecional, cuando no arbitrario. Existe tendencia general a restringir los aprovechamientos para la edificación en tierra y a favorecer ocupaciones intensas del agua. En ningún reglamento o normativa se fija un aprovechamiento mínimo, algo que podría ser deseable para evitar el infrauso de un recurso público.

El aprovechamiento debe responder a criterios económicos, estando abierto a las innovaciones técnicas que pueden dejar obsoletos los límites fijados.

Evaluar correctamente un aprovechamiento es imprescindible para garantizar el equilibrio económico financiero de una instalación.

Hemos determinado la importancia del aprovechamiento y las consecuencias de los errores en su determinación, y sin embargo carecemos de normativa que establezca límites o indicaciones para su fijación. Ni siquiera se dispone de recomendaciones, lo que conlleva la disparidad de valores en las diferentes ratios utilizadas.

Es necesario por tanto, dada la escasez del suelo portuario y sus características de dominio público; y demostrada la importancia de establecer una ordenación y sobre todo un aprovechamiento óptimo, que se inicie el estudio de esta disciplina en aras del establecimiento de unas recomendaciones en las que apoyar nuestras decisiones.

6.5.2. APLICACIÓN DEL REAL DECRETO 253/2004 EN PUERTOS DEPORTIVOS Y PESQUEROS PARA LA REDACCIÓN DEL ESTUDIO DE CONDICIONES AMBIENTALES EN LA EVOLUCIÓN DE POSIBLES VERTIDOS DE HIDROCARBUROS

J. Hurtado[1], P. Lacera[1], C. Quiroz[1], E. Prieto[2]

1. Litoral Consult. info@litoralconsult.com
2. Ports de la Generalitat. ports.generalitat@gencat.cat

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con las estadísticas, alrededor del 80% de las contaminaciones por hidrocarburos (HC) en el mar tienen lugar dentro del puerto o en su área de responsabilidad, aunque la mayoría de estos vertidos son de dimensiones pequeñas y se producen como consecuencia de las operaciones de carga y de descarga de combustibles.

El riesgo potencial de un vertido en el ámbito marítimo y portuario durante las operaciones de carga, de descarga, de transbordo y de manipulación de hidrocarburos hace aconsejable asegurar un adecuado nivel de preparación y respuesta ante estas posibles incidencias contaminantes.

Con el espíritu de, por una banda, sistematizar las buenas prácticas ambientales y operacionales para reducir, dónde sea posible, el riesgo de vertido y, por otra, contar con los medios adecuados de lucha contra la contaminación en los casos que estas posibles incidencias contaminantes se produzcan, el Real Decreto 253/2004, de 13 de febrero, por el que se establecen medidas de prevención y lucha contra la contaminación en las operaciones de carga, descarga y manipulación de HC en el ámbito marítimo y portuario (en adelante, RD 253/2004) recoge una serie de aspectos técnicos y administrativos a tener en cuenta. Éstos se ven reflejados en la redacción de un Plan Interior de Contingencia para la Contaminación Marina Accidental (PICCMA) y del Estudio de la Influencia de las Condiciones Meteorológicas y Oceanográficas de la Zona en la Evolución de posibles vertidos de hidrocarburos (en adelante, Estudio de condiciones ambientales), de acuerdo con los contenidos definidos en el Anexo I y Anexo II del RD 253/2004, respectivamente.

Dicho RD es de aplicación para las autoridades y empresas a cargo de puertos marítimos, de astilleros de construcción y de reparación naval, de plataformas petroleras, de los desguaces de buques, de las instalaciones de recepción de residuos de HC y de cualquier otra instalación marítima que manipule HC a granel. En este sentido, recientemente las Capitanías Marítimas han comenzado a solicitar el cumplimiento del RD en instalaciones portuarias diferentes a los Puerto de Interés General.

Debe tenerse en cuenta que según la dimensión y la localización, un vertido de hidrocarburos puede causar daños ambientales y comerciales de diversa consideración. Últimamente se ha producido una disminución en la ocurrencia de vertidos accidentales gracias a la adopción de buenas prácticas ambientales en las operaciones de suministro de combustible. No obstante, cualquier contaminación en el interior de un puerto o en su área de responsabilidad requerirá de respuesta inmediata.

En consecuencia, es necesario que los puertos dispongan del PICCMA para hacer frente a este tipo de emergencias, garantizando una correcta actuación del personal implicado y un correcto uso de los equipos y del material anticontaminación.

En este sentido, disponer de un PICCMA en una instalación portuaria presenta los siguientes beneficios potenciales:

- Disponer de una herramienta de respuesta eficiente y eficaz, desarrollada y probada de forma anticipada al vertido y sin la presión ocasionada por el mismo y asegurar un adecuado nivel de preparación y respuesta
- Reducir en lo posible los riesgos de derrames y limitar la extensión del vertido, y por lo tanto, de sus daños ambientales y comerciales, así como las reclamaciones por daños
- Establecer los medios materiales y humanos para combatir los vertidos, así como detallar el protocolo de actuaciones a desarrollar para controlar cualquier tipo de vertido marino que se produzca en el ámbito de responsabilidad portuaria

En este sentido, el PICCMA contendrá la relación de medios de prevención y lucha contra la contaminación y requerirá, en cualquier caso, de actualizaciones periódicas derivadas de la renovación de equipos y, así como, de un plan de formación continuada para el personal.

Por su lado, el Estudio de condiciones ambientales, los contenidos del cual serán detallados en los siguientes apartados, consiste en:
- Estudiar la influencia de las condiciones meteorológicas y oceanográficas
- Determinar los riesgos de accidentes o de incidentes
- Analizar la evolución y las consecuencias de posibles vertidos
- Proponer alternativas de actuación para la lucha contra la contaminación

Cabe destacar que, para la elaboración de dicho estudio de condiciones ambientales, Litoral Consult ha desarrollado una metodología que ha sido validada por el organismo público Ports de la Generalitat y ha sido aprobada por las capitanías marítimas en Cataluña. Concretamente, se desarrollado la metodología realizando una aplicación del RD, según el contenido definido en su Anexo II, y aplicándolo para puertos deportivos y pesqueros.

OBJETIVO DEL ESTUDIO DE CONDICIONES AMBIENTALES

El objetivo principal del Estudio de condiciones ambientales es determinar la influencia de las condiciones meteorológicas y oceanográficas de la zona en la evolución de posibles vertidos de hidrocarburos, con el doble objetivo de, por un lado, determinar el riesgo de accidentes o de incidentes en las maniobras de las embarcaciones y en las operaciones de carga y de descarga de hidrocarburos, y por otro, analizar la evolución y las consecuencias en el entorno de posibles vertidos bajo diferentes condiciones ambientales o de operación, con los medios previstos de prevención y de lucha contra la contaminación marina.

La realización del estudio de condiciones ambientales debe servir para programar las actuaciones ante un incidente contaminante por el vertido de hidrocarburo dentro del puerto y, si corresponde, en su entorno. En este sentido, el estudio de condiciones ambientales debe alcanzar los siguientes objetivos particulares:
- Evitar o minimizar los impactos de los incidentes contaminantes sobre la salud de las personas y del entorno
- Analizar y valorar los impactos que puede tener la contaminación en el entorno del puerto, principalmente sobre los ecosistemas y las actividades humanas (turismo, pesca, afectación a instalaciones que se abastecen de agua de mar, afectación al patrimonio de una población que vive cerca del mar, etc.)
- Reducir o minimizar las pérdidas económicas y los daños que se puedan ocasionar, tanto dentro del ámbito portuario como en su entorno
- Sistematizar los procedimientos a desarrollar durante las operaciones de respuesta a las contingencias que se puedan presentar (véase Figura 1)



Figura 1. Ejemplo de respuesta de recogida de fuel con barrera artificial. (fuente: www.elpais.com)

PROCEDIMIENTO METODOLÓGICO DESARROLLADO POR LITORAL CONSULT

El litoral es un territorio que concentra una parte importante de las actividades socioeconómicas que desarrolla el hombre y dónde encontramos también una gran riqueza en recursos naturales. En este sentido, la redacción del Estudio de condiciones ambientales pretende identificar los diferentes aspectos del entorno que se pueden ver afectados y/o que pueden influir sobre la evolución de un posible vertido de hidrocarburos, determinando, de acuerdo a criterios establecidos, el riesgo al que se ven expuestos.

En primer lugar, señalar que el riesgo se define como el daño o las pérdidas esperables consecuencia de un suceso o conjunto de sucesos que puedan afectar negativamente las personas, el entorno y los bienes.

Para entender mejor el riesgo, la definición se puede descomponer en dos conceptos: la peligrosidad y la vulnerabilidad.

RIESGO = PELIGROSIDAD + VULNERABILIDAD

- *Peligrosidad* es la frecuencia a la que se presentan fenómenos de una determinada severidad (intensidad o magnitud) en un intervalo de tiempo y en un espacio determinado y que previsiblemente puedan ocasionar daños. Es decir, la peligrosidad nos indica el fenómeno que produce el riesgo, como por ejemplo, un escape accidental al mar de una cantidad importante de hidrocarburos u otra substancia contaminante. Para que se pueda producir un daño, este fenómeno debe encontrar elementos que le sean vulnerables

- *Vulnerabilidad* corresponde a la predisposición intrínseca de un sistema (sujeto, grupo, elemento físico, ecosistema, etc.) a sufrir daños ante un fenómeno de una severidad (intensidad o magnitud) determinada. Por ejemplo, podemos hablar de la vulnerabilidad de los ecosistemas frente a las manchas de hidrocarburos, pero también podemos hablar de la vulnerabilidad de las actividades económicas que se desarrollan en la costa como el turismo o la pesca. Se debe considerar que los sistemas serán más vulnerables cuando más daño puedan sufrir y cuando más tarden en recuperarse de ese daño

Dado que la determinación de la frecuencia a la que se presentan fenómenos de una determinada severidad (la peligrosidad) no es el objetivo de este tipo de estudio, puesto que en el caso de puertos que no son de interés general suelen no estar disponibles estadísticas de rutas de navegación, es difícil definir posibles frecuencias de presentación de riesgos de vertidos. En este sentido, la metodología de trabajo desarrollada por Litoral Consult centra el estudio en los siguientes aspectos:

- la determinación de la vulnerabilidad en el entorno del puerto, para tener en cuenta todas aquellas actividades, zonas o áreas productivas, turísticas o naturales la protección de las cuales se deba priorizar a la hora de lucha contra un vertido de hidrocarburo (mediante la elaboración de un mapa de vulnerabilidad ambiental (véase Figura 2))

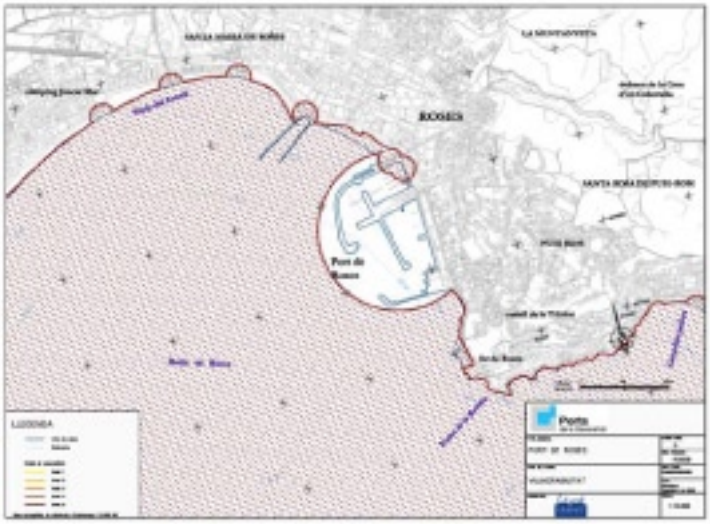


Figura 2. Ejemplo de mapa de vulnerabilidad ambiental para el entorno del puerto de Rosas (fuente: Litoral Consult y Ports de la Generalitat)

- la determinación del riesgo dentro del puerto, basados en la identificación de los puntos de acumulación de hidrocarburos, teniendo en cuenta aquellas zonas en las que debido a la acumulación, manipulación o ambos aspectos, hay un mayor riesgo de que pueda suceder un vertido accidental (mediante la identificación de los puntos de acumulación de hidrocarburos y el estudio de los efectos y análisis de la evolución de posibles vertidos)

En este sentido, a continuación se detalla el procedimiento metodológico a seguir para la redacción del Estudio de condiciones ambientales, diferenciando entre la metodología desarrollada para la elaboración de los mapas de vulnerabilidad ambiental, así como aquella correspondiente al estudio de los efectos de los vertidos y al análisis de su evolución.

Metodología para la elaboración de los mapas de vulnerabilidad ambiental

Para el desarrollo de un mapa de sensibilidad ambiental del entorno portuario es necesario llevar a cabo un estudio de las condiciones ambientales de dicho ámbito. El objetivo, en este sentido, será llevar a cabo la identificación, la descripción y la determinación de los aspectos ambientales condicionantes del entorno y de su vulnerabilidad. Dicho análisis de vulnerabilidad se define a partir de la adaptación de la metodología desarrollada por el Servicio Oceánico de la Administración Nacional Oceánica de Estados Unidos (NOAA), y se asignan niveles de vulnerabilidad a los diferentes elementos, en una escala del 1 al 5, dónde el nivel 5 es el correspondiente a la máxima vulnerabilidad.

En este sentido, se tienen en cuenta los siguientes factores para evaluar el entorno:
- La situación geográfica y el tipo de costa
- Una descripción de la instalación portuaria
- El clima atmosférico
- Las áreas de interés pesquero, acuícola e industrial
- Las áreas protegidas
- Las áreas de interés turístico
- Los recursos hidrológicos

Situación geográfica y tipo de costa

De acuerdo con el ámbito de estudio definido, se realiza una descripción de su situación geográfica y del tipo de costa que se puede ver afectado en el caso de un vertido de hidrocarburos. Concretamente, se lleva a cabo una descripción del ámbito vecinal, local, y/o municipal para identificar y situar de forma general los elementos principales del entorno del puerto.

La identificación de los diferentes tramos de los tipos de costa en el entorno del puerto permitirá priorizar las propuestas de actuación para la lucha contra la contaminación.

La clasificación, en términos generales, diferencia entre las zonas o franjas del litoral por encima del nivel marino (zona litoral), como acantilados rocosos expuestos, costa rocosa protegida, playa de arena, playa de grava, espigones costeros, etc.; aquellas zonas inferiores aunque bien iluminadas (zona infralitoral) que se clasifican en función del material del fondo marino; las zonas protegidas o resguardadas naturalmente (bahías y estuarios), en general con baja renovación natural de agua; y las zonas marinas alejadas de la costa (aguas exteriores), en general correspondientes a más de 40 m de profundidad.

Descripción de la instalación portuaria

Como en el caso anterior, la identificación de los diferentes tipos de estructuras dentro del puerto permitirá proponer las acciones y actuaciones mas adecuadas para la lucha contra la contaminación.

Se identifican los principales elementos constitutivos y las infraestructuras de la instalación portuaria, haciendo una descripción de sus principales características físicas y, de acuerdo con su porosidad. Se clasifican en estructuras impermeables, que son los elementos que significan una barrera total a la circulación o paso de agua; estructuras semipermeables, que son los que suponen una barrera parcial; y las estructuras permeables que son los que no son barrera a la circulación (véase Figura 3). En este sentido, existe una categorización y determinación de la vulnerabilidad de acuerdo a si son de un tipo u otro.



Figura 3. Vista de un puerto deportivo dónde se aprecian los diferentes tipos de estructuras (fuente: Litoral Consult)

Clima atmosférico

En la descripción del clima atmosférico se distingue la climatología, con el estudio e identificación de los principales regímenes atmosféricos, y el marco oceanográfico, constituido por la caracterización de las masas de agua, el clima marítimo y las corrientes. Es importante identificar estas variables puesto que tendrán una incidencia o interacción ante un vertido de hidrocarburos y determinarán su alcance.

Áreas de interés pesquero, acuícola e industrial

Dentro del ámbito definido como vulnerable en el caso de un vertido de hidrocarburos, las áreas de interés pesquero, acuícola e industrial pueden ser las mas perjudicadas, afectándolas productiva, económica y técnicamente.

En lo que se refiere a la actividad pesquera, será importante identificar los caladeros así como la organización profesional y las tipologías extractivas y de capturas para las diferentes especies. Para la evaluación de la actividad acuícola se identifican las instalaciones y, para las áreas de interés industrial, las infraestructuras que estén ubicadas en la costa y que puedan verse potencialmente afectadas porque necesitan agua de mar para su funcionamiento, como es el caso de aquellas que utilizan el agua como medio para el intercambio térmico (central nuclear, térmica o planta regasificadora) o bien en su propio proceso productivo (planta desalinizadora).

Áreas protegidas

Se identifican las áreas protegidas existentes en el entorno del puerto, de acuerdo con las definidas en el listado de áreas protegidas prioritarias que establece la Directiva Marco del Agua, exceptuando la categoría de zonas designadas para la captación de agua destinada al consumo humano, que se presentan en el apartado de recursos hidrológicos. Las principales categorías corresponden a áreas para la protección de especies acuáticas significativas, desde un punto de vista económico (caladeros protegidos), masas de agua declaradas de uso recreativo y áreas para la protección de hábitats o especies (véase Figura 4).



Figura 4. Praderia de posidonia oceanica, especie protegida (fuente: Litoral Consult)

Áreas de interés turístico

El turismo es una de las actividades socioeconómicas más importantes del litoral, razón por la que se debe tener en consideración su posible afectación en el caso de un vertido.

En este sentido, deben ser identificadas las instalaciones turísticas representadas principalmente por la oferta y la disponibilidad de alojamientos y su medida, tanto en temporada alta como en temporada de menor demanda. De la misma manera, se considera como indicador de la oferta turística costera el número de amarres en puertos deportivos dentro del ámbito de estudio.

Recursos hidrológicos

Dentro de los recursos hidrológicos que se pueden ver afectados por un vertido de hidrocarburos y que, por tanto deben identificarse, se encuentran básicamente los recursos de origen natural como las aguas superficiales (ríos, lagos, etc.) y subterráneas (acuíferos, pozos, etc.), y los de origen artificial como canales, embalses, etc.

Metodología para el estudio de los efectos de los posibles vertidos y análisis de su evolución

Una vez evaluada la vulnerabilidad del entorno se debe proceder a analizar la evolución de los posibles vertidos de hidrocarburos y proponer actuaciones para la lucha contra la contaminación de acuerdo con los medios disponibles, definidos en el propio PICCMA, y el mapa de vulnerabilidad ambiental que determinará la priorización de actuaciones. Para ello, se ha adaptado la metodología del Servicio Oceánico de la Administración Nacional Oceánica de Estados Unidos (NOAA) y Litoral Consult ha realizado una metodología propia.

En este sentido, en el estudio de los efectos de los posibles vertidos y análisis de su evolución, se debe:
- Determinar los escenarios de posibles vertidos de hidrocarburos
- Determinar las posibles trayectorias y las zonas afectadas
- Definir propuestas de actuación

Determinación de los escenarios de posibles vertidos de hidrocarburos

Los posibles escenarios de vertido de hidrocarburos en el entorno de las instalaciones portuarias pueden ser múltiples y variados. Así, se seleccionaran aquellos que tengan más relevancia o mayor riesgo de producir un vertido, ya sea por las características del vertido o por la afectación que éste pueda generar. Así pues, la metodología prevé que se debe realizar una selección multivariable de acuerdo con:

- El origen del posible vertido, considerando los puntos fijos de acumulación y de manipulación de hidrocarburo (gasolinera, zonas de carga/descarga con camión, depósitos de hidrocarburos, sentinas, amarres, canales de navegación, etc.) (véase Figura 5) y de acuerdo con la formulación:

$$\text{Origen} = \text{Factor Volumen} * \text{Factor Fuente} * \text{Factor Gestión del HC}$$



Figura 5. Gasolinera de un puerto deportivo/pesquero (fuente: Litoral Consult)

- Tipo de hidrocarburo, en función de la peligrosidad: tóxico, inflamable, o ambos, de acuerdo a la formulación:

Tipo de HC = Factor Volumen * Factor Peligrosidad

- Según las condiciones físicas y atmosféricas: priorizando las condiciones (pendientes y viento) que transporten el posible hidrocarburo hacia la lámina de agua o la bocana del puerto

Así, mediante la ponderación de los criterios de acuerdo con el origen del vertido y con el tipo de hidrocarburo y a la determinación de los sectores de viento más desfavorables para la evolución espacio-temporal de un vertido, se definen diferentes escenarios representativos de un posible vertido de hidrocarburos (véase Figura 6).



Figura 6. Ejemplo de plano de determinación de las zonas de riesgo (fuente: Litoral Consult)

Determinación de las posibles trayectorias y zonas afectadas

De acuerdo con los escenarios definidos en el apartado anterior, se determinaran las posibles trayectorias de los diferentes vertidos:

- Dentro del puerto, en función de los sectores de procedencia del viento y su frecuencia de presentación y determinando, de acuerdo con la porosidad de las estructuras portuarias, posibles actuaciones a realizar y la ubicación de barreras naturales o artificiales que puedan suponer un obstáculo al avance de un posible vertido (véase Figura 7).

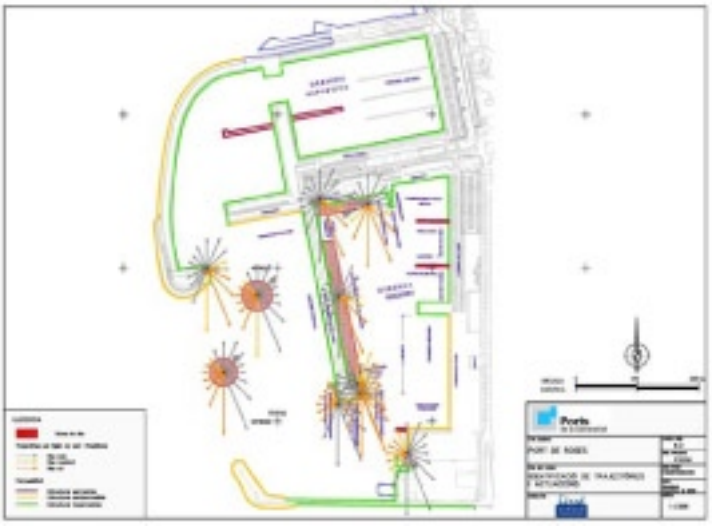


Figura 7. Ejemplo de plano de identificación de trayectorias y actuaciones (fuente: Litoral Consult)

- En el entorno del puerto, en función de las corrientes generadas por el oleaje, de las zonas más vulnerables que se deban tener en cuenta a la hora de realizar posibles actuaciones y según el tipo de costa, con el objetivo de establecer las propuestas de métodos de respuesta para la lucha contra un vertido con un criterio ambiental y según los medios disponibles.

Propuestas de actuación

A continuación se deben definir las propuestas de actuación en cada caso, de acuerdo con los medios disponibles en el puerto (definidos en el PICCMA) y los

métodos de respuesta más efectivos desde un punto de vista ambiental en función de la naturaleza del vertido y de si su alcance se circunscribe en el interior del puerto o en su entorno.

Así pues, la elección de la alternativa de actuación se realizará en función del alcance del vertido de hidrocarburo y de los medios disponibles:
- Si el alcance del vertido queda circunscrito dentro del puerto, la actuación se definirá en función de los medios terrestres o marítimos disponibles
- Si el alcance del vertido llega al entorno del puerto, la actuación se definirá en función de si la lucha se puede realizar desde la costa con los medios terrestres disponibles o debe hacerse desde aguas abiertas con los medios marítimos.

En este sentido y por último, destacar que existen diferentes alternativas de actuación y que corresponden a:
- Barreras naturales (recuperación natural, barreras/bermas, Cortado y eliminación de la vegetación) y barreras artificiales (barreras flotantes).
- Métodos de concentración del hidrocarburo (skimmers, agrupamiento físico, absorbentes, aspiración, inundación (diluvio), dispersantes, emulsificantes, modificadores de elasticidad, sustancias de agrupación, solidificantes, enriquecimiento con nutrientes, siembra con microorganismos naturales, aireación).
- Actuaciones de gestión del residuo (limpieza manual, limpieza mecánica, eliminación de residuos, labrado de sedimentos, limpieza con agua a temperatura ambiente y baja presión o alta presión, limpieza con agua caliente a alta presión, limpieza a vapor, limpieza con arena a presión y quema in situ).

6.5.3. ROM 5.1: HACIA UNA GESTIÓN ACUÁTICA PORTUARIA AMBIENTALMENTE SOSTENIBLE

A. G. Gómez[1], B. Ondiviela, M. L. Sámano, J. A. Juanes, J. A. Revilla

1. Instituto de Hidráulica Ambiental, IH Cantabria. Universidad de Cantabria. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria (PCTCAN), C/ Isabel Torres, 15 A, 39012, Santander. aina.gomez@unican.es

INTRODUCCIÓN

Con el fin de proteger los ecosistemas acuáticos de las diferentes presiones antrópicas, se aprobó la Directiva Marco del Agua (DMA), por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas (Comisión Europea, 2000). A tal efecto, la DMA desarrolla un sistema de gestión integral de la demarcación hidrográfica. Las aguas portuarias están claramente incluidas dentro del ámbito de aplicación de la DMA y, como tal, su gestión debe basarse en un sistema homogéneo y estandarizado que tome en consideración las repercusiones e impactos de la actividad humana en sus masas de agua.

Con este propósito, en el año 2005 se publica, dentro del Programa de Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM), una recomendación para integrar la calidad de las aguas en el modelo de gestión portuario: la ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" (Ondiviela et al., 2012; Puertos del Estado, 2005), procedimiento metodológico que nació con el objeto de abordar la gestión de dichos entornos acuáticos. Tras la publicación de la ROM5 5.1, se inició la calibración y validación del procedimiento metodológico desarrollado mediante su aplicación piloto en los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona. De los resultados obtenidos en el proceso, se han observado puntos de interés en los que se ha precisado llevar a cabo estudios concretos. La realización de los diferentes estudios planteados consolidó a la ROM 5.1 como una herramienta única, estandarizada y coherente para la gestión ambiental de los sistemas acuáticos portuarios con los planteamientos de la DMA.

Tal y como se ha mencionado, la ROM 5.1 recoge el espíritu y los principios establecidos en la DMA, aunque teniendo en cuenta que los aspectos y actividades portuarias (Ondiviela et al., 2006). Tanto es así que, en el año 2008 se publica la Instrucción de Planificación Hidrológica (IPH) por la cual se establecen los criterios técnicos para la homogeneización y sistematización de los trabajos de elaboración de los planes hidrológicos de cuenca (Orden ARM/2656/2008). En dicha Instrucción fueron introducidos, para aquellas masas de agua muy modificadas por la presencia de puertos, los descriptores, indicadores y criterios desarrollados en la ROM 5.1. Este hecho reafirma la idoneidad del procedimiento desarrollado en la mencionada recomendación.

La aprobación de la IPH junto con la intercalibración del procedimiento metodológico desarrollado en la ROM 5.1, ha generado un gran interés por parte de las Autoridades Portuarias. Es por ello, que, en los últimos años, el IH Cantabria viene aplicando parcial o totalmente los diferentes programas desarrollados en la Recomendación en varios puertos de interés general (Puerto de la Bahía de Cádiz, Puerto de Santander, Puerto de Santa Cruz de Tenerife y Puerto de Valencia, entre otros).

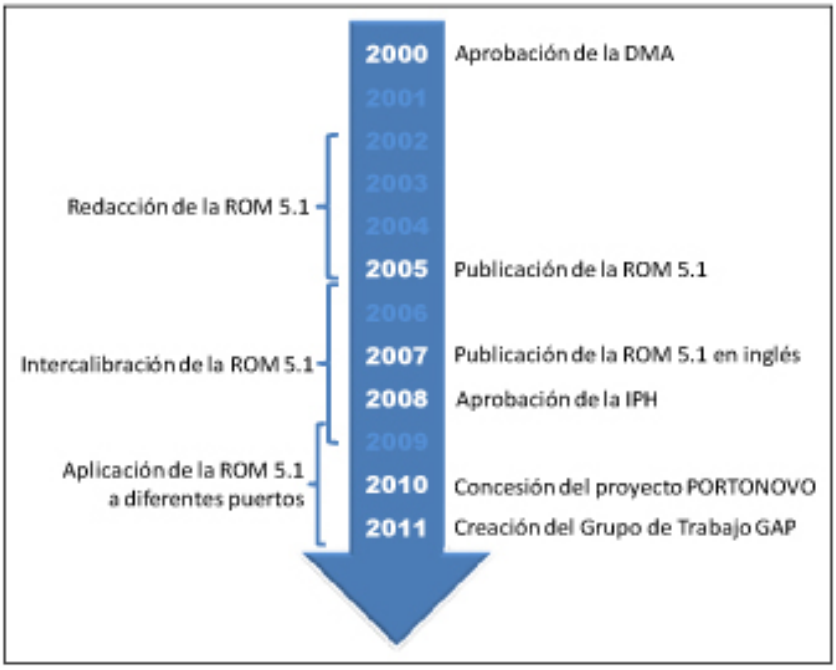


Figura 1. Hitos relevantes en la gestión ambiental de los sistemas acuáticos portuarios tras la redacción y aplicación de la ROM 5.1.

Por otro lado, la ROM 5.1 está siendo, a día de hoy, validada a nivel europeo mediante el proyecto PORTONOVO, financiado por el programa de cooperación transnacional sustentado por el Área Atlántica. PORTONOVO tiene como objeto la mejora de los procedimientos metodológicos de la ROM 5.1 mediante su aplicación en puertos representativos de la variabilidad transnacional del Espacio Atlántico: Falmouth y Belfast (Inglaterra), Aveiro y Portimao (Portugal), Cherburgo y Burdeos (Francia) y, Huelva y Santander (España).

La experiencia adquirida en estos últimos años ha propiciado la creación y liderazgo, por parte de IH Cantabria junto a Puertos del Estado, de un Grupo de Trabajo sobre la Gestión Acuática Portuaria (GAP) en el marco de la Plataforma Tecnológica PROTECMA. Dicho grupo tiene como objetivo principal el desarrollo de procedimientos metodológicos y herramientas específicas que potencien la proyección internacional de las empresas, administraciones públicas y centros de investigación en los foros de debate y decisión asociados a la gestión de sistemas acuáticos portuarios.

En el presente trabajo se presentan los resultados concretos de los diferentes hitos relacionados con la gestión ambiental de los sistemas acuáticos portuarios destacados anteriormente: la DMA en sistemas acuáticos portuarios; la ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias"; el proyecto PORTONOVO; y, el Grupo de Trabajo de Gestión Acuática Portuaria.

DIRECTIVA MARCO DEL AGUA EN SISTEMAS ACUÁTICOS PORTUARIOS

Al objeto de abordar frontalmente el deterioro de la calidad de los sistemas acuáticos y de ordenar y simplificar la diversa y compleja legislación comunitaria en materia de aguas, en el año 2000 se publica la DMA, disposición que "establece un marco para la protección de las aguas superficiales continentales, las aguas de transición, las aguas costeras y las aguas subterráneas" con el objeto de "prevenir, proteger y mejorar su estado ecológico". Esta Directiva introduce objetivos y conceptos de gestión con el propósito de lograr una situación positiva en términos tanto ecológicos como económicos, consiguiendo de este modo una gestión verdaderamente integrada y sostenible del agua.

Con este objeto, la Directiva ha establecido el año 2015 como fecha límite para que todas las masas de agua superficiales alcancen un "buen estado ecológico". No obstante, la propia Directiva reconoce el papel de los usos del medio acuático como factores de presión y la potencialidad de algunos de ellos para poner en el cumplimiento de ese objetivo ambiental (Revilla et al., 2001). Tal es el

caso de la navegación y las instalaciones portuarias reconocidas preliminarmente dentro de este tipo de usos (Ondiviela, 2006). De este modo, ha sido posible otorgar la calificación de "masa de agua muy modificada" (MAMM) a aquellas masas de agua superficial que hayan experimentado un cambio sustancial en su naturaleza como consecuencia de alteraciones físicas producidas por la actividad humana. Por ello, en este tipo de masas de agua, el estado ecológico se basa en el denominado "potencial ecológico".

El reconocimiento de los puertos como usos de especial relevancia económica y social ha permitido adecuar sus objetivos ambientales con otros más coherentes con sus características hidromorfológicas, sus usos y los impactos producidos por esos usos. A pesar de ello, y aunque en los últimos años la aplicación de medidas de control ha conducido a una considerable reducción de las emisiones al medio acuático portuario (Casado-Martinez et al., 2006; PIANC, 1997), aún existe un gran desconocimiento sobre el "impacto real" de las actividades portuarias, aspecto que ha condicionado que, en aplicación del principio de precaución, se estén considerando de forma preliminar a los puertos como presiones significativas del medio, con potencialidad para poner en riesgo los objetivos ambientales establecidos para las masas de agua (CEDEX, 2005; GESHA, 2005).

De acuerdo con la DMA, en estos casos se deberán proponer "programas de medidas específicos" y controles operativos encaminados a "determinar el estado de las masas que se considere que pueden no cumplir sus objetivos medioambientales, y evaluar los cambios que se produzcan en el estado de dichas masas como resultado de los programas de medidas". Dichos controles operativos representan un instrumento complementario a los controles sistemáticos que permiten evaluar el estado ecológico de las masas de agua no alteradas.

De este modo, la propia complejidad de la Directiva, así como el ritmo de su proceso de implementación, se ha mezclado con el desarrollo y validación de la ROM 5.1 (Figura 2). Debido a su estructura y alcance, la ROM 5.1 podría representar la herramienta necesaria para aplicar los controles operativos requeridos en el ámbito portuario. Es decir, a través de su propuesta metodológica, es posible satisfacer, dentro del ámbito portuario, las cuestiones anteriormente planteadas y, en consecuencia, podría representar en un futuro la herramienta mediante la que se pondrán en marcha los controles operativos que, de acuerdo con lo expuesto en la DMA, habrá que implementar para cada una de las masas de agua en riesgo en el ámbito de cada Demarcación Hidrográfica.

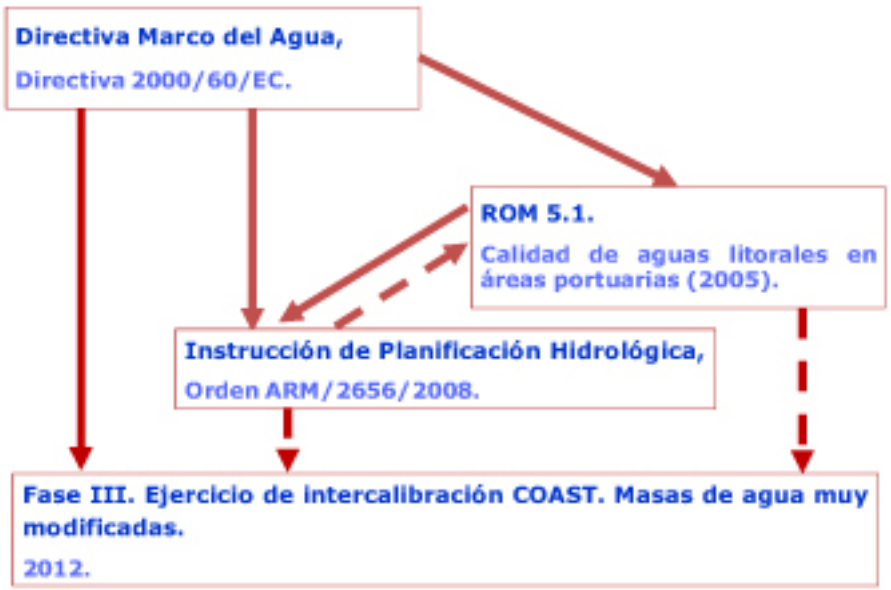


Figura 2. Proceso de aplicación de la Directiva Marco del Agua en las masas de agua muy modificadas por la presencia de puertos.

A nivel estatal, los Reales Decretos 125/2007 y 126/2007 han sido las herramientas legales encargadas de fijar el ámbito territorial de las demarcaciones hidrográficas y de regular la composición, funcionamiento y atribuciones de los comités de autoridades competentes de las demarcaciones hidrográficas con

cuencas intercomunitarias. Por su parte, el reglamento de Planificación Hidrológica (Real Decreto 907/2007) y la Instrucción de Planificación Hidrológica (IPH) mediante la Orden ARM/2656/2008 han sido las normas que han establecido el marco de regulación sobre cómo llevar a cabo: el análisis de las presiones ambientales a las que están sometidas las masas de agua; estimar los impactos; evaluar el estado químico y ecológico de las mismas; y calcular el uso económico que se hace de esa agua.

Puertos del Estado junto con IH Cantabria participaron en la redacción de la IPH mediante la preparación de propuestas técnicas, basadas en lo establecido previamente en la ROM 5.1, sobre aquellos aspectos del proceso de planificación hidrológica que afectan de un modo directo al sistema portuario (Revilla et al., 2007). Este hecho conllevó a que en la IPH se incorporan algunos de los principios y propuestas de ROM 5.1 y se hiciera especial mención a la aplicación de dicha recomendación como una medida específica para alcanzar los objetivos ambientales de los sistemas acuáticos portuarios (Sámano et al., 2008).

Finalmente, cabe destacar que, en Europa se está iniciando la tercera fase de los ejercicios de intercalibración centrados en masas de agua muy modificadas. Los avances en procedimientos metodológicos y herramientas desarrollados a nivel estatal para la gestión de la calidad de las masas de agua muy modificadas por la presencia de puertos y la creación de foros de debate, como el grupo de trabajo de Gestión Acuática Portuaria, permitirá a los representantes estatales presentar una metodología única, estandarizada y consensuada en el grupo de intercalibración.

ROM 5.1 "CALIDAD DE LAS AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS"

La ROM 5.1 de calidad de aguas litorales en áreas portuarias se publica con el fin de proporcionar una herramienta metodológica para la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios. Dicha metodología se publica en castellano en el 2005 (Puertos del Estado, 2005) y en inglés en el 2007 (Puertos del Estado, 2007), sendas versiones se encuentran en formato digital en la página web de Puertos del Estado (www.puertos.es).

Esta Recomendación incluye un esquema conceptual estructurado en torno a cuatro programas de actuación: el Programa de delimitación y tipificación de las unidades de gestión acuática portuarias, el Programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales, el Programa de vigilancia ambiental y el Programa de gestión de episodios contaminantes (Figura 3).

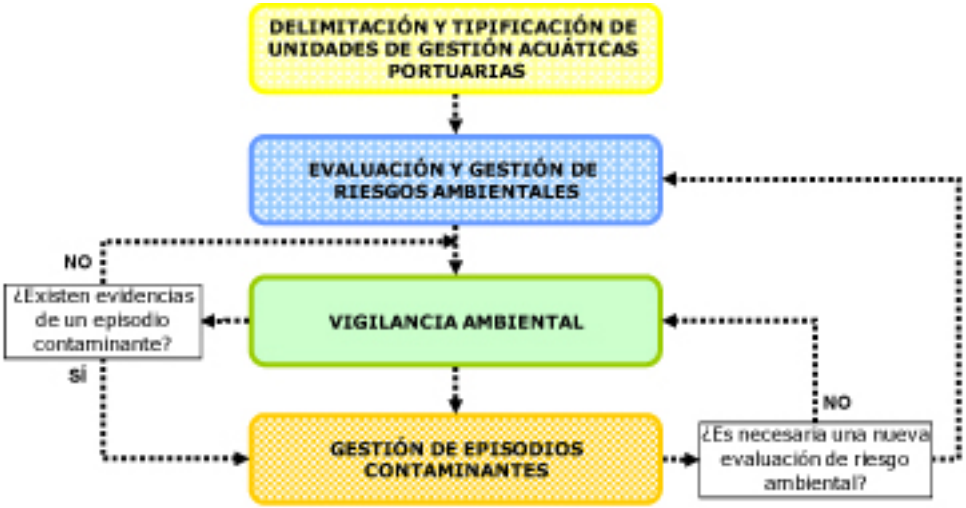


Figura 3. Procedimiento metodológico de la ROM 5.1.

· El *Programa de delimitación y tipificación de las unidades de gestión acuática portuarias* constituye el instrumento básico de ordenación del medio acuático portuario, en tanto que permite reconocer unidades de gestión y las clasifica en tipos concretos.
· El *Programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales* es el instrumento que permite evaluar la incidencia que tienen las emisiones contaminantes sobre las aguas litorales de la zona portuaria.
· El *Programa de vigilancia ambiental* es el instrumento que permite conocer el estado y evolución de la calidad de las unidades de gestión establecidas en la zona portuaria y poner en evidencia las deficiencias de la evaluación y gestión de riesgos ambientales.
· Por último, el *Programa de gestión de episodios contaminantes* es el instrumento mediante el cual se abordan los posibles déficits de calidad detectados en las unidades de gestión acuáticas portuarias.

Tras la publicación de la ROM5 5.1, Puertos del Estado encarga al IH Cantabria la calibración y validación del procedimiento metodológico desarrollado mediante su aplicación piloto en los Puertos de Gijón, en el Mar Cantábrico, Huelva, en el Golfo de Cádiz, y Tarragona, en el Mar Mediterráneo (Gómez et al., 2009). Los resultados obtenidos de los diferentes estudios llevados a cabo han permitido confirmar que las aproximaciones metodológicas y conceptuales desarrolladas en la ROM 5.1 la convierten en una herramienta única, estandarizada y coherente. No se han planteado cambios en la filosofía o principios de la Recomendación, exclusivamente, mejoras en procedimientos metodológicos o avances en el desarrollo de herramientas específicas, entre las que cabe destacar:

· La mejora del procedimiento metodológico para el cálculo del área afectada mediante el desarrollo de modelos numéricos específicos, permitiendo la obtención de estimaciones de riesgos más precisas (Gómez, 2010; Gómez et al., 2007; Revilla et al., 2006).
· El estudio de los indicadores y los sistemas de valoración ha conllevado a la necesidad de converger y adecuarse a los planteamientos de la IPH y acometer la mejora de los procedimientos metodológicos de ROM 5.1.
· El desarrollo de herramientas y procedimientos metodológicos detallados y concretos, permitiendo una mejora considerable en la gestión de los episodios contaminantes (Bravo et al., 2009; Bravo et al., 2008).
· El diseño y desarrollo de un sistema para la toma de decisiones (Gestor de Información Ambiental Portuaria), facilitando la gestión de los datos generados durante la aplicación de la ROM 5.1 (Fernandez et al., 2009; Sámano et al., 2007).

Cabe destacar que, estas mejoras y avances serán incorporados en la actualización que se hará del documento de la ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" a lo largo del año 2012.

PORTONOVO PROJECT

PORTONOVO (www.portonovoproject.org) genera un marco transnacional y multidisciplinar con el propósito de abordar problemas comunes y generar soluciones en el campo de la calidad de las aguas portuarias. Para ello, bajo el liderazgo de IH Cantabria, se constituyó un consorcio cuyos miembros pertenecen a 4 países de la Región Atlántica (España, Francia, Portugal y Reino Unido): la Consejería de Medio Ambiente del Gobierno de Cantabria, la Comunidad Urbana de Cherburgo, las Universidades de Burdeos, Algarve, Aveiro y Belfast, el Centro Nacional de Investigación Científica de Francia, el Instituto Superior Técnico de Lisboa, AZTI Tecnalia y el Puerto de Falmouth en Inglaterra. Adicionalmente, PORTONOVO ha contado con la participación de 12 organismos, entre los que figuran los puertos de Huelva, Santander, Burdeos, Cherburgo, Aveiro, Portimao y Belfast.

El proyecto PORTONOVO ha permitido desarrollar una herramienta que recoge la variabilidad de enfoques transnacionales asociados a la gestión sostenible de

las actividades portuarias. La metodología de este proyecto estaba basada en ocho tareas interrelacionadas (Figura 4) que concluía con su aplicación en algunos puntos estratégicos del Espacio Atlántico, garantizando un amplio espectro de características geográficas e hidromorfológicas.

PORTONOVO ha permitido estandarizar una metodología para la gestión de la calidad de las aguas portuarias a través de la consecución de los siguientes objetivos:

· Revisión de la normativa en materia de calidad de agua a nivel regional, estatal y europeo.
· Desarrollo de un procedimiento jerárquico que integra los aspectos administrativos, sociales y físicos para la clasificación de las aguas portuarias a fin de optimizar la gestión de su calidad.
· Selección, desarrollo y validación de los indicadores físicos, químicos, hidromorfólogicos y sociales requeridos en las diferentes etapas del proyecto.
· Selección, desarrollo y validación de procedimientos metodológicos estandarizados para llevar a cabo el modelado numérico y los trabajos de análisis espacial.
· Establecimiento de un marco general para la Evaluación del Riesgo Ambiental (ERA) a través de la implementación de procedimientos de distinto nivel de complejidad y especificidad.
· Desarrollo de métodos de gestión de calidad de aguas portuarias.
· Establecimiento de un procedimiento iterativo para el mantenimiento y/o mejora de la calidad de las aguas portuarias.
· Desarrollo de una herramienta que permita el procesado, almacenamiento e intercambio de toda la información relacionada con la calidad de las aguas portuarias bajo la perspectiva de la toma de decisiones (DSS).

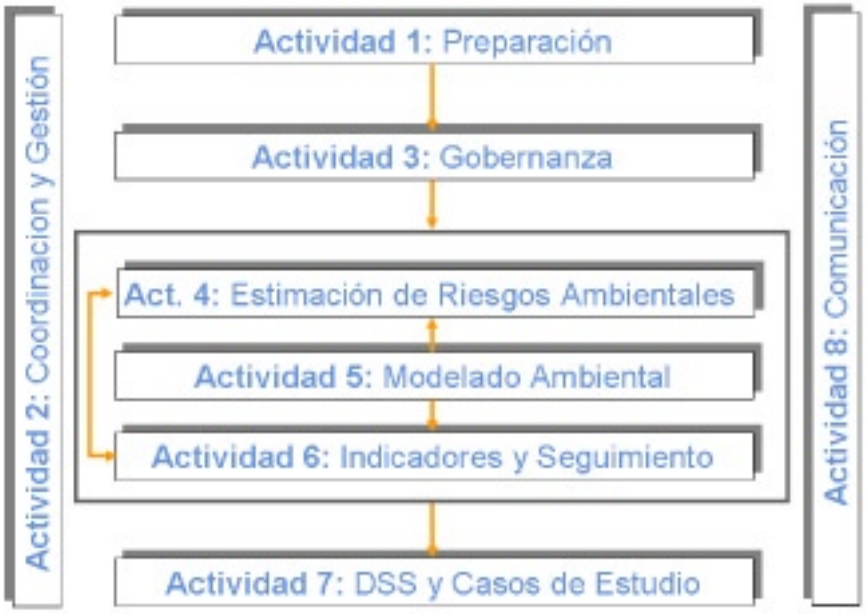


Figura 4. Esquema de trabajo del proyecto PORTONOVO.

El proyecto PORTONOVO ha puesto de manifiesto el importante papel de nuestro país en el área de la gestión integrada de la calidad de las aguas portuarias europeas. Además, ha permitido transferir a Europa la metodología de la ROM 5.1, innovadora en este campo, que, a nivel Estatal, ya ha tenido una importante repercusión.

Asimismo, se espera que dicho proyecto sirva como referente a nivel europeo de cara a la estandarización de los conceptos, herramientas y criterios aplicables a la gestión de masas de agua portuarias de la Región Atlántica.

GRUPO DE TRABAJO DE GESTIÓN ACUÁTICA PORTUARIA (GAP)

La Plataforma Tecnológica para la Protección de la Costa y del Medio Marino (pt-PROTECMA, www.ptprotecma.es), financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación y coordinada desde la fundación CETMAR, se crea con el objeto de dar respuesta a los retos, necesidades y prioridades detectados en el ámbito de la protección de la costa y del medio marino aprovechándolos como oportunidades de desarrollo tecnológico en la materia, teniendo como principal objetivo desarrollar e implantar una estrategia tecnológica, de investigación e innovación.

En este sentido, dentro de la plataforma tecnológica PROTECMA, cabe reconocer a las actividades portuarias como una parte integral, esencial y dinámica de los sistemas costeros que, además, representan un recurso socio-económico valioso, si bien pueden incidir en la calidad de las aguas y de los sedimentos marinos. Por tal motivo, el Grupo de Trabajo de Gestión Acuática Portuaria (GAP), coordinado por IH Cantabria y Puertos del Estado, tiene entre sus objetivos específicos la (Figura 5):

- Contribución en el desarrollo y discusión de procedimientos metodológicos para la ordenación del medio, con el fin de identificar las unidades de gestión acuáticas portuarias.
- Contribución en el desarrollo y discusión de procedimientos metodológicos para la estimación del riesgo ambiental de las actividades portuarias, con el fin de identificar los peligros ambientales y proponer medidas preventivas y correctoras.
- Contribución en el desarrollo y discusión de procedimientos metodológicos para la evaluación del potencial ecológico de las unidades de gestión acuática portuarias, con el fin de vigilar y controlar la calidad de dichos sistemas acuáticos portuarios.
- Contribución en el desarrollo y mejora de herramientas específicas para el estudio de la ordenación del medio, la estimación del riesgo y la evaluación de potencial ecológico (modelos numéricos, análisis espacial, sistemas para la ayuda a la toma de decisiones, métodos analíticos, sensores de medición en tiempo real, guías de buenas prácticas, etc.).

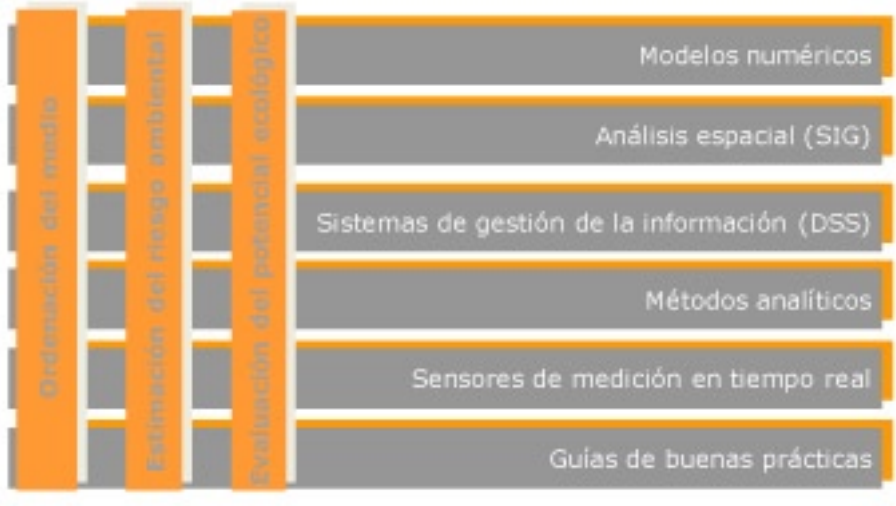


Figura 5. Procedimientos metodológicos y herramientas específicas en la estrategia de investigación, desarrollo tecnológico e innovación del grupo de trabajo GAP.

En septiembre de 2011 se celebraron, en las instalaciones de IH Cantabria, las jornadas de lanzamiento de dicho grupo contando con la presencia de más de 60 expertos en la materia, lo cual, permitió debatir sobre las necesidades y prioridades en aquellas áreas temáticas de mayor relevancia para la gestión integral de los sistemas acuáticos portuarios.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación recibida por parte de: i) Puertos del Estado para la validación y calibración de la ROM 5.1; ii) el Área Atlántica INTERREG IV B para la elaboración del proyecto PORTONOVO (Ref. 2009-1/119); iii) el Ministerio de Ciencia e Innovación para la creación del Grupo de Trabajo de Gestión Acuática Portuaria; iv) el Plan Nacional de Investigación y Desarrollo (2009-2012) del Ministerio de Ciencia e Innovación (Proyecto CTM2009-11206).

REFERENCIAS

Bravo, E., Gómez, A. G., Sánchez, F., Basora, J., Carreño, M., Peco, A., & Sámano, M. L. (2009). Desarrollo de un procedimiento metodológico para la gestión de episodios contaminantes en aguas portuarias: aplicación al puerto de Tarragona. *X Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Santander.*

Bravo, E., Sánchez, F., Basora, J., Carreño, M., Peco, A., Gómez, A. G., Sámano, M. L., Juanes, J. A., Revilla, J. A., & Ondiviela, B. (2008). *A methodological approach to manage contaminant events in seaport water bodies: application to the port of Tarragona*. Paper presented at the Mediterranean Days, Palermo.

Casado-Martinez, M. C., Buceta, J. L., Belzunce, M. J., & DelValls, T. A. (2006). Using sediment quality guidelines for dredged material management in commercial ports from Spain. *Environment International*, 32, 388 – 396.

CEDEX. (2005). *Manual para la recopilación de información sobre presiones en las masas de agua costeras y de transición. Directiva 2000/60/CE. Estudio de las repercusiones de la actividad humana en el estado de las aguas*. Madrid: Ministerio de Fomento.

Comisión Europea. (2000). Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas 1-72.

Fernández, F., Pedraz, L., Velarde, V., Sámano, M. L., Gómez, A. G., & Juanes, J. A. (2009). *Sistema Gestor de Información Ambiental Portuaria ROM 5.1*. Paper presented at the X Jornadas Españolas de Costas y Puerto, Santander.

GESHA. (2005). *Memoria de evaluación de recursos de interés marisquero en el litoral de Cantabria y desarrollo de protocolos aplicables a su gestión*. Santander: Consejería de Ganadería, Agricultura y Pesca-Gobierno de Cantabria.

Gómez, A. G. (2010). *Desarrollo de un procedimiento metodológico para la estimación del riesgo ambiental en zonas litorales frente a emisiones contaminantes*. Universidad de Cantabria, Santander.

Gómez, A. G., Ondiviela, B., Juanes, J. A., Revilla, J. A., García, A., Vargas, A., Álvarez, C., & Puente, A. (2007). *A risk assessment approach to contaminant emissions in seaport areas: methodological procedure to calculate susceptibility*. Paper presented at the Forth International Conference on Port Development and Coastal Environment, Varna, Bulgaria.

Gómez, A. G., Sámano, M. L., Ondiviela, B., Juanes, J. A., & Revilla, J. A. (2009). Validación y calibración de la ROM 5.1 "Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" mediante su aplicación a los puertos de Gijón, Huelva y Tarragona. *X Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Santander.*

Ondiviela, B. (2006). *Desarrollo de un modelo integral de gestión de la calidad de los sistemas acuáticos portuarios* (Doctoral). Santander: Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

Ondiviela, B., Gómez, A. G., Revilla, J. A., & Juanes, J. A. (2006). ROM 5.1. Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias. *En: Proc. III Congreso de ingeniería civil, territorio y medio ambiente: Agua, biodiversidad e ingeniería. Zaragoza*.

Ondiviela, B., Juanes, J. A., Gómez, A. G., Sámano, M. L., & Revilla, J. A. (2012). Methodological procedure for water quality management in port areas at the EU level. *Ecological Indicators*, 13(1), 117-128.

Orden ARM/2656/2008. , de 10 de septiembre, por la que se aprueba la instrucción de planificación hidrológica.

PIANC. (1997). *Dredged Material Management Guide. Special Report of the Permanent Environmental Commission. Supplement to Bulletin n- 96*.

Puertos del Estado. (2005). *ROM 5.1 "Calidad de Aguas Litorales en Áreas Portuarias"*: Ministerio de Fomento.

Puertos del Estado. (2007). *Recomendations for maritime works. ROM 5.1-05. Quality of coastal waters in port areas*. Madrid: Spanish National Port Administration.

Revilla, J. A., García, A. G., García, A., Ondiviela, B., & Juanes, J. A. (2006). A Risk Assessment Approach to Contaminant Emissions in Seaport Areas Using Mathematical Models. *En: Proc. International Conference on Mathematical and Statistical Modeling in Honor of Enrique Castillo, Ciudad Real*.

Revilla, J. A., Juanes, J. A., Ondiviela, B., & Gómez, A. G. (2007). Documento de trabajo: *Propuesta técnica para la adopción de un criterio común a nivel Puertos del Estado en relación a la designación de Masas de Agua Muy Modificadas (MAMM) en las zonas portuarias.*: Universidad de Cantabria.

Revilla, J. A., Juanes, J. A., Puente, A., & Medina, R. (2001). La protección de las aguas litorales en el contexto de la Directiva Marco del agua. *En: Proc.Jornadas sobre la Directiva Marco del Agua y sus implicaciones para la gestión del agua en España, Sevilla 23 y 24 de Marzo de 2001*.

Sámano, M. L., Gómez, A. G., Ondiviela, B., Fernández, F., Mayor, R., Revilla, J. A., Juanes, J. A., & Álvarez, C. (2007). *Environmental management of seaport water bodies using geographic information systems*. Paper presented at the 8th International Symposium on GIS and Computer Mapping for Coastal Zone Management. Santander.

Sámano, M. L., Gómez, A. G., Ondiviela, B., Juanes, J. A., & Revilla, J. A. (2008). *Delimitación y Tipificación de Masas de Agua Portuarias en términos de la ROM 5.1 y de la IPH*. Paper presented at the I Congreso Internacional de Enxeñería Civil e Territorio Galicia-Norte de Portugal O LITORAL, Vigo.

6.5.4. ROM 5.1 CALIDAD DE LAS AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS. APLICACIÓN EN EL PUERTO DE TARRAGONA 2007-2010

P. Fernández[2], M. Carreño[1], J. Basora[1], A. Peco[1], B. Ondiviela[2], A.G. Gómez[2], J.A. Juanes[2]

1. Autoridad Portuaria de Tarragona, Passeig de l'escullera s/n, 43004, Tarragona. montse.carrenyo@porttarragona.cat
2. IH Cantabria. Universidad de Cantabria. C/ Isabel Torres nº 15 Parque Científico y Tecnológico de Cantabria. 39011 Santander. fernandezvp@unican.es

INTRODUCCIÓN

Las instalaciones portuarias conllevan una serie de actividades con repercusión directa en el entrono que ocupan. Uno de los vectores ambientales influenciados por dichas actividades es el medio acuático. A este respecto, las aguas portuarias quedan claramente incluidas dentro del ámbito de aplicación de la Directiva 2000/60/CE del parlamento Europeo y del Consejo de 23 de octubre de 2000, conocida como Directiva Marco del Agua (DMA). Es por ello que, desde su aprobación, en el ámbito portuario se han venido aplicando sistemas de vigilancia ambiental que permitan dar cumplimiento a las exigencias de la misma. Esto es, valorar el estado químico y el potencial ecológico de las masas de agua teniendo en consideración los impactos y repercusiones de la actividad portuaria con el objetivo de conocer el riesgo ambiental asociado a dichas masas (Comisión Europea, 2000). En este sentido, la publicación de la Recomendación para Obras Marítimas "ROM 5.1.Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias" (Puertos del Estado, 2005) puso en evidencia la necesidad de complementar la gestión ambiental con herramientas de gestión integrales, estandarizadas y específicas para ámbitos portuarios (Ondiviela et al., 2008).

Tras la publicación de la Recomendación en septiembre de 2005, la Autoridad Portuaria de Tarragona (APT) firmó un convenio de colaboración con Puertos del Estado e IH Cantabria-Universidad de Cantabria para la calibración y validación de dicha herramienta. Durante el proceso de calibración, se puso en evidencia la importancia de favorecer la transferencia científico-tecnológica entre los centros de investigación y los puertos, y la necesidad de que su integración en los procesos de trabajo portuarios fuera efectiva. Por ello, en el año 2010 dicha colaboración culminó en un segundo convenio para el desarrollo, la calibración y la implementación de un sistema gestor de información ambiental portuaria acorde con los requisitos establecidos en la normativa vigente (DMA, Instrucción de Planificación Hidrológica, (IPH) y ROM 5.1).

ÁMBITO DE APLICACIÓN

El puerto de Tarragona está situado en el NE de la península Ibérica, en el mar Mediterráneo (Figura 1). Posee una superficie de muelles de más de 1200 ha con 15 km de línea de atraque y una superficie de lámina de agua de 4.500 ha (IH Cantabria, 2009).

Se trata de un puerto tradicionalmente granelero y dedicado al tráfico de vehículos, que actualmente apuesta por un aumento de la mercancía de contenedores por lo que, en el último año, ha ampliado significativamente la superficie destinada a dicha mercancía. En cuanto a la distribución de los usos principales del puerto, cabe destacar que más del 40% de su superficie está dedicada al uso comercial-industrial y el 22% y 18% destinado a las actividades logísticas y de almacenamiento de productos inflamables respectivamente (IH Cantabria, 2009). En la actualidad es un puerto principalmente industrial que ocupa la segunda posición en el ranking de mercancías a granel a nivel de puertos de titularidad estatal.



Figura 1. Puerto de Tarragona.

GESTIÓN AMBIENTAL EN EL PUERTO DE TARRAGONA ANTES DE LA ROM 5.1

La gestión ambiental en el puerto de Tarragona se ha venido abordando mediante la aplicación de líneas de actuación independientes, pero con un objetivo común: controlar el impacto de las nuevas obras o modificaciones estructurales implementando campañas específicas de vigilancia de la calidad de las masas de agua. En 1996 se realizó la primera campaña de caracterización del sedimento por parte del Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX). Además, las modificaciones estructurales que, de forma continua, se han realizado desde entonces han ido acompañadas de la correspondiente campaña de vigilancia cuyo objetivo era el de determinar las posibles afecciones de dichas obras al medio acuático. Éstas se estructuraban con base en dos fases: i) obtención de información preoperacional de la calidad del agua del entorno portuario; y, ii) determinación de las afecciones que sobre el medio acuático pudiera provocar la ejecución de las obras mediante comparación de los datos pre y postoperacionales (Tecnoambiente, 2007).

Por otro lado y desde el año 1996, las empresas del complejo petroquímico de Tarragona que vierten sus aguas residuales mediante emisario submarino vienen realizando el "Programa de Vigilancia y Control de los Emisarios Submarinos de Industrias Asociadas a la Asociación de Empresas Químicas de Tarragona (A.E.Q.T)". Dicho programa evalúa los posibles efectos de los vertidos mediante el estudio y seguimiento de los efluentes y del medio receptor de las aguas vertidas. El estudio se basa en los controles periódicos del vertido, los cuales deben acompañarse de una revisión estructural anual de la parte terrestre y sumergida del emisario. En el medio receptor se analiza la calidad del agua y de los sedimentos y se realiza el estudio de las comunidades de organismos bentónicos del entorno (DEKRA-AMBIO SAU, 2009). Además, la APT se viene haciendo cargo de la limpieza de la lámina de agua dentro de la Zona de servicio Portuario (ZSP). En relación con los incidentes ambientales que acontecen en el ámbito portuario, la Policía Portuaria ha sido y es la unidad encargada de la detección y comunicación mediante informe estandarizado (Registro de episodios contaminantes (REC)) de los episodios contaminantes que puedan afectar a la calidad de las aguas portuarias.

ROM 5.1 CALIDAD DE LAS AGUAS LITORALES EN ÁREAS PORTUARIAS

El marco de consenso que surge a partir de la publicación en el año 2000 de la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE, DMA) pone en evidencia la necesidad de complementar la gestión ambiental ya existente con herramientas integrales, estandarizadas y específicas de ámbitos portuarios: *i) integrales*, para que la planificación y gestión de la calidad de las aguas portuarias conjugue aspectos normativos, metodológicos y tecnológicos; *ii) estandarizadas*, para que la gestión esté respaldada por metodologías consensuadas, validadas y aplicables en diferentes entornos geográficos; y, *iii) específicas* de ámbitos portuarios, para

que las herramientas respondan fielmente a las singularidades de la actividad portuaria, características que posteriormente, serán reflejadas en la ROM 5.1. El puerto de Tarragona formó parte de la comisión de trabajo para la redacción de la ROM 5.1, participando de forma activa en el proceso aportando su amplia experiencia en las diferentes materias tratadas. Posteriormente, en el año 2005, se involucró en el proceso de calibración y validación de la "ROM 5.1.Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias" mediante la aplicación de dicha recomendación a su entorno portuario.

ROM 5.1 constituye la primera herramienta metodológica y técnica para la gestión integral de las masas de agua portuarias a nivel estatal, con incidencia directa tanto sobre el diseño, evaluación y seguimiento ambiental de las obras o modificaciones estructurales como sobre las actividades y operaciones portuarias (Ondiviela et al.,2012). Su objetivo es el de compatibilizar el mantenimiento de la calidad del medio y la actividad portuaria en sí misma (Gómez, 2010).

De acuerdo con los objetivos para los que fue diseñada, la ROM 5.1 se estructura en cuatro grandes programas de actuación: el Programa de delimitación y tipificación de las unidades de gestión acuática portuarias, el Programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales, el Programa de vigilancia ambiental y el Programa de gestión de episodios contaminantes (Puertos del Estado, 2005) (Figura 2).

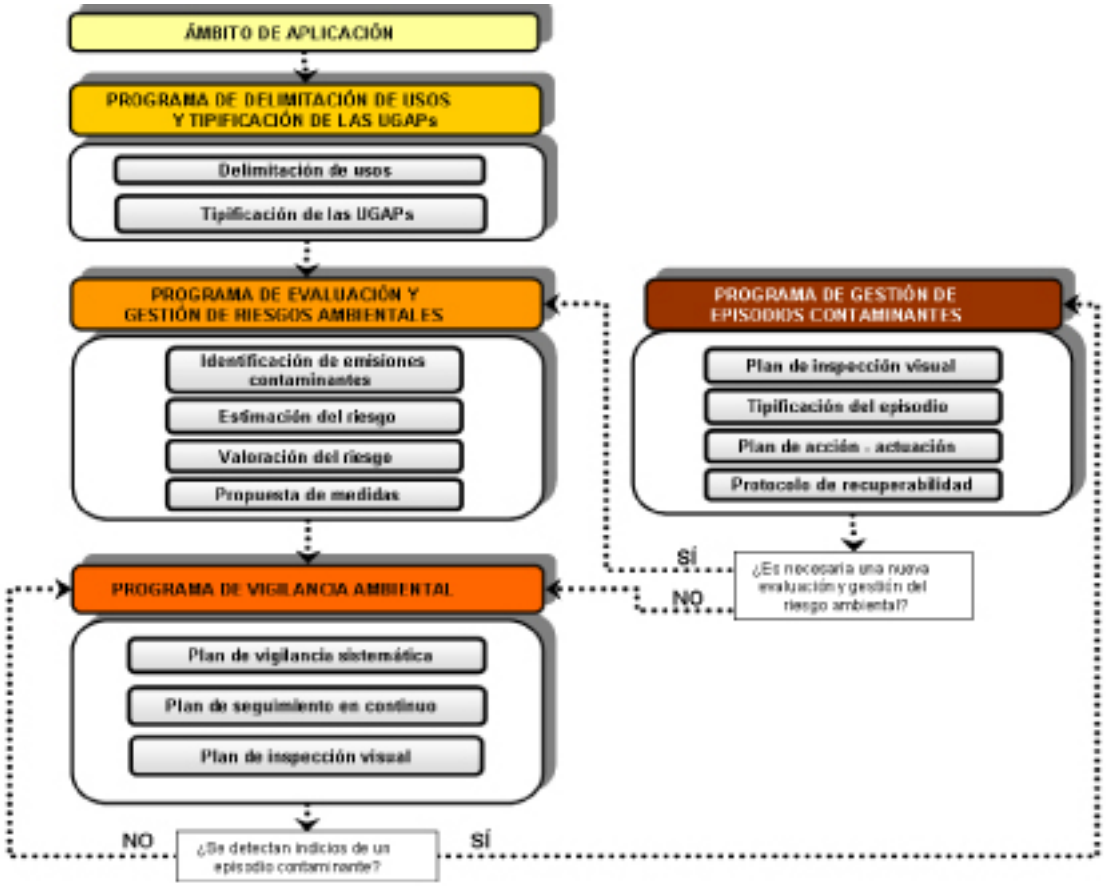


Figura 2. Modelo conceptual de la ROM 5.1

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LA ROM 5.1 EN EL PUERTO DE TARRAGONA

Programa de delimitación de usos y tipificación de las unidades de gestión acuáticas portuarias

La aplicación de este primer programa ha permitido ordenar el medio acuático de la ZSP y tipificar las unidades de gestión acuático-portuarias. En su primera

fase, se diferencian los usos portuarios (comerciales, pesqueros, náutico-deportivos y los complementarios a éstos), de los usos no portuarios (zonas protegidas en el contexto de la DMA por alguna norma comunitaria -zonas de baño, LICs, ZEPAs, etc.-). En Tarragona se han identificado quince zonas de baño: seis en Salou (Larga, Peña Tallada, cala Font, cala Viña, cala Craus y el Reguerot del Clavegar), una en Vila Seca (La Pineda) y ocho en Tarragona (el Miracle, la Rabassada, la Savinosa, els Capellans, Llarga, cala Romana, la Mora y Roca Plana). Asimismo, se han localizado dos zonas sensibles (El Fangar y Els Alfacs) y una zona vulnerable en el cabo de Salou (IH Cantabria, 2011).

En su segunda fase, reconocimiento de categorías, se han clasificado las unidades de gestión de acuerdo con su grado de alteración hidromorfológica. El resultado de este proceso de clasificación ha sido: i) una UGAP natural, correspondiente con la superficie acuática portuaria no confinada entre dársenas y comprendida entre los límites de la ZSP y la línea imaginaria que une la prolongación del Espigón dels Prats y el dique de Levante y, ii) una UGAP muy modificada, correspondiente con la superficie acuática confinada entre dársenas. Dichas UGAPs se han tipificado de acuerdo con diferentes descriptores físicos definidos en la ROM 5.1 y en la IPH. Así, la UGAP muy modificada se ha clasificado como de tipo 5, por su baja tasa de renovación, ubicación en el mar mediterráneo y carácter salino-costero, y la UGAP natural costera se tipificó como de tipo 1 debido a que presenta una influencia fluvial moderada siendo somera y arenosa. Estos tipos son coincidentes con los definidos por la normativa vigente (Instrucción de Planificación Hidrológica (IPH)).



Figura 3.Tipificación de las UGAPs del Puerto de Tarragona

De este modo, la aplicación del programa de delimitación de usos y tipificación de UGAPs, ha permitido definir unidades homogéneas y diferenciadas, lo cual facilita la gestión y valoración independiente de cada una de ellas (Figura 3).

Programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales

Este segundo programa ha permitido evaluar los riesgos ambientales asociados a las diferentes emisiones contaminantes con afección en la ZSP. Su primera fase ha permitido llevar a cabo la localización y caracterización de emisiones contaminantes. La recopilación de la información sobre las emisiones contaminantes puntuales (aquellas que se vierten al medio de forma canalizada) requirieron de: i) consulta de planos de la red general de aguas de la propia Autoridad Portuaria, con el objetivo de identificar el recorrido de la red, los puntos de confluencia de las aguas residuales de las empresas concesionarias y los puntos de vertido al medio acuático-portuario; ii) consulta de las autorizaciones de vertido de la Agencia Catalana del Agua (ACA) y/o autorizaciones ambientales; iii) solicitud de información a las propias empresas concesionarias mediante el envío de un formulario a rellenar con información relacionada con el punto de emisión (tipo, coordenadas), vertido (caudal, sustancias, concentraciones), sistemas de control y defensa, procedimientos operativos o alarma social; y iv) seguimiento en campo de aquellos puntos de vertido confusos o de los que no se disponía de la información anterior y de posibles puntos de emisión incontrolados.

La identificación de emisiones difusas por su parte, requirió la aplicación de

métodos sistemáticos que permitieron relacionar los distintos tipos de emisiones contaminantes difusas con determinadas infraestructuras y equipamientos. Para ello, se llevó a cabo: i) la identificación de situaciones susceptibles de causar emisiones contaminantes difusas mediante la aplicación de una matriz incluida en la ROM 5.1Capítulo I, Articulado y especificaciones técnicas; ii) el análisis de los registros de episodios contaminantes ocurridos hasta la fecha; y iii) la solicitud de información a las propias empresas concesionarias mediante el envío de formularios en los que se solicitaba información relacionada con el área, la localización, las sustancias, los procedimientos operativos y los sistemas de defensa y alarma social.

En el área portuaria se han identificado un total de 23 emisiones puntuales y 19 emisiones difusas. Entre las emisiones puntuales, se han reconocido 9 emisiones ajenas (aquellas que no se originan en terrenos, obras o instalaciones portuarias) y 14 emisiones de empresas concesionarias. Respecto a las emisiones difusas, se han identificado 6 acopios de graneles sólidos, 7 estructuras de graneles líquidos, 4 estaciones de suministro de combustible y 2 puntos de manejo de residuos MARPOL (IH Cantabria, 2011). En la Figura 4, se muestran, a modo de resumen, los resultados obtenidos en la aplicación del Programa de evaluación y gestión de riesgos.

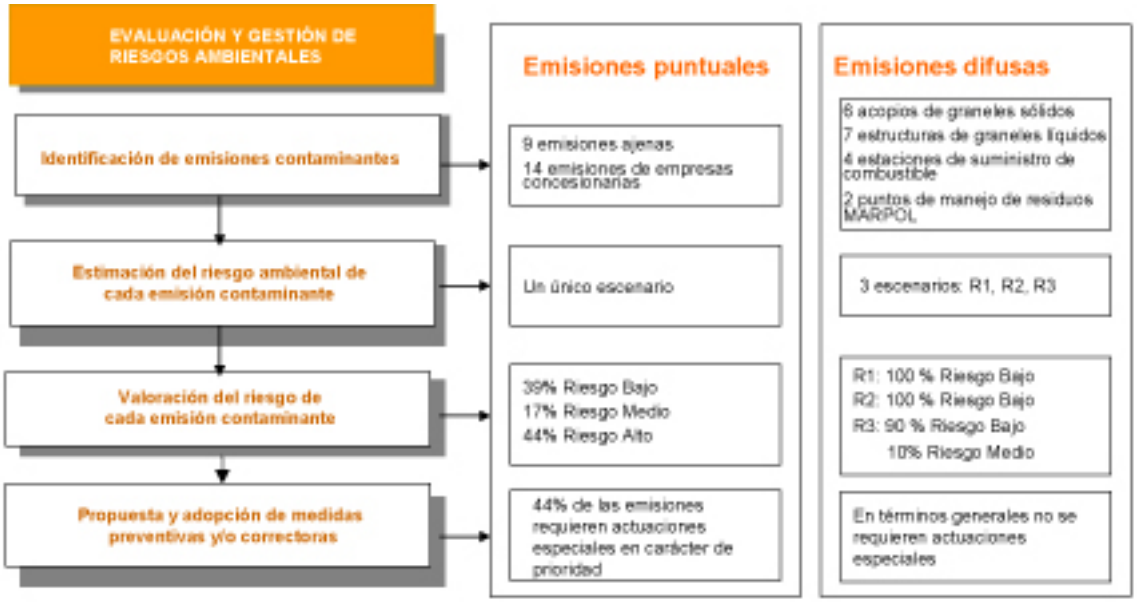


Figura 4. Síntesis de la evaluación y gestión de riesgos ambientales

En su segunda fase, este programa, establece la estimación y valoración del riesgo asociado a cada una de las emisiones identificadas, lo que permite clasificar las emisiones según su grado de tolerabilidad (riesgo alto, medio y bajo).

Tras analizar los resultados, se observó que el 43% de las emisiones puntuales obtuvieron un nivel de riesgo alto (todas ellas ajenas al puerto), el 17% un nivel de riesgo medio y el 40% un nivel de riesgo bajo. Además, ninguna emisión difusa presentó riesgo alto y todas las emisiones difusas con riesgo ambiental medio se relacionaron con zonas de carga y descarga de graneles sólidos (IH Cantabria, 2011). Por ello, se ha priorizado en la aplicación de medias preventivas y correctoras sobre las emisiones puntuales ajenas a la actividad portuaria y se han dirigido medidas preventivas para la implementación de técnicas de mejora en las operativas de carga/descarga de graneles sólidos.

El objeto último del programa de evaluación y gestión de riesgos ambientales se centra en la propuesta de medidas preventivas y/o correctoras que reduzcan el riesgo ambiental de las emisiones valoradas.

Fruto de la interacción entre el IH Cantabria y la Autoridad Portuaria, han surgido en esta fase un gran número de propuestas. En primer lugar, se ha aplicado un proyecto dividido en tres fases y con el que se pretende identificar los vertidos al mar dentro del recinto portuario y procurar el buen uso de la red de drenaje de la propia Autoridad Portuaria. Dichas fases consisten en: i) medición en el medio pelágico y bentónico de las 33 sustancias prioritarias e indicadores de especial interés para la Autoridad Portuaria; ii) toma de muestras y análisis de las de las arquetas de conexión final a la red de la Autoridad Portuaria en 13 puntos; iii) inspecciones a las empresas concesionarias y toma de muestras y análisis de los elementos significativos de las aguas emitidas a la red portuaria (Gómez, 2010).

Además, y por parte de la administración, se propuso la construcción de un emisario submarino conjunto que englobara el vertido de la totalidad de las empresas de la A.E.Q.T y el desvío de la salida a mar de las aguas de la estación depuradora municipal de Tarragona (EDAR Tarragona) (ACA, 2008).Estas actuaciones suponen una reducción de las emisiones a la UGAP muy modificada que redundará en una mejora cuantificable en la calidad de las aguas confinadas entre dársenas.

Programa de vigilancia ambiental

El tercero de los programas aplicados es el de vigilancia ambiental. Como parte del mismo, en el puerto de Tarragona se ha aplicado el plan de vigilancia sistemática y el plan de inspección visual. El plan de vigilancia sistemática es un proceso ininterrumpido de medición y análisis periódico, sistemático y estandarizado de la calidad de la columna de agua (medio pelágico) y de los fondos (medio bentónico) que permite valorar el estado químico y el estado/potencial ecológico de las UGAPs, siendo su objetivo último localizar las zonas de la ZSP donde se producen reducciones de calidad (Figura 5).



Figura 5. Esquema metodológico del Plan de Vigilancia Sistemática

Una de las principales características del Plan de Vigilancia Sistemática aplicado al Puerto de Tarragona ha sido la flexibilidad de su diseño. Así, aspectos como la variación del número de puntos, la frecuencia de muestreo o, incluso, las variables analizadas han estado sometidas a un proceso de revisión y actualización continua que ha estado sujeta a la información previa de los resultados obtenidos o de posibles modificaciones de las condiciones de partida (mantenimiento o mejora de la calidad de las aguas, nuevas actividades portuarias, reiteración de episodios contaminantes específicos, promulgación de nuevas normativas, etc.). De este modo, se ha ido adaptando el programa de vigilancia ambiental, diseñado desde la base de la ROM 5.1, a las exigencias de la administración hidráulica competente en Cataluña (Agencia Catalana del Agua (ACA)). Esto ha permitido realizar un trabajo conjunto entre APT y ACA cuyo fin ha sido: i)

establecer objetivos ambientales coherentes con las características de las masas de agua portuarias de Tarragona y Barcelona (presentados en el Plan de Gestión del Distrito de Cuenca Fluvial de Cataluña); y ii) valorar de forma conjunta la calidad y el estado de las unidades de gestión del puerto de Tarragona (ACA, 2010) (Figura 6).



Figura 6. Calidad fisicoquímica del sedimento de la UGAP muy modificada del Puerto de Tarragona en el periodo 2008-2010 (■ Buena).

Así mismo, como parte del programa de vigilancia ambiental, se ejecutó el plan de inspección visual. Éste se llevó a cabo mediante los equipos de policía portuaria, guardamuelles y personal del departamento de medio ambiente con el objetivo de realizar detecciones precoces de los posibles efectos perniciosos para la calidad de las unidades de gestión debidos a la introducción de cargas contaminantes imprevisibles.

Programa de gestión de episodios contaminantes

Como parte de la gestión de episodios contaminantes se recopilaron todos los registros relacionados con episodios contaminantes ocurridos en el Puerto de Tarragona desde el año 1984 hasta la actualidad. El análisis de esta información se realizó bajo distintas perspectivas incluyendo distintas variables tales como: origen del episodio contaminante, tipo de sustancia emitida y zonas portuarias con mayor número de incidencias.

La aplicación de este programa ha permitido identificar los puntos sobre los cuales incidir para evitar o reducir la aparición de problemas ambientales así como contribuir a su mejor gestión. Una vez evidenciados dichos puntos, se han establecido medidas adicionales consistentes en proyectos de estudio específicos en el entorno de las instalaciones donde ocurre un número mayor de incidentes. El objetivo final de dichos estudios es el de predecir las posibles áreas de afección de las emisiones difusas portuarias susceptibles de provocar los episodios contaminantes de mayor gravedad.

GESTIÓN MEDIAMBIENTAL EN EL PUERTO DE TARRAGONA EN LA ACTUALIDAD

En lo que se refiere a la política medioambiental, el puerto de Tarragona, en su Plan Estratégico Medioambiental (2008-2012), ha adquirido dos compromisos fundamentales: i) la minimización de los impactos de su actividad; y ii) la planificación de sus objetivos ambientales. Con ello, persigue preservar medioambientalmente el entorno portuario y, en este sentido, admite la conveniencia de colaborar de manera activa en el proceso de implementación de la Directiva Marco del Agua (APT, 2011).

Por todo ello desde el año 2008, se viene trabajando en colaboración con la Agencia Catalana del Agua y el IH Cantabria. Esta interacción, surgida durante la aplicación de la ROM 5.1, ha sentado las bases para el desarrollo de un Sistema de Gestión Medio Ambiental (SGMA). El objetivo del mismo es disponer de la base para encauzar, medir y evaluar el funcionamiento del puerto, con el fin de asegurar que sus operaciones se lleven a cabo de una manera consecuente con la legislación vigente y con la política medioambiental definida (objetivos y principios generales de acción de la empresa hacia el medio ambiente). Entre otras aplicaciones, dicho SGMA incluye una base de datos espacial que, a partir de la integración de datos ambientales y operacionales, facilita la divulgación de la información ambiental procesada a distintos niveles (Fernández et al., 2009) así como la organización y estandarización de la gestión de futuras actuaciones que se desarrollen en el propio sistema.

CONCLUSIONES

El proceso de aplicación, calibración y validación de la ROM 5.1 en el Puerto de Tarragona durante el periodo 2007-2010, ha permitido: i) ordenar y clasificar el medio acuático-portuario; ii) evaluar en términos predictivos la incidencia de emisiones contaminantes sobre la calidad de las aguas; iii) abordar la valoración del estado y evolución de la calidad de las unidades de gestión; y iv) establecer mecanismos para dar respuesta a las posibles reducciones de la calida de las aguas portuarias.

En este proceso, la integración del Sistema de Gestión Medioambiental ha supuesto: i) una herramienta de apoyo para la toma de decisiones y; ii) la optimización de la capacidad de evaluación y gestión ambiental de la calidad del sistema acuático portuario.

REFERENCIAS

ACA. 2008. Projecte constructiu dels col.lectors de distribució a les indústries del camp de Tarragona. Tram 1:EDAR de Tarragona a Bonavista.

ACA. 2009. Pla de Gestiò del Districte de Conca Fluvial de Catalunya.

ACA. 2010. Estat de les masses d'aigua a Catalunya 2007-2009.Resultats del programa de seguiment i control.

APT.2011. Política ambiental de la Autoridad Portuaria de Tarragona.

Bravo,E., Sámano, M.L, Ondiviela, B., Juanes, J.A., Revilla, J.A.,2010. Gestión ambiental de sistemas acuáticos portuarios: aplicación al Puerto de Tarragona. Revista de Obras Públicas.3508 (7-18).

Comisión Europea, 2000. Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.

DEKRA-AMBIO,SAU. 2009. Programa vigilancia ambiental emisarios submarinos de las industrias químicas de Tarragona. Informe anual 2009.

Fernández, F., Pedraz,L., Velarde,V., Sámano, M.L, Gómez, A.G., Juanes, J.A., 2009. Sistema gestor de información ambiental portuaria: ROM 5.1. X Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Santander, España.

Gómez, A.G., Sámano, M.L., Ondiviela, B., Juanes, J.A. and Revilla, J.A., 2010. "Calidad de las aguas litorales en áreas portuarias". Aplicación de la ROM 5.1-05 en el Puerto de Gijón. Puertos, 155: 44-55.

IH Cantabria.2009.Propuesta para el seguimiento de la calidad de las masas de agua del Puerto de Tarragona.

IH Cantabria.2009. FASEI: Aplicación de la ROM 5.1 Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias, en el Puerto de Tarragona.

IH Cantabria. 2011. FASE II: Calibración y Validación de la ROM 5.1 Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias, mediante su aplicación en los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona.

IH Cantabria. 2011. FASE III: Aplicación actualizada de la ROM 5.1 en los Puertos de Gijón, Huelva y Tarragona.

Ondiviela, B., Gómez, A.G., Sámano, M.L., Revilla, J.A. and Juanes, J.A., 2008. "ROM 5.1. Calidad de aguas litorales en áreas portuarias" bajo las demandas de la Directiva Marco del Agua. Puertos, 145: 45-50.

Ondiviela, B., Juanes, J.A., Gómez, A.G., Sámano, M.L. and Revilla, J.A., 2012. Methodological procedure for water quality management in port areas at the EU level. Ecological Indicators, 13 117-128.

Orden ARM/2656/2008, de 10 de septiembre, por la que se aprueba la instrucción de planificación hidrológica.

Puertos del Estado, 2005. ROM 5.1. Calidad de las Aguas Litorales en Áreas Portuarias, Puertos del Estado, Madrid.

Tecnoambiente.2007. Documento ambiental del proyecto de "Muelle adosado a la quinta alineación del dique de abrigo del puerto de Tarragona".

Tecnoambiente. 2010. Control ambiental de la calidad del agua en el puerto de Tarragona. Informes trimestre 1, 2 y 3 de 2010.

Tecnoambiente. 2010. Plan de vigilancia ambiental para la séptima aportación de arenas a la playa de La Pineda.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a Puertos del Estado y a la Autoridad Portuaria de Tarragona la financiación para el desarrollo del proyecto de calibración y validación de la ROM 5.1 en el Puerto de Tarragona.

Parte de los trabajos desarrollados en este proyecto han sido financiados por el Plan Nacional de Investigación y Desarrollo (2009-2012) del Ministerio de Ciencia e Innovación (Proyecto CTM 2009-11206).

6.5.5. OPTIMIZACIÓN DE LA OPERATIVIDAD Y SEGURIDAD PORTUARIA

R. García-Morales[1], P. Magaña[1], S. Solari[1,2], D. García-Contreras[1], A. Baquerizo[1], M. Á. Losada[1]

1. Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales. Centro Andaluz del Medio Ambiente. Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada, España. afagm@correo.ugr.es, pmagana@ugr.es, ssolari@ugr.es, dario77@correo.ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es.

2. CMCISur – Universidad de la República. Martínez Trueba 1300. 11100 Montevideo, Uruguay. ssolari@fing.edu.uy

INTRODUCCIÓN

La función principal de los puertos es la de crear un área resguardada de las acciones del oleaje para que los buques puedan realizar las operaciones de carga y descarga en condiciones seguras. Con el paso del tiempo, debido a la evolución del comercio y el tráfico marítimo, los puertos han ido asumiendo nuevas funciones y proporcionando diferentes servicios, convirtiéndose en eslabones esenciales en la cadena de producción, que conforman centros productivos y logísticos de gran importancia para la economía de un país. Como dato significativo, en España, la actividad portuaria supone más del 1% del PIB nacional y emplea a más de 140.000 personas entre empleos directos e indirectos (Cendrero y Truyols, 2008).

En este contexto resulta obvio que la competitividad del sistema productivo de un país viene condicionada por la eficacia y eficiencia de sus puertos. Además, es esencial que los niveles deseados de operatividad se alcancen sin comprometer la seguridad de las operaciones portuarias. Por este motivo, se hace necesario realizar un análisis conjunto de la operatividad y seguridad en los puertos.

En este trabajo se presenta un modelo de gestión en tiempo real que considera el sistema portuario en su totalidad como un conjunto de elementos y de cadenas de actividades relacionados entre sí sometido a la ocurrencia de diversas amenazas. En él, el funcionamiento del puerto se simula con un modelo implementado como una ontología en la que el entorno portuario y su actividad se caracterizan teniendo en cuenta las distintas instalaciones portuarias, los servicios que proporciona, la organización de las actividades y los procedimientos de operación y el marco jurídico y normativo que lo regula. El modelo permite analizar de forma conjunta la seguridad y operatividad.

MODELO DE GESTIÓN EN TIEMPO REAL

Para el desarrollo del modelo de gestión portuaria es necesario realizar una descripción del entorno portuario. Éste puede definirse como el lugar en el que se realiza la actividad portuaria, que a su vez se define como el conjunto de operaciones y actividades que se desarrollan o están relacionadas con los puertos. Estas actividades se llevan a cabo través de la prestación de servicios a mercancías y buques, y haciendo uso de las instalaciones que facilita el puerto. El entorno portuario se rige por una serie de leyes y normas que proporcionan un marco jurídico y normativo, además de establecer un régimen económico en el que deben realizarse las actividades. Por otra parte, el entorno portuario está expuesto a una serie de amenazas que condicionan su fiabilidad, funcionalidad y operatividad.

En el modelo propuesto se realiza una partición del entorno portuario en zonas y se organiza la actividad portuaria en cadenas de actividades. El modelo considera también las posibles amenazas que se pueden presentar, así como los modos de fallo y de parada operativa asociados a ellas.

Partiendo de un estado de puerto, caracterizado por el conjunto de valores que toman los parámetros, el modelo simula la actividad portuaria a tiempo real, lo

que permite analizar los posibles fallos que afectan a la seguridad y operatividad, su propagación a lo largo de las cadenas y de los elementos y valorar los daños personales, al medio ambiente y las consecuencias económicas.

Alimentado con los datos simulados de los diferentes forzamientos (agentes climáticos, demanda, ocurrencia de accidentes…) permite cuantificar a diferentes escalas de tiempo (1) el riesgo asociado a una determinada amenaza entendido como el análisis estadístico de las consecuencias del fallo y (2) los beneficios y/o efectos adversos de una determinada configuración del puerto en términos de operatividad.

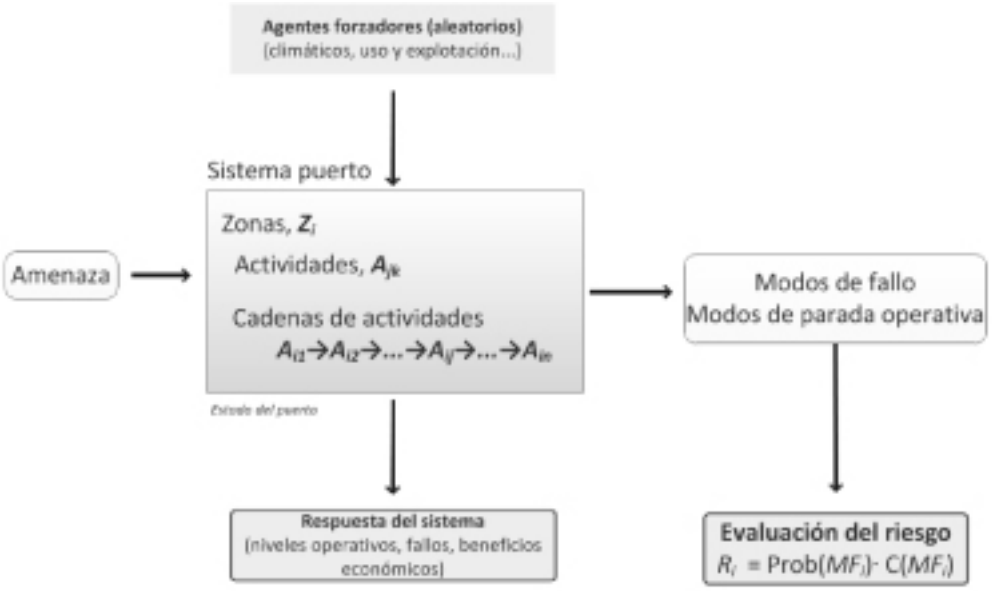


Figura 1. Esquema del modelo conceptual del puerto

Zonificación

El dominio portuario se organiza en zonas en las que se realizan el mismo tipo de operaciones. Una zona se define como una región del espacio incluida en el puerto en la que se llevan a cabo una o más actividades del mismo tipo, las cuales comparten un conjunto de componentes para su realización. De este modo, una paralización en una actividad afecta, en mayor o menor medida, al resto de actividades que se llevan a cabo en ella.

Actividades

Por otro lado, se define una actividad portuaria como el conjunto de operaciones y tareas que se realizan en las áreas portuarias con el objetivo de dar servicio a las mercancías y pasajeros que llegan a ellas y a todos los transportadores, especialmente los buques, y usuarios relacionados con las mercancías. Las actividades se clasifican según el objetivo que persiguen de forma individual en actividades de transporte, almacenamiento, industriales, de control, de comunicación, de espera, de servicio, de abastecimiento y recreativas. El modelo contiene para cada actividad la información relativa a los componentes que precisa para su ejecución entre los que se consideran los elementos, personas y procedimientos involucrados en la realización de la actividad.

Las actividades se realizan de forma secuencial, organizándose en cadenas de actividades que persiguen un objetivo más general. Según estos objetivos, las cadenas se clasifican en principales, secundarias y auxiliares.

Las cadenas principales engloban todas las actividades que realiza un transportador desde que da el aviso de llegada al puerto hasta que lo abandona, pa-

sando por la carga y descarga de la mercancía, y en el caso de los buques, las maniobras de acceso, atraque y abandono de la dársena.

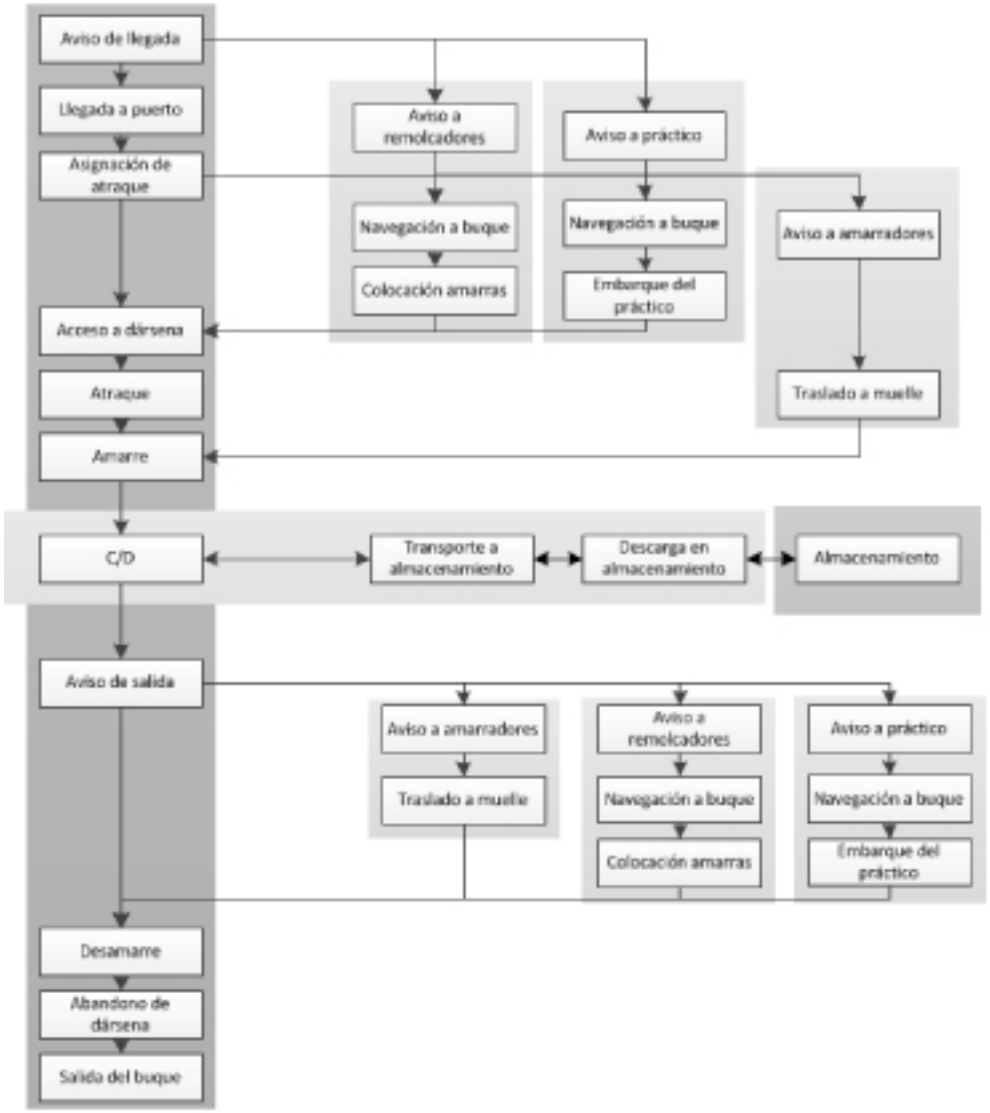


Figura 2. Ejemplo de estructura de las cadenas de actividades

Las cadenas secundarias engloban las actividades cuyo objetivo es que el puerto funcione de una manera segura y eficiente, y dentro del marco jurídico que regula el puerto. Estas cadenas se inician con determinadas actividades de las cadenas principales, y su ejecución completa es imprescindible para que la cadena principal pueda seguir realizándose. Dentro de las cadenas secundarias es importante diferenciar entre las cadenas que tienen inicio y final en diferentes actividades de la cadena principal y las cadenas que tienen inicio y final en la misma actividad.

El objetivo de las cadenas auxiliares es procurar el bienestar de las personas que se encuentran en el puerto.

Amenazas

El modelo considera asimismo las amenazas a las que está sometido el puerto que se definen como cualquier suceso que tiene el potencial de afectar de forma negativa a las personas, bienes, patrimonio artístico y medioambiental, o a la operativa habitual del puerto y de su entorno. Atendiendo a su naturaleza, las amenazas se clasifican en antisociales, latentes, del medio físico y debidas a

errores humanos. Se consideran asimismo como amenazas los modos de fallo que pueden desencadenar a su vez otros modos de fallo o paradas operativas.

Implementación

La información necesaria para definir el entorno y actividad portuaria, la estructura en la que debe organizarse y la gran variedad de las relaciones entre los elementos desaconsejan el uso de formas de representación tradicionales, como bases de datos. Por esta razón, se ha elegido la ontología como forma de representación del conocimiento, ya que permite realizar una definición jerarquizada y sistemática del dominio portuario, que facilita que la información pueda ser manipulada de manera funcionalmente parecida a como lo haría una persona (Neches et al, 1991). En una ontología se genera conocimiento nuevo al activar un motor de inferencia, que hace uso de los elementos introducidos y las reglas que los relacionan.

Ejemplo de aplicación

El modelo se ha aplicado para el estudio del rendimiento en términos de operatividad de diversas estrategias de gestión de un puerto ideal, situado en España y calificado como puerto de interés general, por tanto sujeto a la *Ley 33/2010*. En él se diferencian dos tipos de terminales, una terminal de graneles sólidos y una terminal de contenedores. La configuración del puerto se basa en la de un puerto con varias terminales, que cuenta con zonas comunes, como el acceso al puerto, instalaciones para las empresas prestatarias de servicios y control de puerto. El resto de zonas portuarias son propias de cada terminal.

Se ha tomado como intervalo de tiempo de estudio el año y el análisis de la operatividad se ha centrado en las zonas y servicios demandados por los buques o la mercancía que entra por vía marítima. De este modo, solo se han considerado las cadenas principales asociadas a los buques portacontenedores y de graneles sólidos. El puerto tiene una demanda anual de 792 buques, de los que 72 son graneleros y 720 son portacontenedores, de manera que el tiempo entre llegada de buques sigue una distribución exponencial. El estudio del rendimiento del sistema se ha realizado a través de los tiempos de espera en las diferentes áreas del puerto y las tasas percibidas por la Autoridad Portuaria.

RESULTADOS

El análisis de los resultados se estructura según las estrategias de gestión planteadas. En primer lugar se estudia cómo afecta el aumento del número de equipos disponibles para la prestación de servicios para un número concreto de atraques. En segundo lugar, se estudia el comportamiento del sistema según el número de atraques para una configuración fija de los servicios portuarios. En ambos casos, el estudio se hace conjuntamente considerando dos posibilidades que se han considerado para el canal de acceso: (a) una única vía de navegación y (b) dos vías de navegación, una para la entrada y otra para la salida. En último lugar, se analiza cómo afecta a la operatividad del puerto el establecimiento de unos umbrales de seguridad más o menos estrictos.

Efectos del número de equipos disponibles para la prestación de servicios

El comportamiento del puerto a través de las variables definidas para una configuración fija del puerto que consta de cuatro atraques, con las instalaciones necesarias para la carga o descarga simultánea de tres buques portacontenedores. Se han analizado los resultados para cuatro composiciones diferentes de equipos para la prestación de servicios:

- Dos prácticos, dos equipos de remolcadores y una cuadrilla de amarradores
- Dos prácticos, dos equipos de remolcadores y dos cuadrillas de amarradores

- Tres prácticos, tres equipos de remolcadores y dos cuadrillas de amarradores
- Tres prácticos, tres equipos de remolcadores y tres cuadrillas de amarradores

En la figura 3 se observa cómo se reduce el tiempo medio de fondeo al incrementar el número de cuadrillas de amarradores de uno a dos, pero se mantiene aproximadamente constante para las demás composiciones de equipos de servicios. Es decir, para un número mayor de equipos disponibles para la prestación de servicios, no se producen reducciones de espera. Este comportamiento hace pensar que para una configuración con 4 atraques en la terminal de contenedores, con instalaciones suficientes para la carga y descarga simultánea de dos buques, se alcanza un máximo de capacidad con dos prácticos, dos equipos de remolcadores y dos cuadrillas de amarradores. Las limitaciones de la operatividad no parecen por tanto estar en el tamaño de las plantillas de las empresas prestatarias de servicios.

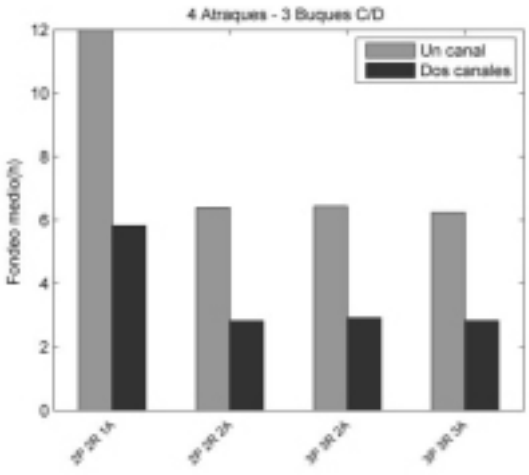


Figura 3. Tiempo medio de fondeo según disponibilidad de servicios portuarios

Efecto de la variación en la configuración física del puerto

Se han analizado asimismo las respuestas del sistema ante las variaciones en el número de atraques y de instalaciones para la carga y descarga de buques, fijando la composición de los equipos disponibles para la prestación de servicios en dos prácticos, dos equipos de remolcadores y dos cuadrillas de amarradores. Los resultados corresponden a las siguientes configuraciones de atraques (para todas ellas se supone que las instalaciones permiten realizar las operaciones de carga y descarga de forma simultánea):

- Dos atraques en la terminal de contenedores para operar con dos buques.
- Tres atraques en la terminal de contenedores, para operar con dos buques.
- Cuatro atraques en la terminal de contenedores para operar con dos buques
- Cuatro atraques en la terminal de contenedores, para operare con tres buques.

Se puede observar que los tiempos máximos y medios de fondeo se reducen al incrementar la capacidad de los atraques, especialmente para la configuración con un único canal para la entrada y la salida.

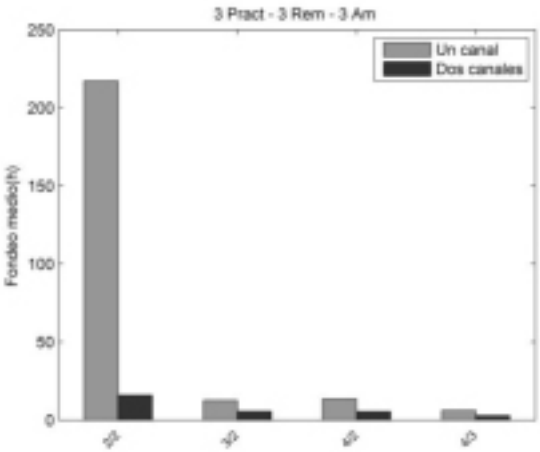


Figura 4. Tiempos medio de fondeo según configuración interna de la dársena

Variación de los umbrales de seguridad

El análisis de la seguridad se ha realizado con un estudio preliminar en el que se compara el efecto en el rendimiento operativo del sistema de la variación de los umbrales de seguridad especificados en los procedimientos de operación para las maniobras de carga y descarga. Se ha tomado como nivel de seguridad de referencia el determinado por las condiciones límite de operación fijadas en la ROM 3.1 – 99. A partir de estos valores, se han definido unos umbrales mayores,

que determinan un nivel de seguridad menor, y unos umbrales menores, que dan lugar a un nivel de seguridad mayor.

Se ha estudiado el comportamiento de la variable espera media para los siguientes casos:

	Prácticos	Eq. remolcadores	Eq. amarradores	Atraques
Caso 1	2	2	2	4
Caso 2	3	3	3	3
Caso 3	3	3	3	4

Tabla 1. Casos de estudio para el análisis de la seguridad

En la figura 5 se muestran los resultados de los casos simulados para la variable tiempo medio de espera. Se observa cómo aumentan los tiempos de espera al disminuir los umbrales climáticos, especialmente para los casos 1 y 2, lo que significa que en principio, un aumento de la seguridad va en detrimento de la operatividad. Para el caso 3 este aumento no es tan importante, lo que significa que una adecuado dimensionamiento del puerto puede dar niveles adecuados de operatividad sin comprometer la seguridad.

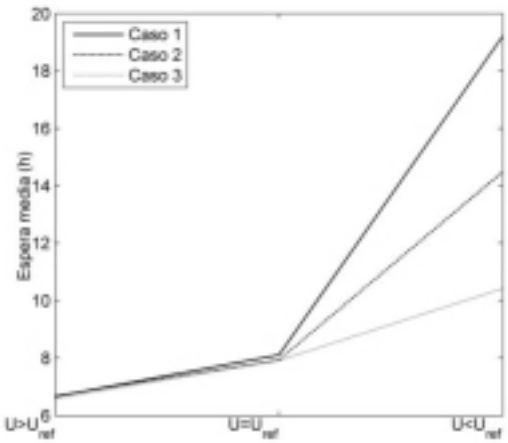


Figura 5. Variación de la espera media con los umbrales

Estos resultados muestran la importancia de tomar decisiones de gestión (en este caso sobre el establecimiento de los umbrales de operación) basadas en el conocimiento de las consecuencias que pueden tener tanto en la operatividad como en la seguridad.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presenta un modelo de gestión en tiempo real que considera el sistema portuario en su totalidad como un conjunto de elementos y de cadenas de actividades relacionados entre sí, sometido a la ocurrencia de diversas amenazas. En él, el funcionamiento del puerto se simula con un modelo implementado como una ontología en la que el entorno portuario y su actividad se caracterizan teniendo en cuenta las distintas instalaciones portuarias, los servicios que proporciona, la organización de las actividades y los procedimientos de operación y el marco jurídico y normativo que lo regula. El modelo permite analizar de forma conjunta la seguridad y operatividad.

El modelo se aplica para el estudio del rendimiento operativo de diversas estrategias de gestión de un puerto ideal. El análisis se centra en una serie de variables estadísticas que miden tiempos de parada y beneficio económico para la Autoridad Portuaria, que se han seleccionado como indicadoras de la respuesta del sistema. Del estudio comparado de las estrategias se han obtenido las siguientes conclusiones:

- El máximo rendimiento del puerto se consigue con una configuración de dos prácticos, dos equipos de remolcadores y dos cuadrillas de amarradores. Se observa asimismo que realizar ampliaciones en las dotaciones de servicios con respecto a ésta no supone una reducción de los tiempos de espera. Por tanto,

se puede concluir que la capacidad general del puerto no está limitada por la disponibilidad de servicios portuarios.
- El incremento de la capacidad de servicio de las dársenas se corresponde con un aumento de los rendimientos operativos del puerto.
- La configuración del canal de acceso con dos vías de navegación reduce en general los tiempos de espera de los buques con respecto a la opción de considerarlo con una única vía. Para algunas estrategias de gestión, esta mejora no es tan significativa, lo que junto con el incremento del riesgo en cuanto a la seguridad que supone, sugiere la conveniencia de centrar los esfuerzos en otro tipo de actuaciones en el puerto.
- Un aumento en los umbrales de seguridad provoca una disminución en la operatividad del puerto, cuya importancia depende de la configuración de sistema. De nuevo se observa que para algunas de ellas la mejora operativa puede no compensar la disminución de seguridad que conlleva adoptar umbrales menos estrictos.

Los resultados obtenidos ponen por otra parte de manifiesto la necesidad de la gestión portuaria persiga la adopción de estrategias óptimas, teniendo en cuenta de forma conjunta aspectos de operatividad y de seguridad.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el Ministerio de Fomento de España a través de los proyectos 53/08 y CIT-46000-2009-21.

REFERENCIAS

Cendrero B.; S. Truyols, 2008. El transporte. Aspectos y tipología. Madrid. 2008. Delta Publicaciones Universitarias. ISBN: 9788492453122

Neches, R.; Fikes R. E.; Finin, T.; Gruber, T. R.; Patil, R.; Senator, T.; Swartout, W. R. Enabling technology for knowledge sharing. AI Magazine, 12(3):16-36, 1991.

Sanchidrián, C. 1999. ROM 3.1-99 Configuración marítima del Puerto: canal de acceso y área de flotación. Puertos del Estado. ISBN 84-498-0513-9. Pp. 435

6.6 ESTRUCTURAS ANTIREFLEJANTES

6.6.1. DIQUES Y MUELLES ANTIRREFLEJANTES: CAJONES PARA LA ATENUACIÓN DE ONDAS DE BAJA FRECUENCIA

S. Martínez[1], J. Manuel[1], D. Yagüe[1], J.M. Garrido[2], D. Ponce de León[2], A. Berruguete[2], J.A. González-Escrivá[3], J.R. Medina[3]

1. CYES, S.A. Gerencia Marítima. C/J.J. Dominé nº 6 Pta.5 CP 46011 Valencia. smartinez@cyes.es
2. Iberport Consulting, C/Botiguers Nº 3 Planta 3 Puertas AB (Parque Empresarial Táctica) 46980 Paterna (Valencia) jgarrido@cyes.es
3. Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, s/n. 46022 Valencia. jrmedina@cyes.es

INTRODUCCIÓN

La expansión del transporte marítimo en los últimos años ha propiciado la extensión de las zonas portuarias y el aumento de calados. Tanto la Administración como la industria constructora española llevan años impulsando y desarrollando la tipología de diques y muelles con cajones prefabricados de celdas aligeradas. Las ventajas (plazos, costes, impacto ambiental, etc.) son bien conocidas, pero la gran reflectividad del paramento vertical plantea en ocasiones problemas relevantes (aumento de la agitación de dársenas, interferencia a la navegación, etc.) que pueden reducir la operatividad portuaria y generar impactos ambientales no deseados. Además, todo el proceso de diseño, cálculo y construcción de diques y muelles de cajones convencionales está sólidamente implantado en España y se viene aplicando con éxito desde hace muchos años; así pues, resulta imperiosa la necesidad de reducir la reflexión del oleaje en paramentos verticales. El Proyecto CADIMA ("Diseño y adaptabilidad de CAjoneros convencionales para la construcción de DIques y Muelles Antirreflejantes") tiene como objetivo principal la obtención de reglas de diseño y adaptación de cajoneros convencionales a la producción de cajones antirreflejantes (ARs), para su uso en la construcción de diques de abrigo y muelles de baja reflectividad. CADIMA, que continúa la línea de investigación del Proyecto MUCAR (ver Garrido et al., 2010, y Martínez et al., 2010), tiene dos líneas fundamentales de investigación: (1) el estudio de alternativas tecnológicas viables para el diseño y construcción de cajones ARs similares a los convencionales y (2) el análisis y la experimentación física de la eficacia AR de los circuitos de celdas múltiples (Medina et al, 2009 y González-Escrivá et al., 2011) adaptables a oleaje y ondas de baja frecuencia.

En relación a esta última tipología de oleaje, cabe señalar que las ondas largas con gran periodo y gran longitud siguen provocando en la actualidad graves problemas asociados a los grandes temporales que repercuten en los fenómenos de resonancia de dársenas e incluso en el cierre de los puertos. Para este caso se presenta igualmente una solución consistente en la unión de un mayor número de celdas interiores formando circuitos de gran recorrido en el seno de la manga completa del cajón.

PATENTE DE CIRCUITOS DE CELDAS MÚLTIPLES PARA BAJAS FRECUENCIAS

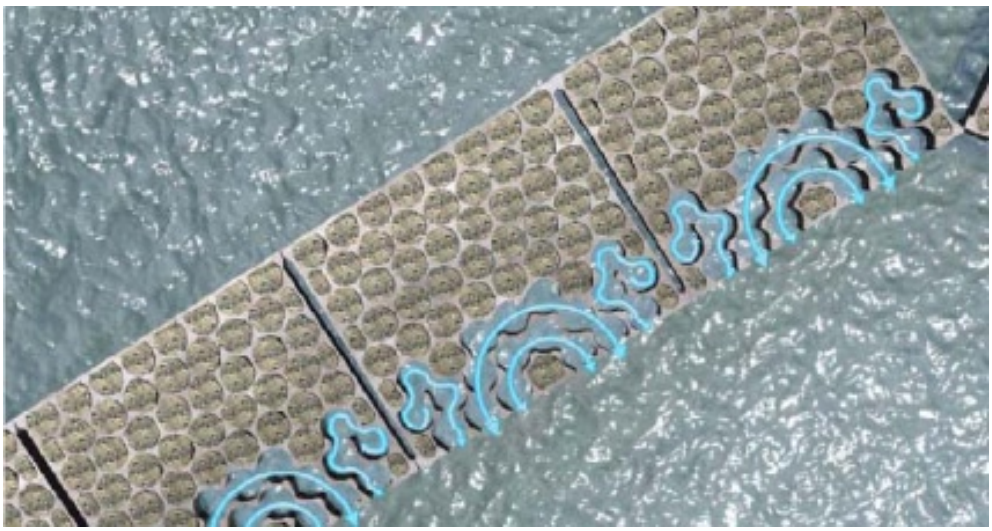
El nuevo diseño de cajón antirreflejante adaptable a oleaje y ondas de baja frecuencia ha sido presentado como patente de invención ante la Oficina Española de Patentes y Marcas (Medina et al., 2009) bajo el título de "Estructura marítima vertical con cámaras de unidades múltiples para la atenuación de la reflexión del oleaje". Igualmente, se cuenta con la solicitud a nivel europeo con número PCT/EP2010/068000 (23 noviembre de 2010).

La principal aportación del cajón con circuitos de celdas múltiples consiste en disponer circuitos internos de diferente longitud de recorrido (pudiendo ser así de mayor longitud que el ancho del cajón) que permitan disminuir la reflexión en un mayor rango de frecuencias y adaptar las características antirreflejantes

del cajón para solucionar problemas específicos en la ubicación de las obras. Según las experiencias previas para diseños antirreflejantes con tipología Jarlan (Jarlan, 1961), la longitud de los circuitos de celdas debe aproximarse al 20% de la longitud de onda para ser efectivo en la atenuación de la misma.

En otras palabras, el objetivo consiste en poder disponer de unos cajones antirreflejantes "a la carta" justificados para las necesidades del Cliente. Así pues, la aplicación del concepto de circuito de celdas múltiples permite que unos cajones puedan diseñarse para ser efectivos frente a resonancia de dársenas, otros frente a oleajes de corto periodo, otros para las condiciones particulares de los temporales incidentes desde la bocana del puerto e incluso cualquier combinación (Fig.1) de las condiciones descritas alternando la disposición de cajones de diferentes características antirreflejantes.

Figura 1. Simulación de los circuitos generados en el interior de las celdas de los cajones



ENSAYOS 2D A ESCALA 1:35

Los ensayos 2D a escala 1:35 con oleaje regular e irregular se han llevado a cabo en el canal de ensayos de oleaje y viento del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV) sobre secciones de muelle antirreflejante, estando prevista la modelización de secciones de dique durante el otoño de 2011 (mismas secciones y ensayos que los realizados a escala 1:12). El canal tiene dimensiones 30 x 1.2 x 1.2 m con un falso fondo, para estabilizar la corriente de retorno durante los ensayos, que eleva el fondo 0.25m en la zona del modelo. El sistema de generación de oleaje es de traslación con un pistón accionado mediante motor eléctrico y sistema AWACS de absorción activa de reflexiones.

Las secciones y el clima seleccionados son característicos de las costas del litoral mediterráneo y atlántico español, y por lo tanto, representativas de la práctica totalidad de los diques y muelles en dársenas de puertos españoles. El esquema instrumental empleado incluía, además de los registradores de oleaje, sensores de presión para determinar las presiones sobre los paramentos, así como la subpresión y un dispositivo para registrar el rebase. En la Fig. 4 se muestran las distintas tipologías y casos ensayados:



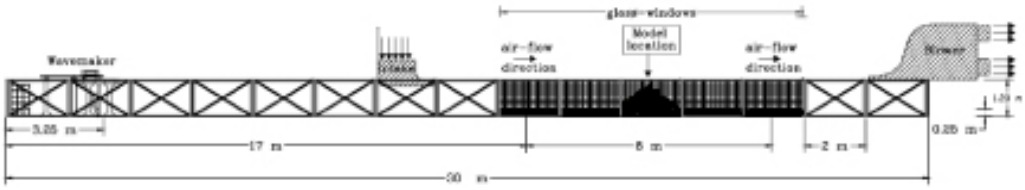


Figura 2. Características geométricas del canal de oleaje y viento del LPC-UPV

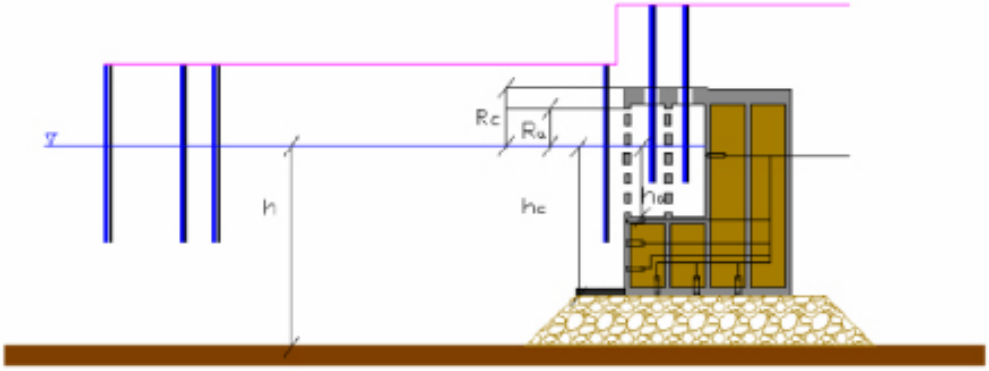


Figura 3. Esquema de la sección tipo muelle y disposición de los sensores



Figura 4. Tipologías de muelle antirreflejante ensayadas a escala 1:35 en el LPC-UPV

El análisis de los resultados obtenidos en los ensayos de la Zona Mediterránea se representa en la Fig. 5, en la que se muestra la gráfica comparativa de los modelos M1-M2 y M3, empleando técnicas de análisis basadas en redes neuronales podadas (Garrido et al, 2010). . La gráfica representa la energía reflejada frente al parámetro adimensional B/L (ancho de cámara dividido por la longitud de onda en dársena). Discretizando por frecuencias, puede concluirse que el modelo M3 multicircuito es más eficaz que el M2 y M1 (Jarlan 2 a 2) en las bajas frecuencias (Tp>11s) y en las altas (Tp<6s), aunque pierde su eficacia en las medias (6<Tp<11s). Entre los modelos M1 y M2, la diferencia reside en la altura de la cámara. Por tanto, una altura mayor (M2) se comporta de forma similar en las bajas frecuencias, mejor en las medias, y mucho peor en las altas.

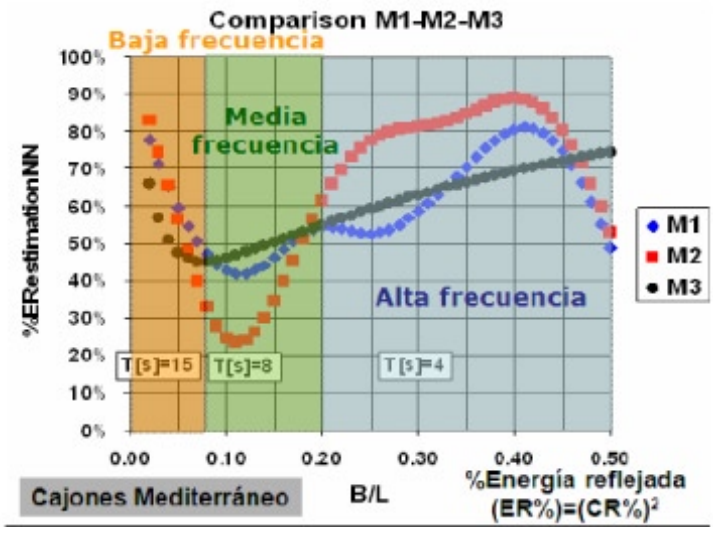


Figura 5. Gráfica comparativa de Energía reflejada en modelos de cajones Mediterráneos (E 1:35)

ENSAYOS 2D A ESCALA 1:12

Unas semanas antes de la celebración de las XI Jornadas en las Palmas de Gran Canaria, se han iniciado los ensayos de oleaje y viento a escala 1:12 en las instalaciones del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX - Madrid). Los principales modelos son los denominados CYES-A, tanto para Diques y Muelles con circuitos cortos y medios, y CYES-R con circuitos largos para verificar la eficacia antirreflejante frente a oleaje y ondas de baja frecuencia y fenómenos de resonancia (Fig. 6, 7, 8 y 9). Asimismo, la sección impermeable también se ensayará para ambos casos estableciendo así la referencia con la que comparar las distintas tipologías antirreflejantes.



Figura 6. Vista general del canal 2D de oleaje y viento en las instalaciones del CEDEX

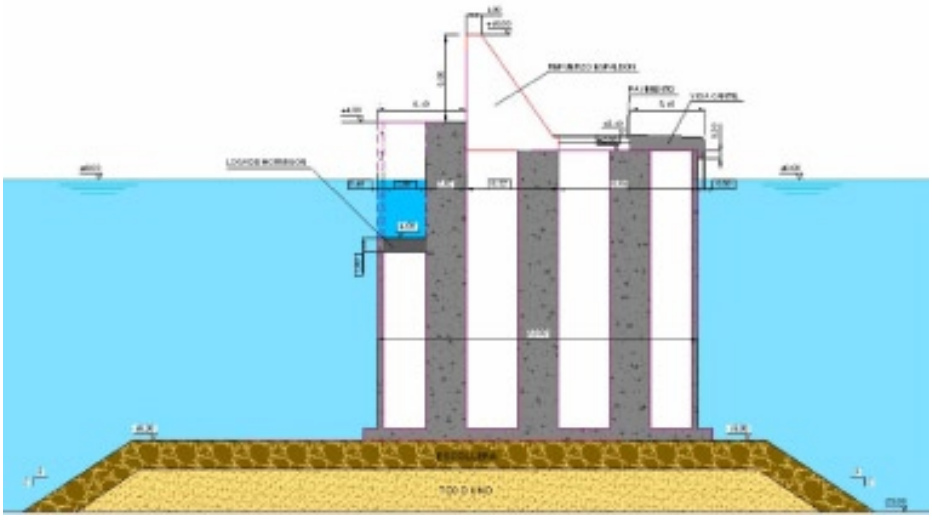


Figura 7. Sección tipo CYES-A en Diques. Cota de espaldón de +10 m y +13 m

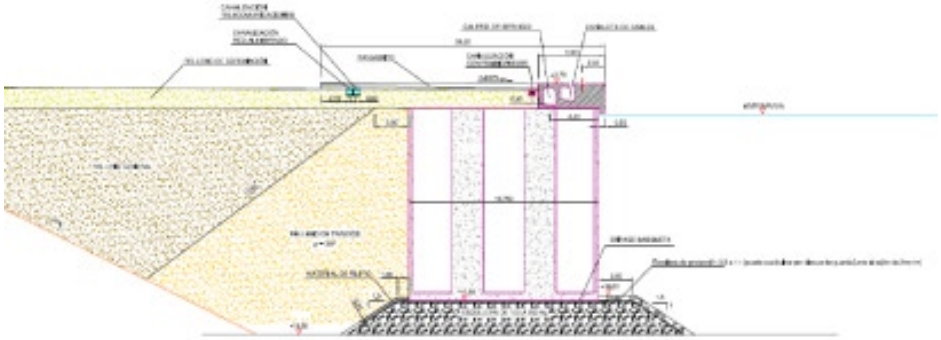


Figura 8. Sección tipo CYES-A y CYES-R en Muelles.

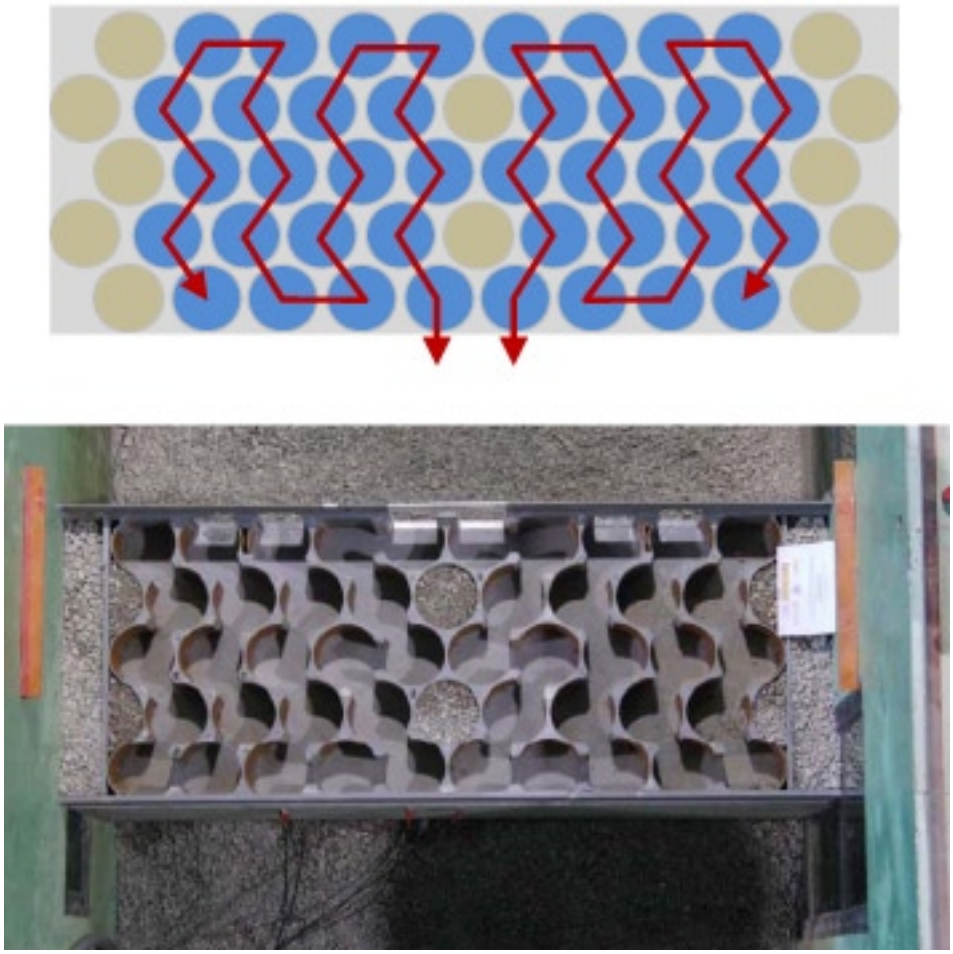


Figura 9. Vista en planta Cajón CYES-R para resonancia de dársenas

EXPERIENCIA EN EL CAJONERO CYES

La viabilidad constructiva de las aberturas en celdas para el cajón antirreflejante se ha verificado en las obras de la Ampliación Norte del Puerto de Valencia mediante la construcción de algunas ventanas en un cajón convencional prefabricado en el cajonero CYES. Todos los problemas constructivos asociados al diseño de cajón antirreflejante (encofrado interior, ventanas exteriores, remolque y fondeo) han sido probados con éxito a escala prototipo. Tal es el caso de la adaptación de los encofrados y el sistema de trepado, la redistribución de los apoyos y cargas, la estabilidad asimétrica, el deslizado sin hormigón, impidiendo la entrada de agua en las aberturas exteriores, la flotabilidad durante la botadura, navegabilidad durante el remolque, las operaciones de fondeo y por último y más importante, la continuidad de los trabajos en coronación de cajón para no inducir nuevas técnicas distintas a las desarrolladas sobre un cajón convencional.



Figura 10. Instalación del cajonero CYES



Figura 11.Fabricación de cajones "estadio". Obras de Ampliación Norte del Puerto de Valencia

CONCLUSIONES PRELIMINARES

Finalmente, como conclusiones preliminares, los autores pueden destacar que se ha logrado alcanzar todos los objetivos marcados en el proyecto, destacando la viabilidad constructiva del cajón antirreflejante y la comparativa en plazos de ejecución con los cajones convencionales y tareas sucesivas en coronación. Cabe recalcar el nuevo concepto de cajón multicircuitos, compuesto por cámaras de disipación con circuitos de unidades múltiples de celdas con longitud mayor que la anchura de la zona antirreflejante, mejorando considerablemente las clásicas estructuras tipo Jarlan. Todo ello se verifica frente a diversas condiciones de ondas y viento mediante la modelización 2D en el LPC-UPV (1:35) y en el CEDEX-CEPYC (1:12) de distintas secciones. La combinación de distintos tipos de circuitos puede proporcionar solución a problemas muy diversos de forma satisfactoria permitiendo disponer de unos cajones antirreflejantes "a la carta".

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Ministerio de Fomento y al de Ciencia e Innovación la financiación del Proyecto CADIMA (Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011) y a la A.P. de Valencia el facilitar los trabajos y ensayos con ventanas durante la ejecución de las obras de la Ampliación Norte del Puerto de Valencia.

Del mismo modo, los autores desean aprovechar esta oportunidad para dar la enhorabuena a todos los organizadores y patrocinadores del XI Congreso en Las Palmas de Gran Canaria por su magnífica acogida a todos los participantes y agradecer la oportunidad brindada.

REFERENCIAS

Garrido, J., Ponce, D., Berruguete, A., Martínez, S., Manuel, J., Fort, L., Yagüe, D., González-Escrivá, J. y Medina, J. 2010. Study of Reflection of New Low-Reflectivity Quay Wall Caisson. Proc. ICCE 2010. ASCE, Paper No. 213 (in press).

González-Escrivá,J. A.Ripoll,E.,Zarranz,G.,and Medina,J.R.,2011.Libro de Resúmenes de las XI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos, pp 190-191.

Jarlan G.E.(1961) , "A perforated vertical breakwater" , The Dock and Harbour Authorit y, Vol.41 n°486, pp. 394-398

Martínez, S.M., Manuel, J., Yagüe, D., Garrido, J.M., Ponce de León, D., Berruguete, A., González-Escrivá J.A. and J.R. Medina. 2010. Designing a new low-reflextivity quay wall caisson. Proceedings of the PIANC MMX Liverpool Congress, Paper N.146.

Medina, J.R., González-Escrivá J.A., Fort, L., Martínez, S.M., Ponce de León, D., Manuel, J., Yagüe, D., Garrido, J.M. y A. Berruguete. 2009. Estructura Marítima

Vertical con Cámaras de Unidades Múltiples para la Atenuación de la Reflexión de Oleaje. Patente 200931049-OEPM.

Medina, J.R., 2001. "Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing". Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol.127 Nº4, pp 213-221.

6.6.2. ESTUDIO DE MUELLES ANTIRREFLEJANTES DE BAJA FRECUENCIA

J. A. González-Escrivá, E. Ripoll, G. Zarranz y J. Medina

Laboratorio de Puertos y Costas. Universidad Politécnica de Valencia
jgonzale@upv.es, enrido@cam.upv.es, guizarbu@upvnet.upv.es, jrmedina@upv.es

INTRODUCCIÓN

El muelle es la estructura marítima diseñada para facilitar las operaciones de atraque y amarre de embarcaciones, generalmente ubicada en una zona abrigada en el interior de una dársena portuaria. La tipología más habitual para un muelle es la de una estructura con un frente vertical constituido por cajones o bloques, Si el frente vertical se extiende hasta las proximidades del fondo, el muelle reflejará el oleaje incidente que penetre en la dársena o el que puedan producir los buques. Así pues, dependiendo del oleaje incidente, de la geometría de la dársena y de las características reflejantes de los contornos de ésta, el muelle, o las distintas alineaciones de muelles en la dársena pueden producir una amplificación local de la energía de las ondas existentes reduciendo la seguridad y limitando la operatividad del muelle o incluso de otras zonas portuarias. Estas variables, además, variarán con la evolución de los entornos portuarios con ampliaciones, dragados, etc. al modificar la geometría portuaria, o con el cambio en las condiciones medioambientales con las consiguientes alteraciones sobre la seguridad y operatividad en la operación marítima en el área.

El estudio de las características de agitación o resonancia en una dársena o en una determinada área portuaria, con muelles verticales convencionales, se efectúa a partir del conocimiento del comportamiento de ésta a lo largo del tiempo o, en su defecto, mediante estimación teórica simplificada para algunos casos sencillos, o con modelos numéricos y/o físicos a escala reducida para el resto. De esta forma, puede optimizarse el diseño portuario en planta, al desestimar las geometrías con probable acumulación de energía para oleaje y ondas largas.

Por otra parte, existe la posibilidad de reducir la potencialidad reflexiva de los muelles y estructuras marítimas con frente vertical, con el consiguiente mejora de las condiciones de agitación en el área portuaria afectada. Para atenuar la reflexión del oleaje y con ello la amplificación de la energía dentro de las dársenas o áreas de flotación próximas, es conocida la incorporación a la estructura de elementos constructivos complementarios para reducir la reflectividad en las áreas de flotación, como taludes protegidos con escollera, playas y muelles claraboya. Asimismo, se han desarrollado una variedad de tipologías de elementos constructivos antirreflejantes que permiten reducir la reflexión de forma más eficiente pero que presentan problemas diversos, destacando principalmente su escasa eficacia para atenuar la reflexión de ondas de baja frecuencia y periodos largos.

Las soluciones antirreflejantes más frecuentes son las que incorporan una o varias cámaras perforadas mediante modificaciones estructurales en una estructura tipo Jarlan (Jarlan, 1961). En todas estas estructuras conocidas los efectos técnicos para proporcionar la atenuación de la reflexión son la disipación de energía por turbulencia y fricción generada en la pared permeable y, sobretodo, la reducción de la reflexión por disipación de energía mediante el proceso de superposición de trenes de oleaje incidentes sobre la pared frontal y reflejados en la pared impermeable posterior, con diferente ángulo de fase, sentido de propagación y dirección en su caso.

Estas soluciones antirreflejantes para muelles, si bien pueden representar una mejora en las condiciones de agitación de una zona portuaria, introducen un

nuevo parámetro: el coeficiente de reflexión de la estructura, que además de ser de difícil determinación puede ser variable con las condiciones medioambientales, afectando al estudio de las características de agitación. Por otra parte, la escasa experiencia en existente y la complejidad del fenómeno que produce la disipación de energía hace necesaria la modelización física a escala para la obtención de las propiedades antirreflejantes del muelle. Además, los posibles efectos de escala derivados de los fenómenos viscosos aconsejan la realización de ensayos a gran escala en los que estos efectos sean mínimos.

Los resultados para estructuras antirreflejantes tipo Jarlan muestran su eficacia en la reducción de la reflexión del oleaje si el tiempo de ida y vuelta del flujo entre el paramento frontal y el trasero es aproximadamente la mitad del periodo de la onda incidente, produciéndose es ese caso, una interferencia significativa entre reflexión y oleaje incidente.

En otras palabras, si la anchura de la zona antirreflejante del dique o muelle es mucho menor que la cuarta parte de la longitud de onda, la efectividad antirreflejante es muy baja. Suponiendo que este resultado es aplicable también a ondas de baja frecuencia, el diseño correspondiente conllevaría la necesidad de reservar mucho espacio para la zona antirreflejante generando elevados costes de construcción.

MUELLES ANTIRREFLEJANTES PARA BAJA FRECUENCIA. CIRCUITOS.

Los mecanismos y soluciones para atenuar el oleaje y las ondas de baja frecuencia en estructuras marítimas verticales como muelles y diques verticales con las anchuras y métodos constructivos habituales han sido analizados en el proyecto de I+D+I "Diseño y adaptabilidad de CAjoneros convencionales para la construcción de DIques y Muelles Antirreflejantes" (CADIMA, 2009-2011I), financiado por los Ministerios de Fomento y el de Ciencia e Innovación en el Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011, en el que han participado la Universidad Politécnica de Valencia, la constructora CYES y la consultora Iberport.

En este contexto, se presenta el nuevo concepto de circuito (Medina y otros, 2009) permite el diseño de estructuras marítimas verticales con un mejor comportamiento antirreflejante frente a oleaje (Garrido et al., 2010, y Martínez et al., 2010) extendiendo la capacidad antirreflejante teórica de muelles para la atenuación de ondas de baja frecuencia sin incrementar las dimensiones habituales de los cajones o bloques habitualmente utilizados constructivamente. El nuevo diseño de cajón antirreflejante basado en el concepto de circuito, es adaptable a oleaje y ondas de baja frecuencia, incorporando diferentes cámaras de disipación con lo que se persigue la implementación de los efectos técnicos de las estructuras de tipo Jarlan, extendiendo, como novedad, las diferentes cámaras de disipación horizontalmente formando circuitos de celdas a lo largo de diferentes direcciones. Los circuitos así creados permiten una extensión del recorrido de la circulación del flujo inducido por el oleaje aumentando consiguientemente la eficiencia teórica de los mismos frente a las ondas de frecuencias más bajas.

En la figura 1 se muestra la sección transversal tipo del muelle con el cajón antirreflejante cyes-R, diseñado específicamente para la atenuación de onda larga (periodos comprendidos entre 60 y 200 s).

El diseño en planta de los circuitos para la sección muelle cyes.R (A), implica la conexión entre sí de las celdas esquematizadas en la figura 2. Esta configuración define 2 circuitos de 23 celdas de longitud cada uno con varios cambios en la dirección del flujo a lo largo del circuito y aberturas en el paramento frontal para las dos celdas centrales.

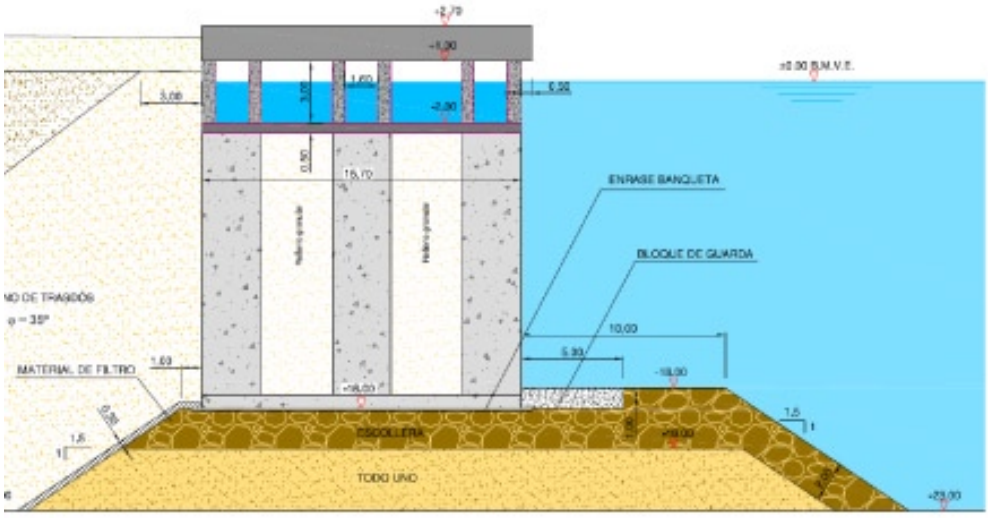


Figura 1. Alzado de la sección tipo con el cajón cyes-R

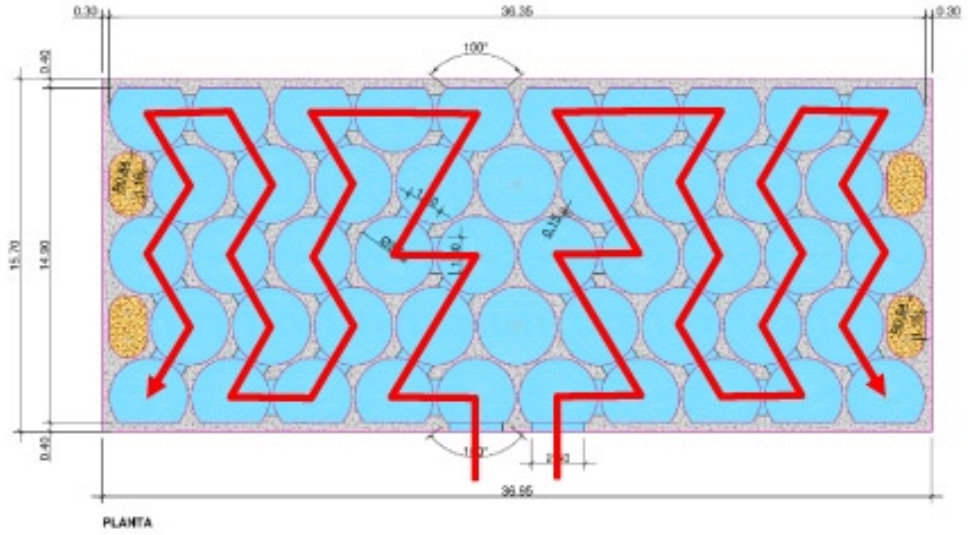


Figura 2. Dimensiones en planta del cajón cyes-R (A) para atenuación de onda de baja frecuencia.

EXPERIMENTACIÓN FÍSICA A GRAN ESCALA DEL MUELLE CYES-R

Para la validación y verificación de las características antirreflejantes de los diseños obtenidos para dique y muelle en el proyecto CADIMA, se programa y se licita mediante concurso público la realización de ensayos físicos a gran escala con oleaje y viento. Si bien en ambos casos, el minimizar los posibles efectos de escala producidos con oleaje no rompiente por las fuerzas viscosas requiere la realización de ensayos a gran escala para que el flujo en el interior de la estructura sea turbulento en el modelo, los ensayos para secciones antirreflejantes frente a onda larga requieren la definición y diseño de una metodología experimental específica.

Nueva metodología experimental para la sección cyes-R

El objetivo de los ensayos 2D a gran escala con oleaje y viento es la verificación de las características de las secciones antirreflejantes muelle CYES-R para oleaje de baja frecuencia para condiciones de ondas correspondientes al Mediterráneo tanto en fase de servicio como en el límite del diseño ante el temporal de cálculo. Asimismo, además de la verificación de la energía reflejada en las situaciones de ensayo se determinará el comportamiento de la sección respecto de los remontes, rebases, presiones y subpresiones minimizando los posibles efectos de escala y de modelo.

La metodología experimental para el análisis de estructuras antirreflejantes ante onda de baja frecuencia se diseña produciendo una acumulación de energía inicial y un proceso de amortiguamiento posterior, en cada ensayo (figura 3), mediante la generación de ondas de baja frecuencia. Para ello, el sistema de absorción activa de reflexiones del sistema generador de oleaje deberá estar desactivado. Puesto que la amplificación se producirá según los modos resonantes del recinto delimitado entre la pala generadora de oleaje y el modelo, las características de las ondas deberán ser: pequeña amplitud y periodos de onda próximos a los periodos resonantes.

Asimismo, el volumen comprendido entre las paredes y el fondo del canal y la pala generadora de oleaje y la sección del muelle, debe ser impermeable para que no existan fugas que puedan enmascarar el proceso de atenuación de oleaje que sólo será debido al propio canal-dársena y a la sección antirreflejante. Para ello tanto la pala generadora como el modelo deberán ser estancos, debiendo asegurar una transmisión de energía nula.

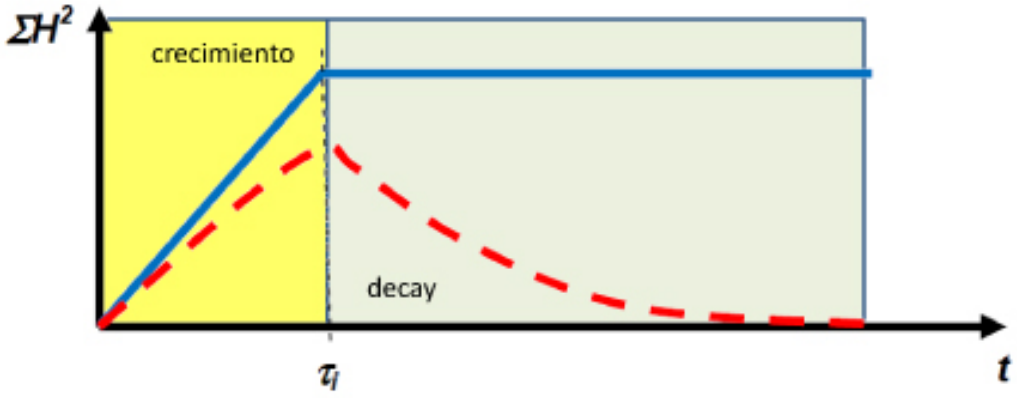


Figura 3. Gráfica de la variación de energía supuesta durante de un experimento para la sección impermeable y la sección antirreflejante cyes-R

En estas condiciones, el resultado esperado de los ensayos de acumulación de energía esquematizado en la figura 3, representa la energía acumulada mediante ΣH2 frente al tiempo transcurrido. El sistema de generación estará actuando desde t=0 (rampa de arranque) hasta t=ti (siendo i el contador del número de ensayo), deteniéndose suavemente (transición de parada) en t=ti. El tiempo ti será aquél en el que no se produzca rebase o se estabilice la energía (es decir, se repita el valor de la altura de ola H sin incrementarse ésta).

La línea continua en el esquema de la figura 3 representa el proceso de acumulación de energía esperado en el caso de pala generadora estanca y sección ensayada impermeable con reflexión total (ensayo de calibración). Desde t=0 hasta t=ti se produce un proceso de acumulación de energía creciente, estabilizándose al alcanzar t=ti. En el caso de ensayo de resonancia con la sección antirreflejante CYES-R, el comportamiento debe verse afectado por la menor reflexión de la estructura como se esquematiza por la línea a trazos. El incremento de energía experimentado entre t=0 y t=ti es claramente inferior al correspondiente a la sección impermeable y a partir de t=ti se experimenta un proceso de disipación de energía (decay) en el tiempo al cesar la acción del generador de oleaje.

Experimentación física a gran escala de la sección cyes-R

El adjudicatario para la realización de los ensayos físicos a gran escala con oleaje y viento resulta ser el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), utilizándose para ello el canal de oleaje gran escala de las instalaciones del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC). Las características geométricas del canal de oleaje de grandes dimensiones (90 m de largo, 3.6 de ancho y profundidades entre 6 y 4.5 m) permiten la realización de los ensayos de la sección cyes-R

a la escala 1:11.6, mayor, que la requerida según el estudio teórico de 1:12. Por otra parte, la pala generadora es de tipo rotacional con la cara interior estanca y el sistema de absorción activa de reflexiones puede ser desconectado.

El modelo se construyó de forma que el recinto entre las paredes y el fondo del canal, la pala generadora de oleaje y el modelo fuera estanco, sellándose las juntas correspondientes de forma que podía conseguirse que el resto del canal se encontrase en seco (ver figuras 4a y 4b).



Figura 4. a) izquierda: parte trasera de la pala generadora de oleaje, y b) derecha: nivel de agua en la parte frontal del modelo hasta la coronación del mismo y seco en la parte posterior.

El esquema instrumental utilizado en la experimentación se representa en la figura 5, donde se muestra la posición de las sondas de nivel y de los sensores de presión para medición de oleaje en el fondo del canal.

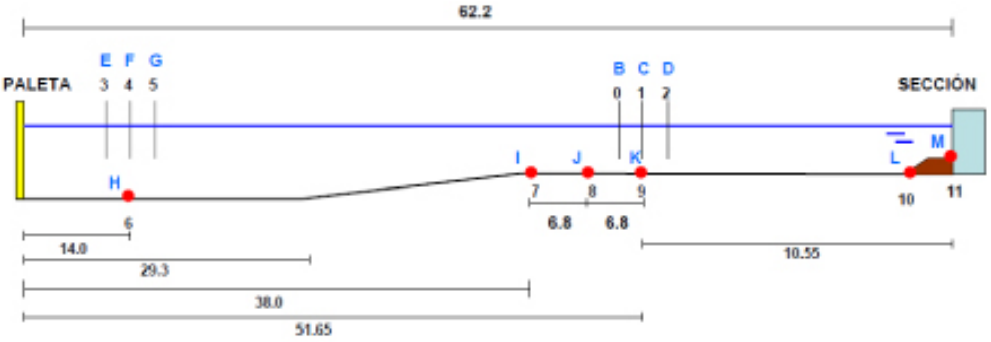


Figura 5. Esquema instrumental experimental para los ensayos de la sección cyes-R (medidas en modelo)

Los periodos resonantes de la dársena generada entre la pala generadora del oleaje y el modelo en sus modos 1 y 2 fueron 45 y 90 s, respectivamente, ensayándose además de éstos otros periodos considerándose, asimismo, dos amplitudes por cada periodo.

Adicionalmente a la sección cyes-R (A) representada en la figura 2, se ensayaron 2 secciones antirreflejantes adicionales, además de la sección impermeable que constituye la referencia de comparación.

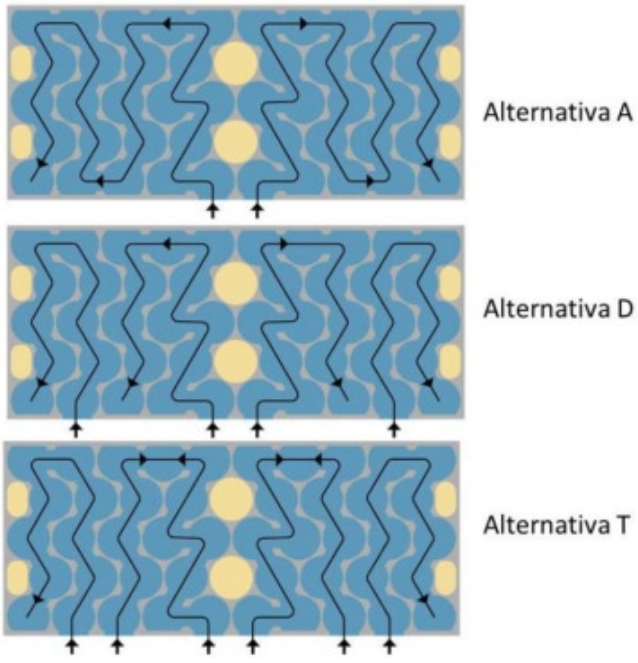


Figura 6. Distintos cajones solución para la sección cyes-R

Resultados preliminares de la experimentación sobre la sección cyes-R

En la fecha de la realización de las XI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos aún se estaban realizando ensayos correspondientes a las alternativas D y T, por lo que únicamente se presentan los resultados correspondientes a la alternativa A comparada con la sección impermeable (figura 6).

Se ha realizado un análisis en el dominio de la frecuencia del registro del sensor de nivel situado próximo al modelo, obteniéndose la acumulación de frecuencias en los modos resonantes. Como ejemplo, se representa en la figura 7 el análisis efectuado para un ensayo con periodo en prototipo de 300 s, observándose cómo la energía se distribuye frecuencialmente entorno a las frecuencias resonantes.

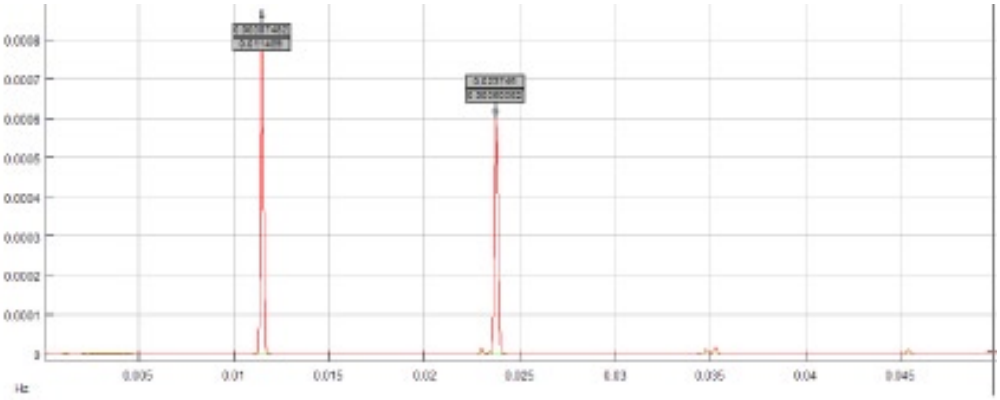


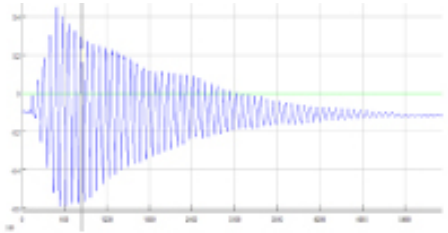
Figura 7. Análisis espectral de ensayo con periodo en prototipo T=300 s de la sección cyes-R

Los registros temporales de las serie de elevaciones de la superficie libre registrada en el sensor 9, situado a aproximadamente 10 m del paramento frontal del modelo, para las secciones antirreflejante cyes-R (A) y para la sección vertical impermeable, correspondiente a ensayos con periodo de 90 s (en prototipo), se representan en las figuras 8a y 8b, respectivamente. La escala de tiempos se ha escalado haciendo coincidir los valores situados en la misma vertical para una mayor facilidad en la comparación.

La reducción de las ondas registradas es evidente, haciéndose despreciable en el caso de la sección cyes-R (A) para un valor del tiempo de ensayo igual a 5000 s (en prototipo), no llegando a atenuarse en la sección impermeable para un tiempo de 12000 s (en prototipo) en el que se interrumpe el ensayo.

El registro temporal de la serie de elevaciones de la superficie libre registrada por los sensores distribuidos en el canal se analizó en el dominio del tiempo obteniéndose una aproximación a la energía del oleaje mediante el cálculo del valor del cuadrado de la altura de ola aplicando una ventana rectangular de ancho igual al periodo resonante asociado al modo 1.

a)



b)

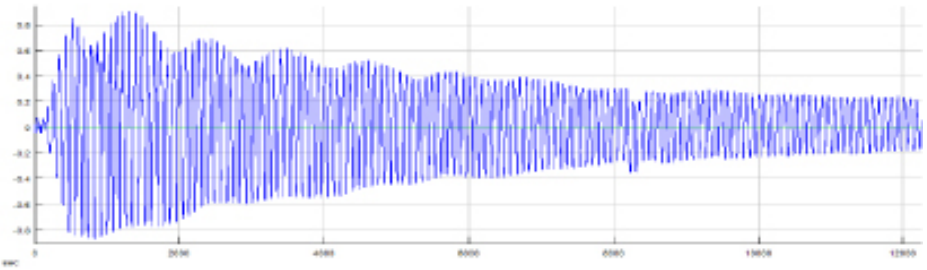


Figura 8. Registro temporal del sensor 9 para oleaje con periodo 90 s (prototipo) para: a) la sección cyes-R (A), y b) la sección impermeable

Las figuras 9a y 9b muestran la estimación de la variación de la energía en el tiempo para cada registro instrumental, identificándose mediante la distancia del mismo al generador de oleaje, para la sección cyes-R (A) y para la sección vertical impermeable, para el ensayo correspondiente a 90 s de periodo en prototipo.

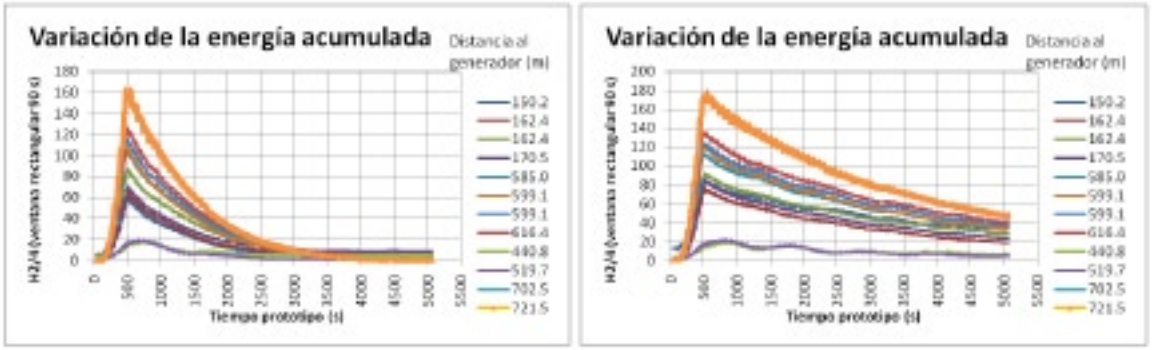


Figura 9. a) izquierda: registros temporal instrumentales para oleaje con periodo 90 s (prototipo), para a)) la sección cyes-R (A), y b) la sección impermeable

El estudio de los tiempos de vida media de la energía, considerados éstos como el tiempo en el que la energía se transforma en la mitad de la energía inicial al comienzo de la fase de amortiguamiento (decay) proporciona valores del tiempo de vida media de energía de la sección cyes-R (A) respecto de la sección impermeable de 2 y 3.5 veces inferior, para los casos de periodos 45 s y 90 s (en prototipo), respectivamente.

CONCLUSIONES

El nuevo concepto de circuito (Medina et al., 2009) permite extender la experiencia en secciones antirreflejantes eficientes frente a oleaje a casos de onda de baja frecuencia. La posibilidad de diseñar estructuras marítimas con circuitos de longitud mayor que el área antirreflejante e incluso mayor que el ancho de la estructura marítima, lo cual incrementa la eficiencia de la estructura frente a las ondas de frecuencias más bajas. Se ha aplicado específicamente el concepto de circuito para el diseño de una estructura marítima denominada cyes-R para atenuar ondas de periodos entre 60 y 200 s.

Se hace necesaria una nueva metodología experimental para el estudio en modelo físico a escala de la eficiencia de secciones antirreflejantes frente a ondas de baja frecuencia. Se ha definido esta nueva metodología que permite la validación del concepto de circuito en secciones antirreflejantes diseñadas para la atenuación de onda de baja frecuencia.

Se han llevado a cabo ensayos a escala 1:11.6 de la sección cyes-R en el canal de oleaje de grandes dimensiones del CEDEX-CEPYC. Los resultados preliminares del análisis frecuencial muestra la transformación de la frecuencia propia de la onda generada en las naturales de la dársena con disipación de energía. Se evidencia la reducción de la energía acumulada en la dársena. Asimismo, el análisis en el dominio del tiempo de los registros de variación de nivel de agua muestran como la sección antirreflejante reduce drásticamente el tiempo de tranquilización de la dársena una vez se ha detenido el generador (decay). Los valores referidos al tiempo de amortiguamiento al 50% de la energía obtenidos evidencian la eficiencia antirreflejante de la solución cyes-R frente a la solución vertical impermeable al proporcionar tiempos de 2 a 3.5 veces inferior, para ondas con periodos de 45 y de 90 s (en prototipo), respectivamente. Debe indicarse que los resultados son preliminares al estar completándose la experimentación en las fechas de realización de estas Jornadas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Ministerio de Fomento y al de Ciencia e Innovación la financiación del Proyecto CADIMA (Plan Nacional de Investigación Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011).

REFERENCIAS

Garrido, J., Ponce, D., Berruguete, A., Martínez, S., Manuel, J., Fort, L., Yagüe, D., González-Escrivá, J. y Medina, J. 2010. Study of Reflection of New Low-Reflectivity Quay Wall Caisson. Proc. ICCE 2010. ASCE, Paper No. 213 (in press).

Jarlan G.E.(1961) , "A perforated vertical breakwater" , The Dock and Harbour Authority, Vol.41 n°486, pp. 394-398

Martínez, S.M., Manuel, J., Yagüe, D., Garrido, J.M., Ponce de León, D., Berruguete, A., González-Escrivá J.A. y J.R. Medina. 2010. Designing a new low-reflextivity quay wall caisson. Proceedings of the PIANC MMX Congreso Liverpool, Paper N.146.

Medina, J.R., González-Escrivá J.A., Fort, L., Martínez, S.M., Ponce de León, D., Manuel, J., Yagüe, D., Garrido, J.M. y A. Berruguete. 2009. Estructura Marítima Vertical con Cámaras de Unidades Múltiples para la Atenuación de la Reflexión de Oleaje. Patente 200931049-OEPM.

6.6.3. DIQUES VERTICALES CON LÁMINAS PENDULARES PARA AMORTIGUACIÓN DEL OLEAJE INCIDENTE Y EXTRACCIÓN DE ENERGÍA, DILAPE. REVISIÓN DEL ESTADO DEL ARTE Y MODELADO FISICO

V. Negro[1], J. Rodríguez[2], J. S. López[3], J. Miquel[4], J. L. Monsó[5], A. Vázquez[6], I. Tarín[7]

1. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid. Vicente.negro@upm.es
2. Dragados. Avda. Camino de Santiago, 50. 28050 Madrid. jrodriguezs@dragados.com
3. ETS Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. UPM. Profesor Aranguren, s/n. 28040 Madrid. jslopez@caminos.upm.es
4. CIMNE – UPC. Gran Capitán, s/n. Campus Nord.0804 Barcelona. jmiquel@cimne.upc.edu
5. INHA. Parc Tec. del Vallés. 08290 Cerdanyola, Barcelona. Joseluis.monso@europrincipia.es
6. FPS. Avda. Camino de Santiago, 50.28050 Madrid. avazquezs@flotaps.com
7. URBASER. Avda. Camino de Santiago, 50.28050 Madrid. itarine@urbaser.com

AGRADECIMIENTOS

El consorcio de empresas que ha desarrollado el proyecto junto a las Universidades Politécnicas de Madrid y de Cataluña quiere agradecer explícitamente la colaboración y aportaciones de D. José Damián López, del Organismo Público Puertos del Estado a lo largo de estos dos años de trabajo.

INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente proyecto de investigación se centra en el análisis de estructuras monolíticas de gravedad con láminas pendulares para la extracción de la energía del oleaje y disminución de las cotas de coronación de los diques verticales en las distintas fachadas del litoral español. En primer término se revisa el estado del arte de las distintas tipologías de cajones para obtener la energía del oleaje, OWC, SSG o dispositivos especiales tipo péndulo. Posteriormente se estudia la potencial implantación del dispositivo diseñado en función del clima marítimo actuante, previo a la optimización numérica y en canal de ensayo del cajón propuesto. Finalmente, se analiza la posibilidad de producir energía eléctrica simultaneando la minimización del impacto visual y el intrusismo paisajístico.

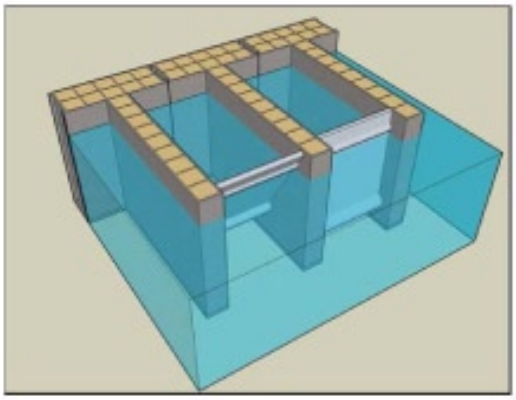
ESTADO DEL ARTE

El proyecto presenta dos fases claramente diferenciadas. La primera, la optimización geométrica del cajón pendular; y, la segunda, los ensayos y la simulación del prototipo. Para ello, se requieren una serie de tareas encaminadas al conocimiento del estado del arte; la definición de los parámetros de clima marítimo, la selección de los emplazamientos; la interpretación de la interacción fluido – estructura; la realización de los ensayos y la optimización y toma de decisiones a partir de los resultados obtenidos. Con relación a la tipología de cajones pendulares, el estado del arte demuestra la existencia de las primeras experiencias realizadas por Kondo en 1981en Hokaido para su posterior realización en el Puerto de Mashike. Previamente se realizaron ensayos en modelo reducido a escala ½ en el Muroran Institute of Technology. Los primeros resultados pretendían aprovechar la energía del oleaje, si bien, los costes de implantación, construcción y el coste adicional de producción hicieron rechazar la primea idea.

Estaba basada en el sistema de columna oscilante, OWC, de tipo pendular, donde el movimiento horizontal de la mecánica de ondas movía una placa en forma de péndulo que convertía el movimiento recíproco de vaivén y rotación en energía, mediante una bomba incorporada en el propio péndulo. La rotación alimentaba un motor hidráulico y posteriormente a un generador. Se instaló un prototipo en 1994 en agosto en el puerto de Muroran, donde se ha simplificado la instalación y minimizado costes, con resultados escasamente positivos.

El siguiente análisis fue realizado por Watabe en un cajón con un péndulo de 6.90 m de largo, instalado en un cajón durante catorce meses, sistema robusto y eficiente, pero con problemas en los sistemas de bombas. Se sustituyó en el nuevo péndulo, la bomba existente en el mismo, de rotación, por una bomba cilíndrica. Se determinaron las frecuencias naturales del péndulo y su correspondiente densidad espectral de oleaje, así como, su acoplamiento. El péndulo debía colocarse en el nodo de la onda estacionaria para que funcionase de manera correcta. Los datos medidos fueron de alturas de ola significantes de 1.50 m, períodos ondulatorios de 4 segundos, velocidades angulares de 1.57 rad/s, variaciones angulares en el entorno de 10 grados sobre una longitud pendular de 6.90 metros. Con períodos superiores a 4.20 s no se pudieron extraer conclusiones. La zona es una bahía con un oleaje muy escaso que facilitó la construcción, instalación y seguimiento del prototipo; si bien, la energía fue muy reducida, las bombas no funcionaron correctamente y se recomendó continuar en experimentación para observar posibles modificaciones y soluciones al sistema.

La siguiente experiencia es la propuesta por el Grupo de Investigación habiendo analizado el péndulo directo, el péndulo invertido y diferentes materiales que permitan la optimización de energía y la disminución de la cota de coronación del cajón diseñado.



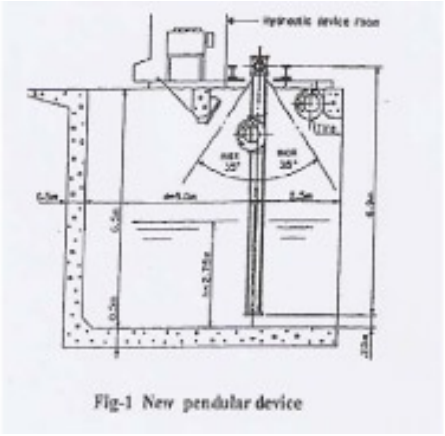


Figura 1. Esquema tipo del cajón "DILAPE" y del Sistema pendular de Osanai

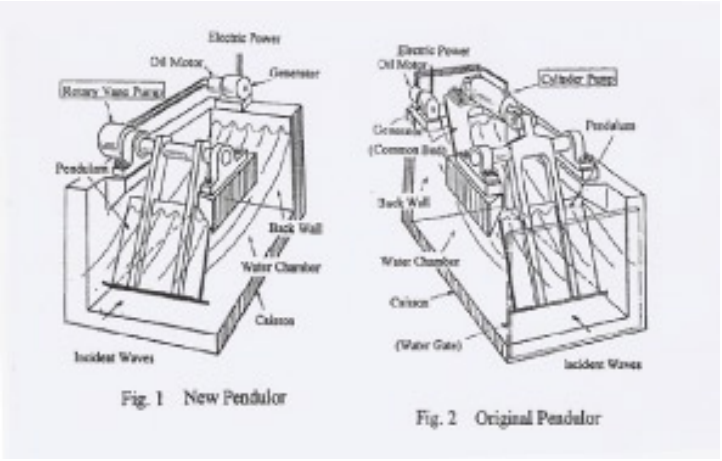


Figura 2. Esquema tipo del cajón de Watabe

ENSAYOS EN MODELO FÍSICO

Tras las fases previas de optimización geométrica del dispositivo, los potenciales emplazamientos y la difícil conjunción de los criterios energéticos con ambientales – estéticos y de intrusión visual por cota de coronación, se procedió a una campaña exhaustiva y completa de ensayos en modelo físico en dos dimensiones con los siguientes criterios para el cajón optimizado en péndulo invertido.

· Estado de mar en régimen medio, Hs = 3.00 m y Tm = 8 s
· Estado de mar en régimen de extremos, Hs = 6.00 m y Tp = 10 s
· Período de retorno del temporal de cálculo, r2 y ss (237 a) y r3 y s2 (475 a)
· Alturas de olas máximas en r3 y s2, entre 10 y 11 m
· Profundidad a pie de dique, 20 m
· Lámina de agua por encima de dos veces las alturas de olas máximas
· Diagrama estacionario, dique vertical y pequeñas olas
· Longitud de onda a pie de dique con período medio, 88 m
· Longitud de onda a pie de dique con período de pico, 121 m
· Caudal de rebase admisible, 0.010 m3/s por m
· Amplitud de la piscina, X = 0.20 – 0.25 x L, 24 m
· Cota de coronación propuesta, 6 metros
· Ancho del cajón, por encima de 40 m
· Tipo de péndulo invertido, masivo y doble coaccionado
· Ángulo de desarrollo de 30 grados
· Eje corto
· Coeficiente de reflexión que se solicita en régimen medio, hasta 0.70
· Coeficiente de reflexión que se solicita en régimen de extremos, 0.50
· Presiones sobre el paramento supuesto macizo y liso, 15 t/m2
· Forma de trabajo por encima de Hs = 4.00 m, anclado
· Forma de trabajo por debajo de Hs < 4.00 m, obteniendo energía

Los resultados obtenidos permitieron elaborar tablas de comportamiento ante el flujo de energía, campos de velocidades en el contacto cajón – banqueta, geometría del dispositivo no convencional,…

Período de pico, T_p (s)	Coeficiente de reflexión, KR
6 s	0.55 – 0.75
8 s	0.50 – 0.70
10 s	0.45 – 0.55

Tabla 1. Comportamiento ante el flujo de energía

Período de pico, T_p (s)	Campo de velocidades, m/s
6 s	2 m/s < v < 7 m/s
8 s	2 m/s < v < 7 m/s
10 s	3 m/s < v < 7.50 m/s

Tabla 2. Comportamiento ante el campo de velocidades

Geometría de la sección	Relación con la longitud de onda (L)
Longitud del patio	0.20 a 0.25 x L
Amplitud del patio	0.08 a 0.125 x L
Amplitud de la ranura	0.05 – 0.07 x L
Disposición del péndulo	> 3.00 m respecto de la losa

Tabla 3. Geometría del cajón – patio – péndulo

Se adjunta un ejemplo de los ensayos realizados durante el ejercicio 2010 en el Canal del Instituto de Hidrodinámica Aplicada, INHA de Barcelona.

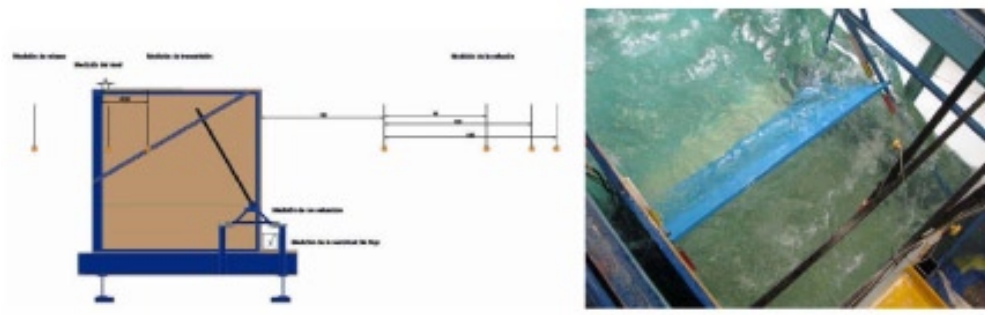


Figura 4. Ejemplo del diseño del cajón y modelo físico con Hs = 6.00 m

OBTENCIÓN DE ENERGÍA

El cajón resultante de la investigación representa una importante innovación conceptual por disponer de patios interiores y disposición del péndulo en situación invertida. Esta nueva tipología es claramente un avance con relación a los sistemas descritos por Kondo, Osanai y Watabe, así como los ejemplos encontrados en las bahías japonesas, donde se demostraba la dificultad de obtener energía a partir de péndulos simples tipo compuerta. Por esta circunstancia, en mares muy activos con duraciones de estados de mar por encima de cuatro metros de altura de ola significante, períodos superiores a los seis a doce segundos, vientos entre 7 y 20 m/s, y notable recorrido de marea, permitirían sistemas tipo OWC (sistema de columna oscilante, Oscillating Water Column) o SSG (Sea Slot – Cone Generator) para aprovechamiento de las olas; o, molinos eólicos de gravedad, por rozamiento o flotantes en aguas de transición. Sin embargo, cuerpos de agua, con velocidades bajas de viento, persistencias escasas y estadísticas medias por debajo de H_s < 2.00 m, facilitan la disposición de estructuras amortiguadoras, con patios y disminuyendo el impacto visual, el intrusismo territorial y minimizando la huella medioambiental. En estos casos, esta producción energética puede ser más baja y el rendimiento escaso con respecto al coste, pero su innovación conceptual y el respeto ambiental constituyen una solución renovadora.

El Atlántico Norte y el Cantábrico serían ejemplos de localizaciones para la obtención de energía. El Mediterráneo y la fachada sur de las Islas Canarias serían característicos de los diseños funcionales de baja cota de coronación y paisajísticos. Estos conceptos estructurales y funcionales se contrastaron con los criterios geotécnicos de interacción suelo – estructura, proceso y factibilidad constructiva, así como, con el aprovechamiento y optimización económica de secciones.

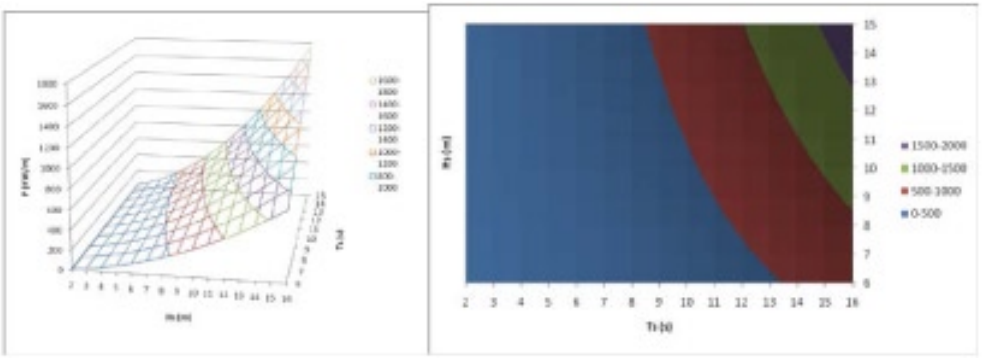


Figura 5. Potencial energético empleando el espectro PM

FACHADA	A	B	C	Hs1	Hs2	PHs1	PHs2	nº horas
Bilbao	1,3	0,19	1,39	2	5	0,205125322	0,00210568	1778,452061
Gijón 1	1,31	0,13	1,4	2	5	0,192842591	0,001862562	1672,985058
Gijón 2	1,47	0,2	1,42	2	5	0,263631448	0,004665788	2268,539181
La Coruña	1,72	0,27	1,39	2	5	0,364915103	0,016905515	3048,563992
Silleiro	1,73	0,22	1,43	2	5	0,352894935	0,013879233	2969,777548
Cádiz	0,7	0,14	1,07	2	5	0,058118396	0,000352154	506,0322842
Chipiona	0,63	0,1	1,16	2	5	0,027365276	2,04154E-05	239,5409748
Ceuta	0,37	-0,006	0,88	2	5	0,011959526	5,02901E-05	104,3249058
Málaga	0,52	-0,18	1,07	2	5	0,009708683	8,28859E-06	84,975458
Cabo de Gata	0,93	-0,16	1,49	2	5	0,029899481	2,63349E-06	261,8963821
Cabo de Palos	0,77	0,005	1,18	2	5	0,046180326	0,00011362	403,5443476
Alicante	0,57	0,004	1,13	2	5	0,016222088	8,96091E-06	142,0269912
Valencia	0,63	-0,09	1,23	2	5	0,012637292	2,12034E-06	110,6841031

Tarragona	0,4	0,08	1,1	2	5	0,003642075	1,36263E-07	31,9033834
Palamós	0,6	0,17	1,02	2	5	0,044210725	0,000226471	385,3020697
Cap de Pera	1,1	-0,1	1,32	2	5	0,095563691	0,000513374	832,6407785
Tenerife	0,44	0,15	1,24	2	5	0,002645552	3,04967E-09	23,17500609
Confital	0,92	0,37	1,27	2	5	0,126488273	0,000415788	1104,394966
Gran Canaria	1,14	0,46	1,58	2	5	0,200223254	0,000139641	1752,732452

Tabla 4. Síntesis del potencial horario anual por áreas y boyas

En los gráficos y la tabla adjunta se determina el potencial energético en las distintas fachadas del litoral español y la producción de energía empleando espectro en aguas profundas.

SÍNTESIS FINAL

El litoral español puede considerarse como uno de los tramos costeros del mundo con la mayor cantidad de datos climáticos y oceanográficos que permiten su caracterización. Desde finales de la década de los sesenta, los planteamientos del Profesor Suárez Bores, recientemente fallecido, permitieron el desarrollo de una primera Red de Medida y Registro de Oleaje en aguas de transición, que fue el embrión, de las actuales Redes costeras y exteriores, sin olvidarse de los proyectos de análisis histórico de datos de tormentas, bancos meteorológicos, medidas de viento y mareas, temperaturas, por citar algún ejemplo concreto de otras variables sensibles en el medio marino.

Debe explicarse también, que la multiplicidad de datos puede emplearse para diferentes recursos energéticos en el mar. Por esa razón, la serie de mareógrafos existente a lo largo de las puertos de nuestras fachadas, gestionados por la red REDMAR y ubicados en las Autoridades Portuarias, son el recurso para las centrales mareomotrices, relativamente difíciles de concretar por no disponer de recorridos de marea de más de seis metros en nuestro país.

De la misma manera, la red de observatorios meteorológicos y estaciones totales, permite definir las velocidades de viento medias, extremas y de ráfaga y situar los intervalos entre $7 < U < 20$ m/s para el uso de la energía eólica marina en avance y desarrollo en el período actual.

Las centrales undimotrices cuyo exponente español fue desarrollado con relativo éxito por el Ente Vasco de la Energía (EVE) en Motrico, permiten plantearse la existencia de múltiples datos de las variables ondulatorias que faciliten la toma de decisión para la obtención de energía derivado del potencial de las olas. Este hecho es claramente perceptible en las fachadas 1, 2 ó 3 de nuestro entorno (ver ROM 0.3/91), y, tal vez, en algunos puntos concretos al norte de las Islas Canarias.

Inicialmente se correlaron las variables de los estados de mar, altura de ola, período ondulatorio, dirección, persistencias, niveles en función de localizaciones y definición de parámetros.

La combinación de los aspectos de amortiguación del oleaje incidente (estado funcional, de servicio y relacionado con la cota de coronación de las estructuras) con la extracción de energía de los oleajes incidentes, planteaba la discretización en entornos y las dificultades de conjugación de intereses. Los mares altamente energéticos y persistentes no facilitan la mejora de los entramados urbanos, la disminución del intrusismo visual y la adecuación de la obra al paisaje construido.

Sin embargo, permiten la obtención de energía con un número de horas al año que se acerca a las 2000.

La costa mediterránea es todo lo contrario, benigna, aplacerada, luminosa, suave, turística que invita a la llamada del diseño integrado en el urbanismo litoral y donde la amortiguación y el flujo de la masa de agua por rebase están en un nivel superior al desarrollo energético del prototipo.

Por todo ello, la conjugación fue difícil y el cumplimiento de las tareas 1 y 2 exhaustivo. Previamente, tal y como se observa en el Anexo 1, se plantearon los descriptores del mar, en variables exógenas inseparables, altura de ola – período ondulatorio – dirección – recorrido de marea, observando que el problema presenta tanta sensibilidad a Hs como a Tp y es función del nivel del mar y de la oblicuidad del ataque del oleaje sobre la estructura.

Seguidamente, se estudiaron todas las fuentes de datos de clima marítimo existentes en el litoral español. Tras un estudio previo del carácter de la obra sobre la base de los índices de repercusión económica de la misma (IRE) y del impacto social y ambiental (ISA), se evaluaron los recursos en aguas de transición mediante la Red Costera RED COST, en aguas profundas con la Red Exterior RED EXT, así como, otras fuentes de retroanálisis histórico como de previsión sobre datos meteorológicos.

Las fuentes WASA, Wave and Storm in the North Atlantic, 1972 – 94 en oleaje y viento, así como la WANA sobre el modelo WAM – WAMDI y el HIRLAM (High Resolution Limited Area Model), 1995 – 2010, en ambas variables climáticas (oleaje – viento), también fueron revisadas con el objeto de seleccionar las zonas de implantación en aquellos lugares donde las redes de medida oceanográfica no ofrecían cobertura completa (Islas Canarias Occidentales).

De la misma manera, se revisó el Proyecto HIPOCAS, y, como consecuencia, el SIMAR 44, que ofrece cobertura de viento mediante el modelo REMO, de oleaje mediante el WAM y de nivel del mar por el HAMSON, sobre mallas diversas y datos de más de cuarenta años, 1958 – 2001.

Seguidamente, se definieron los parámetros climáticos de otras variables ambientales sensibles, tales como las mareas astronómicas y meteorológicas, las direcciones y las persistencias dentro del complejo entramado multivariado que representa el estado del mar.

Todo ello permitió establecer unas condiciones de diseño en los puntos objetivo que facilitaran por motivos constructivos y de viabilidad técnica – económica y energética la utilidad del proyecto, tanto en el argumento de disipación y amortiguación como en el de obtención y extracción de la energía incidente. Completada la tarea 2, este análisis conducía a establecer las condiciones de diseño (1.1) y definir el prototipo (tarea 1).

Circunstancialmente, se establecieron dos tipos de cajones en función de las dos fachadas del litoral español. El cajón tipo 1 con cámaras perforadas, en “U” y con patio interior para la disposición del péndulo y la optimización del proceso de obtención de energía en mares activos y bravos.

El cajón 2 era inicialmente un cajón en “T” con péndulo enfrentado al oleaje incidente, piscina amortiguadora y residualmente dispuesta para la obtención de energía, y, que permitiera disminuir la cota de coronación en flujos de masa de agua mejorando condiciones de paisaje e impacto ambiental y visual. De la misma forma, en regímenes medios y durante un número de horas al año, fuese aprovechado por la Autoridad Portuaria para resolver problemas de nivel energético. Era el caso de mares más calmados, bahías mediterráneas, el óvalo valenciano o el mar de Alborán.

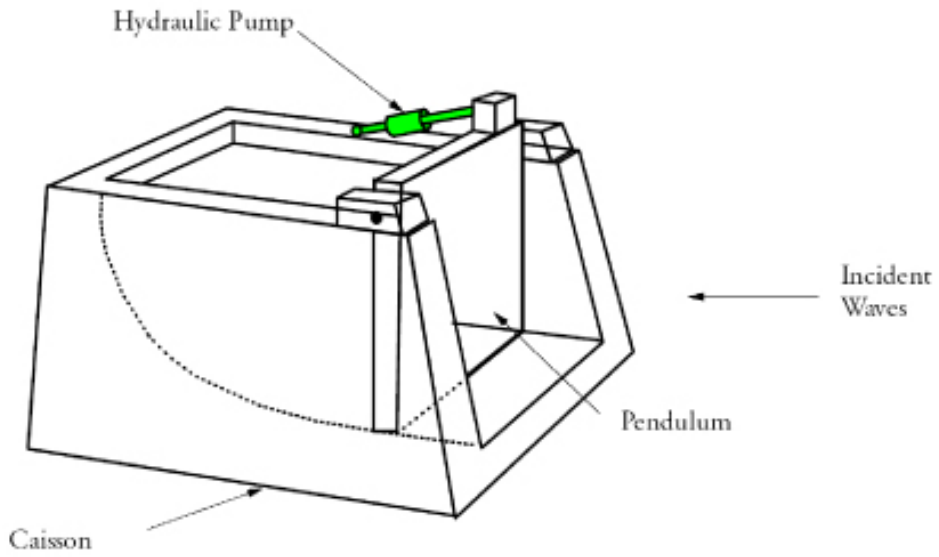


Figura 6. Prototipo de cajón pendular

CONCLUSIONES

Optimización de la geometría del cajón, para la disipación parcial de la energía del oleaje dentro de la cámara o patio entre paredes de cajones y láminas mediante varios mecanismos tales como la turbulencia, la viscosidad y la resonancia

· Salvo la pérdida de energía por turbulencia, la energía incidente sobre el cajón propuesto, o se refleja, o se transmite al interior del patio
· Es posible la generación de una superior turbulencia con geometrías especiales y dispositivos tipo turbina o pistón para el aprovechamiento de la energía del oleaje incidente
· En el cajón propuesto, el coeficiente de reflexión es claramente mejor que en un dique convencional vertical. Se obtienen valores de 0.55 a 0.75 para períodos ondulatorios de pico de 6 s; de 0.50 a 0.70 para valores con Tp = 8 s y de 0.45 a 0.55 para Tp = 10 s
· Resulta difícil conjugar en los ensayos físicos la problemática derivada de los factores de semejanza de Froude, dado que el oleaje es una onda de gravedad; de Cauchy por las fuerzas elásticas en el péndulo y de Reynolds por las viscosidades y turbulencias en el medio. Esto complica el análisis de la interacción estructura – fluido
· Derivado de los resultados del canal numérico y físico, la absorción en el dispositivo se evalúa en 15 al 18%; la reflexión entre un 40 – 70%, determinando la disipación con la ecuación clásica del balance de energías
· La disipación puede variarse en función del tratamiento de vórtices y los efectos del patio
· Los diseños planteados con péndulo invertido, patio interior y baja cota de coronación, y diferentes coacciones de muelle han demostrado que el proyecto tiene múltiples variables exógenas y endógenas de muy elevada sensibilidad, requiriendo una superior investigación antes de concretar el establecimiento de fórmulas predictivas de comportamiento en diseño preliminar o de realizar una patente de invención o de su explotación constructiva
· El óptimo de funcionamiento a nivel rebase se produce con las situaciones de lámina fija, patio sensible al período ondulatorio y escalonado entre la pared delantera y la trasera de la estructura monolítica.
· El prototipo funciona correctamente a nivel coeficiente de reflexión, agitación interior, alturas de ola máximas en el interior de la piscina y rebase. Sin embargo, tanto los esfuerzos en las coacciones del péndulo como las velocidades en los contactos flexibles – rígidos son muy elevadas, ocasionando problemas constructivos y de mantenimiento
· Dado el predominio de la situación funcional sobre la energética, se ha investigado la energía disipada por la piscina, la energía reflejada por la pared pendular "fija" y la disipación por turbulencia en el sistema ranurado o por obtención de energía

· Se han evaluado los problemas constructivos de la ejecución, mantenimiento y protocolos de protección en caso de temporales del dispositivo pendular, no siendo comparables a los convencionales de un dique vertical clásico

Conocimiento aproximado de la relación entre la energía incidente del oleaje y la energía generada

· El cajón diseñado con patio interior y lámina pendular representa un avance conceptual donde la combinación de criterios energéticos y de respeto visual y paisajístico por baja cota de coronación resultan incompatibles
· Los criterios funcionales de reducción de cota de coronación y amortiguación del oleaje incidente condicionan que los usos energéticos y de producción sean relativamente bajos o escasos en fachadas como Mediterráneo y Alborán
· Por contraposición, los elevados rendimientos energéticos en el Atlántico Norte y Cantábrico son obstáculos para la disminución de la cota de coronación de los elementos verticales. Este hecho fue puesto de manifiesto en el estado del arte tras el análisis de la casuística en la definición de los parámetros de clima marítimo, regímenes en aguas profundas y de transición; obtención del oleaje en puntos objetivos y selección de dos tipologías concretas de cajones en función de los parámetros oceanográficos
· Estos cajones representaban importantes innovaciones conceptuales por disponer de patios interiores y disposición del péndulo en situación invertida
· Esta nueva tipología representaba un importante avance con relación a los sistemas descritos por Kondo, Osanai y Watabe
· El análisis en las bahías japonesas, empleando sistemas pendulares, y tras el estudio de los criterios de Kondo, Osanai y Watabe, también demostraba la dificultad de obtener energía en mares muy energéticos disminuyendo la cota del parapeto
· Mares muy activos con duraciones de estados de mar por encima de cuatro metros de altura de ola significante, períodos superiores a los seis a doce segundos, vientos entre 7 y 20 m/s, y notable recorrido de marea, permitirían sistemas tipo OWC (Oscillating Water Column, sistema de columna oscilante) o SSG (Sea Slot-Cone Generator) para aprovechamiento de las olas; o, molinos eólicos de gravedad, por rozamiento o flotantes en aguas de transición
· Sin embargo, cuerpos de agua, con velocidades bajas de viento, persistencias escasas y estadísticas medias por debajo de Hs < 2.00 m, facilitan la disposición de estructuras amortiguadoras, con patios y disminuyendo el impacto visual, el intrusismo territorial y minimizando la huella medioambiental. En estos casos, esta producción energética es muy baja y el rendimiento escaso con respecto al coste

El Atlántico Norte y el Cantábrico serían ejemplos de localizaciones para la obtención de energía. El Mediterráneo y la fachada sur de las Islas Canarias serían característicos de los diseños funcionales de baja cota de coronación y paisajísticos. Estos conceptos estructurales y funcionales se contrastaron con los criterios geotécnicos de interacción suelo – estructura, proceso y factibilidad constructiva, así como, con el aprovechamiento y optimización económica de secciones. Los resultados de la mecánica del suelo se justificaron con tablas



Figura 7. Distribución mundial media anual de la energía de las olas en mar abierto (Kw/m frente de ola)

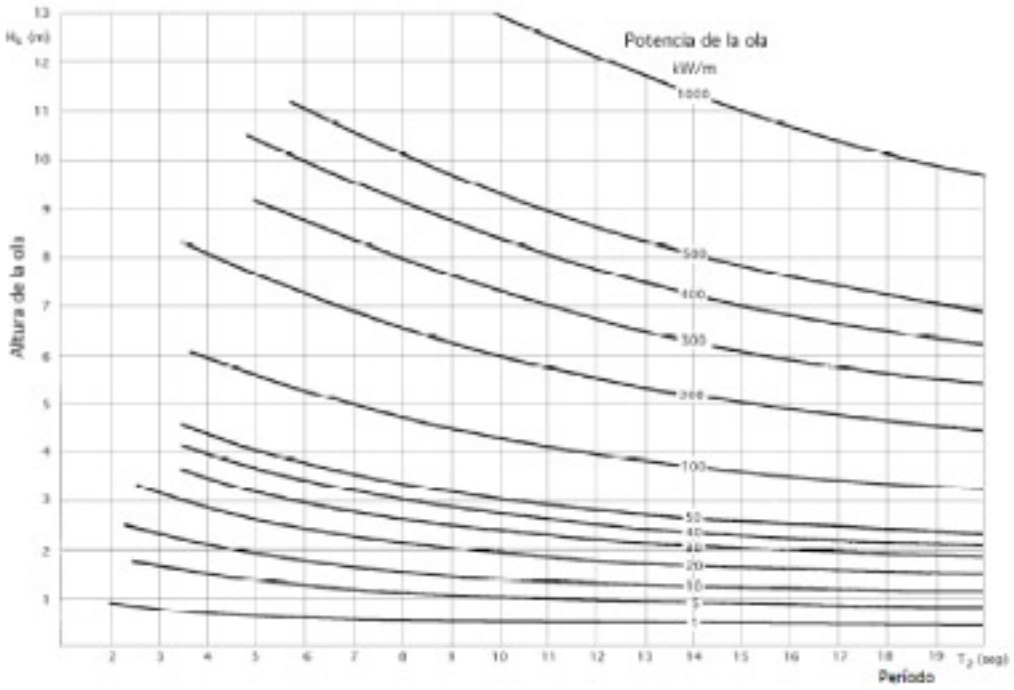


Figura 8. Valores de la potencia en Kw/m siguiendo el espectro PM (Pierson – Moskowitz) en función de la altura de ola significante (Hs) y el período de paso ascendente por cero (Tz

REFERENCIAS

Osanai, S. and Narita, M. 1995. Feasibility tests of new pendular type wave energy conversion apparatus. 2end European Wave Power Conference. Lisbon, Portugal.

Watabe, T. 1993. Pendulor wave power converter. Fifteen years study and future Project. Proceedings of the International Symp. on Ocean Energy Development.

Watabe, T.; Narita, M.; Matsumoto, E.; Seino, K.; Inoya, M, and Akama, E. New pendulor and its field test. 2end European Wave Power Conference. Lisbon, Portugal. November 1995

Ortubia, I.; López de Aguileta, L.I. and Torre-Enciso, Y. Implantación de una central undimotriz en el nuevo dique de abrigo del Puerto de Mutriku. Revista Puertos del Estado. Tecnología e Innovación. Páginas 38 a 51. 2008

Esteban, M. D.; Diez, J.; López, J. S. and Negro, V. Why offshore wind energy? Renewable energy 36 (2011). 444 – 450

www.emerging-emergy.com. Emerging Energy research web

Thorpe, T. W. An overview of wave energy technologies. Report produced for the office of Science and Technology, AEA Technology Report. Number AEAT – 3615. 1998

6.6.4. EXPERIENCIAS ESPAÑOLAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES Y MUELLES DE CAJONES ANTIRREFLEJANTES

E. Ripoll[1], V. Pardo[2], G. Zarranz[3], J.A. González-Escribá[4], J.R. Medina[5]

Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46002 Valencia. [1]enrido@cam.upv.es, [2]vipardeg@cam.upv.es, [3]guizarbu@upvnet.upv.es, [4]igonzalez@upvnet.upv.es, [5]jmedina@tra.upv.es

INTRODUCCIÓN

El Proyecto "Diseño y adaptabilidad de Cajones convencionales para la construcción de Diques y Muelles Antirreflejantes" (CADIMA, 2009-2011), financiado por MFOM/MCINN, está desarrollado por la Universidad Politécnica de Valencia (UPV) en colaboración con la constructores Cyes y la consultora Iberport.

CADIMA tiene entre otros objetivos el de recopilar toda la infomarción disponible sobre los cajones antirreflejantes construidos en España para facilitar la difusión nacional y favorecer el desarrollo de la tecnología antirreflejante española. Con ese fin se ha establecido contacto con técnicos de Puertos del Estado, Autoridades Portuarias, organismos y empresas constructoras del entorno portuario para recabar información detallada acerca de los muelles o diques de cajones con tecnología antirreflejante existentes en sus instalaciones portuarias. En concreto, las AAPP colaboradoras y los proyectos referentes a cajones antirreflejantes (en lo sucesivo AR) analizados han sido:

1. AP de Almería:
   - Proyecto de desarrollo del Muelle de Poniente del Puerto de Almería 1ª fase.
   - Proyecto constructivo del Muelle de Ribera I del Puerto de Carboneras.
   - Proyecto constructivo del Muelle de Ribera II del Puerto de Carboneras.
2. AP Bahíia de Algeciras:
   - Modificado nº1 del Proyecto de infraestructuras portuarias en el exterior a Isla Verde. 3º Fase, 1º Actuación: dique de abrigo.
3. AP Bilbao:
   - Testero del espigón nº2 del Muelle Sur del Puerto de Bilbao.
4. AP Santa Cruz de Tenerife:
   - Nueva base de contenedores en la Dársena del Este del Puerto de Santa Cruz de Tenerife. Fase 1.
5. AP Valencia:
   - Dársena Exterior del Puerto de Valencia con motivo de la 32ª edición de la America's Cup.

Con la información proporcionada se han completado unas fichas que contienen información acerca de la localización de las obras, los datos generales de proyecto, las consideraciones de diseño y las consideraciones constructivas.

La estructura es la siguiente: primero se describe la información contenida en las fichas. En segundo lugar se analizan brevemente los proyectos recopilados, para extraer finalmente algunas conclusiones preliminares en base a los datos que se han podido completar en las fichas.

INFORMACIÓN CONTENIDA EN LAS FICHAS

A continuación se describe sucintamente la información contenida en las fichas, diferenciándola en los distintos apartados en los que ésta se divide.

1. Portada.
   En ella se localiza el nombre del Proyecto, de la/s empresa/s constructora/s y/o de la U.T.E., así como un índice con los distintos apartados desarrollados en la ficha.

2. Localización de las obras.
   En este apartado se describe la zona de localización de la obra en el conjunto de la instalación portuaria.
3. Datos generales de Proyecto.
   Se proporcionan datos generales del tipo: situación (coordenadas), cliente, fechas significativas (adjudicación, firma del contrato, inicio y terminación de las obras y acta de recepción), función a cumplir por la obra proyectada, características generales de la obra proyectada, geometría del cajón (diámetro de las celdas, eslora, manga,…) y finalmente una descripción del método antirreflexión empleado. En las fichas, junto al texto que contiene los puntos anteriormente citados, se acompañan figuras acotadas extraídas de los planos proporcionados que definen la geometría del cajón.
4. Consideraciones de diseño.
   Se plasma el clima marítimo (alturas de ola, periodos, direcciones y niveles), así como las condiciones límites de operación (en sentido transversal y longitudinal al muelle), condiciones en la bocana y coeficientes de reflexión.
   Si los hay, se recogen las recomendaciones de diseño específicas y resultados de los ensayos de laboratorio. Se describen y detallan también los métodos de cálculo de las cámaras antirreflejantes y la descripción de la superestructura.
   5. Consideraciones constructivas.
   Acompañado de tantas imágenes representativas, se describe el proceso constructivo seguido en la ejecución de la obra. Básicamente se presenta la fabricación del cajón, el proceso constructivo de las celdas antirreflejantes y el proceso constructivo de la superestructura.

PROYETOS DE CAJONES AR ANALIZADOS

A continuación se describe brevemente la función de la obra de cajones AR analizada, las condiciones climáticas de la zona donde se sitúa la obra, el método antirreflejante empleado y el método de cálculo de las cámaras antirreflejantes.

· **AP de Almería.**
Se ha facilitado información relativa a dos proyectos entre los dos puertos que gestiona: el Puerto de Almería y el Puerto de Carboneras.

1. *Muelle de Poniente del Puerto de Almería 1ª Fase.*
   La finalidad de esta ampliación es generar nuevas superficies para dar respuesta a las demandas actuales y futuras del tráfico de graneles sólidos. Además, dentro de las expectativas de ampliación de servicios por parte de la A.P., está la construcción de una terminal de contenedores.

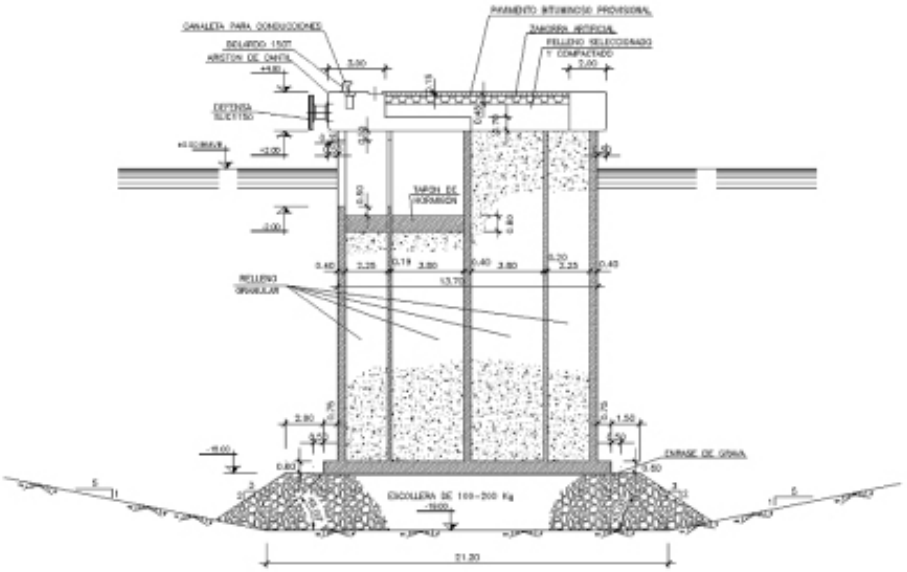


Figura 1. Sección del Muelle de Poniente

Se crean cámaras vacías dentro del cajón demoliendo las paredes exterior e interior de la fila longitudinal de caldas del lado mar del cajón, en bandas centradas en el eje de las celdas, de 0,60 m de anchura y 3,50 m de altura, colocando unos tapones de hormigón de 0,80 m de espesor para evitar la salida de material granular de las celdas vacías en la parte superior. Así pues, las dos filas exteriores de celdas del cajón quedan vacías desde la cota -2,00 hasta la cota +1,50, rellenando con material granular el resto de las mismas, así como las del lado de la explanada, una vez que se han fondeado los cajones en su lugar definitivo.

Las características del oleaje considerado para el diseño de las cámaras del muelle (situado a una profundidad h[m]=15 m) ha sido: Hs [m]=1.80, Tm[s]= 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12 y 13, Δh_{max} [m]=0.82

Las metodologías seguidas para el cálculo de las celdas antirreflejantes han sido la de Sawaragi e Iwata (1973) y la de Ijima et al. (1976).

2. *Muelle de Ribera I del Puerto de Carboneras*
El objetivo fundamental de esta ampliación es dar servicio a una creciente demanda de tráficos en el puerto, como es el aumento del tráfico de carbón para atender la demanda de la central térmica contigua al puerto.

Las cámaras antirreflexión se consiguen demoliendo las paredes exterior e interior longitudinal del lado mar del cajón en bandas centradas en el eje de las celdas, de 0.60 m de anchura (separadas 0.55 metros entre sí) para las celdas exteriores del cajón y de 0.67 m de anchura (separadas 0.60 metros entre sí) para las interiores. La altura proyectada es de 5.50 m colocándose unos tapones de hormigón de 0.80 m de espesor para sellar el resto de las celdas. Las dos filas exteriores de celdas quedan así vacías desde la cota –4.00 hasta la +1.5, rellenando con material granular el resto de las mismas, así como las del lado de la explanada, una vez que se hayan fondeado los cajones a su lugar definitivo. La anchura de las cámaras antirreflejantes alcanza los 7.55 metros. El calado medio de la dársena donde se localiza la obra es de h[m]=18.

Las metodologías seguidas para el cálculo de las celdas antirreflejantes han sido la de Sawaragi e Iwata (1973) y la de Ijima et al. (1976).

· **AP Bahía de Algeciras (Dique de Abrigo exterior de Isla Verde).**
La tercera fase del desarrollo de Isla Verde Exterior consiste en la construcción del dique de abrigo y la prolongación del Muelle Este y el Dique Sur, así como la generación de una explanada en el interior de estos contornos de unas 55 hectáreas. El objetivo que se persigue es el de proporcionar refugio a la nueva ampliación del Puerto de Algeciras en el extremo de Isla Verde.

La profundidad del fondo varía desde h[m]=43.00 (extremo norte) hasta h[m]=28 (extremo sur). Los 16 cajones AR están cimentados a una profundidad en el entorno de h[m]=30. Se trata de cajones de celdas cuadradas. En los cajones del dique de abrigo del muelle exterior de Isla Verde, situado al Este, se disponen unas cámaras disipadoras del oleaje en la parte superior de los cajones que forman el tronco del dique. Las aberturas se sitúan en el lado mar, siete por cada cajón, y permiten la circulación del agua hasta la segunda línea de celdas rectangulares.

La caracterización del clima marítimo se realizado en base a dos informes del CEDEX.
– Estudio de clima marítimo y agitación para el desarrollo de infraestructuras portuarias en Isla Verde (Algeciras); Madrid, junio del 2001. Clave CEDEX: 24-401-9-137
– Análisis de la influencia del cambio de disposición del cambio de la 2ª alineación del dique exento de Isla Verde en la agitación interior. Estimación

del oleaje de cálculo de la mota de cierre del tramo sur. Puerto de Algeciras; Madrid, agosto del 2004. Clave CEDEX: 24-404-9-159

Algunos de cuyos resultados más reseñables son: Hs[m]= 6'4 m, con Hmáx/ Hs ≈ H 1/250 = 1'78, 8≤ Tp [s]≤11, considerando una carrera de marea máxima de Δh_{max}=1.3 m.

Los cajones han sido calculados siguiendo el Manual de cálculo de cajones de hormigón armado de Puertos del Estado. En principio se seleccionaron cajones de celdas circulares, los cuales se sometieron a varios estudios en el CEDEX (estudio hidrodinámico, esfuerzos sobre la viga cantil, estabilidad de la escollera…) aunque posteriormente, por razones constructivas, se optó por los cajones de celdas rectangulares; eso sí, conservando unas propiedades muy similares a los anteriores.

Las cámaras quedan vacías desde la cota -1.00 a la +1.50 respecto al cero del puerto y los rendimientos de fabricación han sido de 7 días / cajón, realizándose el corte de las celdas mediante picado de retro con martillo. El espacio de la celda se dejó sin armadura al hormigonar.

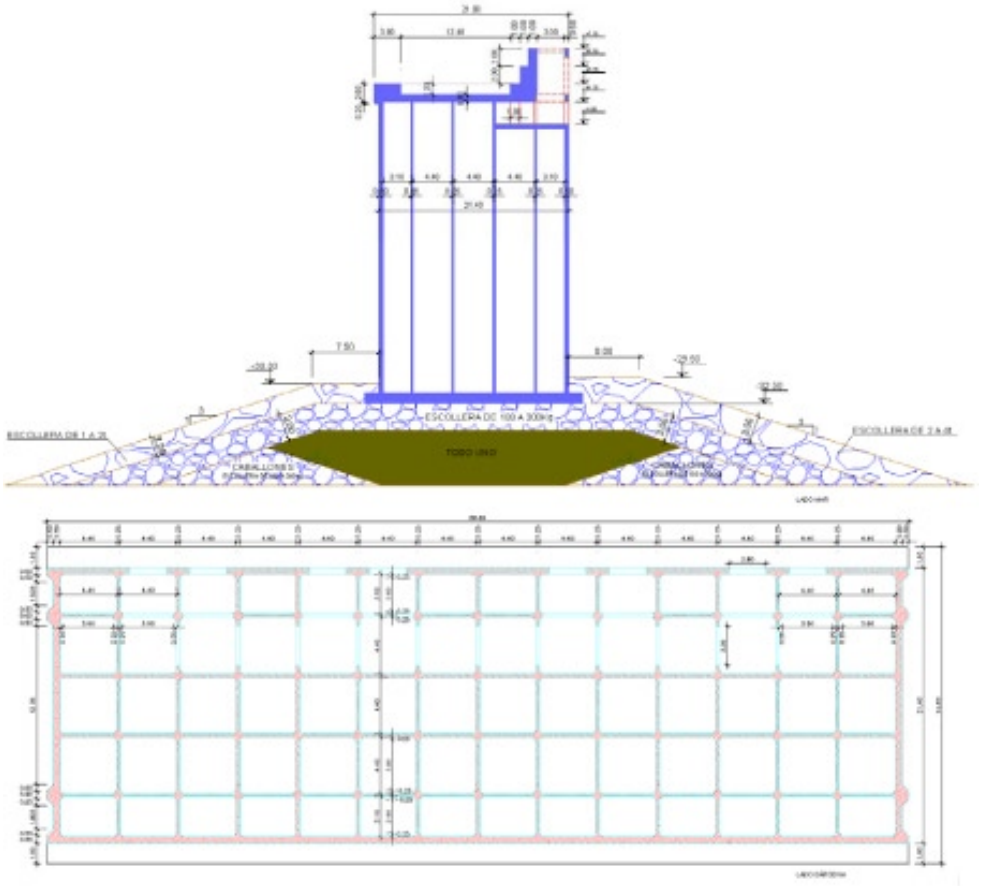


Figura 2. Sección y planta del cajón (respectivamente) del Dique de Abrigo de Isla Verde

· **AP Bilbao (Testero del espigón nº2 del Muelle Sur del Puerto de Bilbao).** Se trata del primer muelle AR construido en España (1987), aunque no se trata exactamente de una modificación de cajones sino de la superestructura. Se ubica en el testero del Muelle Príncipe Felipe Sur, dedicado a mercancía general y contenedores. El calado medio de la dársena donde se localiza la obra es de h[m]=16. La carrera de marea considerada es de 3.80 m

La cámara antirreflejante se consigue disponiendo horizontalmente al tresbolillo cámaras cilíndricas horizontales huecas de diámetro D=3.10m. Al final de

cada una de ellas se dispone un talud de piedras. La cotas (referidas al cero del puerto) de la fila inferior de cilindros varían desde –1.75 hasta +1.35 y desde +1.55 a la +5.15 en la fila superior.

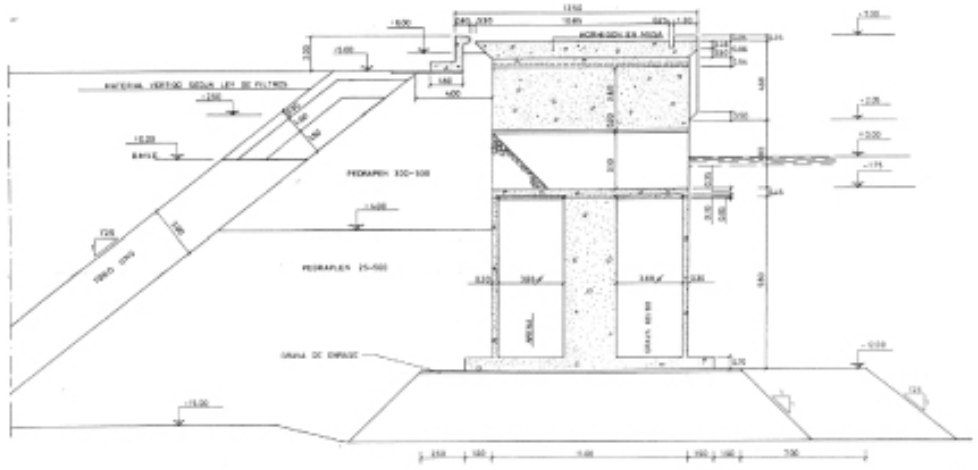


Figura 3. Sección del Muelle Sur del Puerto de Bilbao

· **AP Santa Cruz de Tenerife (Muelle en la Dársena Este del Puerto de Tenerife).** El objetivo fundamental de esta actuación es el de servir de soporte de la nueva base de contenedores de la Dársena del Este del Puerto de Sta. Cruz de Tenerife. La profundidad media de la zona de la dársena donde se ubica la obra es de h[m]=16.

La zona antirreflejante ocupa las dos filas frontales de celdas cuadradas de los cajones. En la cara frontal de la primera celda se practican dos perforaciones rectangulares de 0.75 m de ancho y 3.65 m de alto, separadas 0.60 m. Las caras laterales de las celdas de la primera y segunda fila, así como la cara trasera de la primera fila (delantera de la segunda fila) presentan perforaciones cuadradas dispuestas en 3 filas y dos columnas. Cada hueco cuadrado es de 0.85x0.85 m.

Las aberturas frontales de los cajones quedan vacías desde la cota –1.00 hasta la +2.65 (referidas al cero del puerto) siendo la altura de las cámaras huecas de 5.70m.

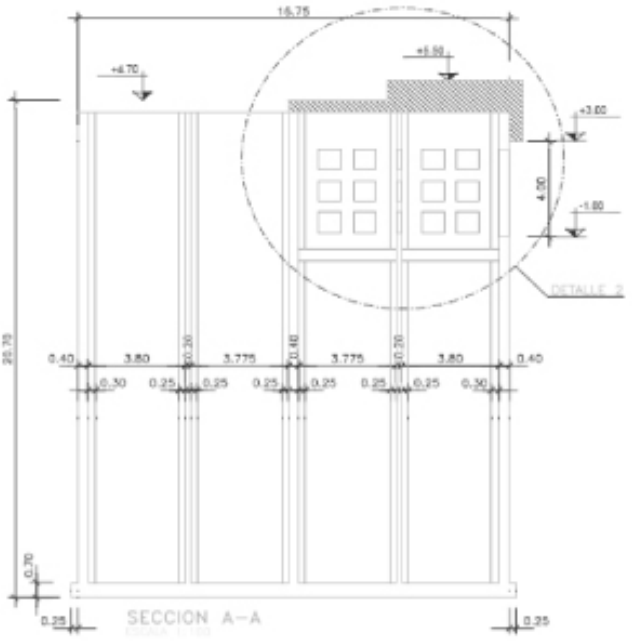


Figura 4. Sección del cajón del Muelle en la Dársena del Este del Puerto de Sta. Cruz de Tenerife

· **AP Valencia (Muelle en la Dársena Exterior del Puerto de Valencia).**
Se trata de un muelle pantalán fijo para acceso de embarcaciones de recreo a pantalanes flotantes. Es una prolongación del muelle antirreflejante ejecutado con elementos BARA del margen Sur del canal de entrada a la Nueva Bocana de Valencia, para las Obras de la 32nd America's Cup.

En los cajones del muelle se configuran celdas antirreflejantes (de 1.0 metros de alto por 2.0 de ancho) a través de la abertura alternada de las celdas circulares exteriores, comunicadas a su vez con dos celdas de la fila inmediatamente interior. En la parte interior se coloca un talud de escollera dentro de las celdas circulares.

El calado medio de la dársena donde se localiza la obra es de h[m]=8. La altura de ola máxima en el interior de la dársena considerada en el diseño es $H_{máx}$[m]=0.72, con unas sobreelevaciones máximas de Δh_{max}=0.5 m. Los periodos considerados han sido Tm[s]=3 y 5.

Las cámaras quedan vacías desde la cota -0.70 a la +0.30 respecto al cero del puerto.

No consta la realización de ensayos en modelo físico y las metodologías seguidas para el cálculo de las celdas antirreflejantes han sido las de Sawaragi e Iwata (1973), la de Ijima et al. (1976) y la de Grenoble (patente ARC).

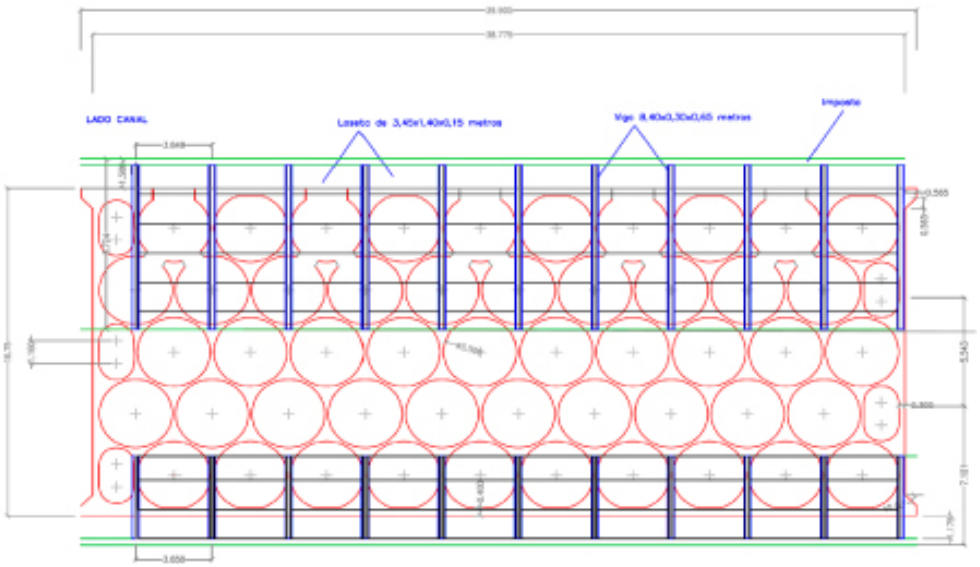


Figura 5. Planta del cajón tipo del Muelle en la Dársena Exterior del Puerto de Valencia

CONCLUSIONES PRELIMINARES

Se han analizado 6 obras de muelles de cajones AR y únicamente un dique de cajones AR.

· **Muelles de cajones AR**
Los calados medios de las dársenas donde se localizan estos muelles varían entre h[m]=8 y h[m]=18. Los periodos de diseño estudiados en los casos también son variables, desde periodos característicos de ondas de acompañamiento de embarcaciones (T[s]=3), pasando por periodos medios-altos (T[s]=9) e incluso periodos característicos de temporales del área donde se localizan las obras (T[s]=13).

De la información recopilada hasta la fecha, se observa que en los puertos en los que se han proyecto muelles de cajones AR, la carrera de marea (C.M.) no es grande (C.M< 1.5m). Tampoco consta, a tenor de la información disponible, la realización sistemática de ensayos físicos a escala reducida que precisen la

respuesta antirreflejante propuesta. El método de cálculo de las celdas antirreflejantes empleado en la mayoría de los casos las de Sawaragi e Iwata (1973), la de Ijima et al. (1976).

La manera más habitual de crear cámaras antirreflejantes es mediante la abertura de ventanas en las celdas de las dos primeras filas, de modo que las cámaras queden conectadas ente sí 2 a 2 (creando una zona antirreflejante típica de 7 metros de anchura). En los casos en que la longitud de la zona antirreflejante es más elevada, es habitual disponer un talud de escollera que disipe la reflexión del oleaje con la pared del fondo.

- **Diques de cajones AR.**
  Únicamente se dispone de información del dique exterior de abrigo en Isla Verde (AP Bahía de Algeciras), con lo que no se puede establecer comparación con ningún otro proyecto. Por ello todos los datos que se han podido extraer de la información proporcionada hasta la fecha son los que se reflejan en el apartado correspondiente.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean manifestar su agradecimiento a los ingenieros Antonio Bayo (A.P. Almería), Alfredo Carrasco, Francisco J. de los Santos y Mariana Veloqui (A.P. Bahía de Algeciras), José Mª Picó y Mario Hernáez (A.P. Bilbao), Javier Mora y Aitor Acha (A.P. Santa Cruz de Tenerife), Silvia Martínez (Cyes) y Gonzalo Gómez-Barquín (Puertos del Estado) por toda la información facilitada, así como por su colaboración durante la preparación de las fichas técnicas. Asimismo, los autores agradecen al Ministerio de Fomento y de Ciencia e Innovación la financiación del Proyecto CADIMA (Plan Nacional de Inv. Científica, Desarrollo e Innovación Tecnológica 2008-2011).

REFERENCIAS

Ijima, T., Tanaka, E.,Okuzono, H. 1976. Permeable seawall with reservoir and the use of “Warok”. *Proc. ICCE 1976*, ASCE, 2623-2642.

Sawaragi, T., Iwata, K. 1973. On wave deformation due to the permeable structures. *Coastal Engineering in Japan*, 16, 107-12.

6.6.5. METODOLOGÍA INTEGRAL PARA LA OBTENCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS RESONANTES EN LAS AUTORIDADES PORTUARIAS ESPAÑOLAS

M. A. Vigo Baz[1], G. Díaz Hernández[2], J. Sopelana[1], F. Lopez Mera[1], F. J. Méndez[2], R. Medina[2], I. J. Losada I[2]

1. Aquática Ingeniería Civil. S.L. C/Areal 42, 2ºD 36201 Vigo. mvigo@aquaticaingenieria.com; jsopelana@aquaticaingenieria.com; flopezmera@aquaticaingenieria.com

2. Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, "IH Cantabria". c/ Isabel Torres nº 15. Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39001. Santander, Cantabria. diazg@unican.es

INTRODUCCIÓN

El Instituto de Hidráulica de Cantabria y la empresa Aquática Ingeniería Civil S.L. están llevando a cabo el proyecto de "Caracterización climática del medio físico marino español para la optimización de la explotación portuaria y navegación marítima" MARUCA (E17/08).

Este proyecto surge con la finalidad de generar bases de datos de la dinámica marina y desarrollar metodologías de trabajo específicas que permitan de caracterizar de manera fiel el medio físico marino español, en el entorno de los puertos y en su interior para optimizar la operatividad de estos y de las rutas de navegación.

En el presente documento se resume una de las partes de dicho proyecto, en concreto, la metodología de caracterización de resonancia portuaria mediante modelado numérico, así como el formato de presentación del producto final a las Autoridades, materializado en un atlas de resonancia portuaria.

RESONANCIA PORTUARIA

La **resonancia portuaria** es un fenómeno de oscilación de un cuerpo de agua semi-encerrado definido por un puerto, cuya característica fundamental es la de registrar niveles de agitación sobre-amplificados, de un gran contenido energético, de ocurrencia súbita, y generalmente de corta duración.

El fenómeno se debe fundamentalmente a la coincidencia entre las frecuencias de oscilación naturales del cuerpo de agua con aquellas frecuencias de oscilación de las ondas externas del océano que se propagan e inciden hacia el puerto, actuando éstas como elemento forzador.

Durante los episodios resonantes se produce un doble efecto:

1. Una sobre-amplificación extraordinaria de la superficie libre del mar, en un lapso de tiempo corto, en determinadas localizaciones dentro de las dársenas de los puertos, llegando en ocasiones a superar los niveles de francobordo establecidos en las dársenas portuarias.

2. Unas corrientes cíclicas y de gran intensidad, en otras localizaciones dentro o fuera de la dársena, provocadas por propia oscilación de la masa de agua.



Figura 1 . Puerto de Ciudadela. Imagen de la rissaga.

Estos efectos pueden provocar graves daños, causados por las inundaciones de las explanadas y edificaciones portuarias y por la rotura de amarras de los barcos, debido a las grandes tensiones producidas por el empuje de las corrientes en sus cascos, que puede dejar a éstas a la deriva dentro de las dársenas.

Asimismo la existencia de estos fenómenos puede comprometer la operatividad portuaria y el rendimiento obtenido en las distintas actividades allí realizadas.

Cualquier tipo de onda es susceptible de producir el fenómeno de resonancia, pues uno de los factores principales de este fenómeno es la geometría del puerto a analizar. Es por ello que ondas de gravedad con periodos comprendidos entre los 4 y 30 segundos de periodo son capaces de producir resonancia en dársenas muy pequeñas así como onda las ondas de marea son capaces de generar resonancia en golfos y bahías de grandes dimensiones.

Dadas las dimensiones del las dársenas de los puertos, y en concreto en el de las Autoridades Portuarias Españolas, el desarrollo de la metodología se realizará desde el punto de vista de las ondas largas infragravitatorias como forzador, es decir, oscilaciones de baja frecuencia (0.002 a 0.033 Hz) vinculadas a grupo de ondas e inducidas por la modulación rítmica en el nivel del mar.

METODOLOGIA INTEGRAL

El objetivo del presente anejo es establecer una metodología para la correcta caracterización numérica de los modos resonantes de oscilación por onda larga en los puertos, aplicados a las instalaciones de las autoridades portuarias de España.

La metodología integral propuesta propone los siguientes pasos. Estos pasos se desarrollaran a continuación:
1. Selección del modelo numérico a utilizar.
2. Generación del modelo conceptual.
3. Generación de los dominios de cálculo.
4. Análisis de sensibilidad.
5. Barrido de frecuencias.
6. Representación de los barridos y detección de los modos resonantes.
7. Ejecutar periodos resonantes. y reconocer los modos de oscilación.

Selección del modelo numérico a utilizar

En la actualidad, existen diversos modelos numéricos con los que abordar el problema de la resonancia portuaria, entre ellos destacan los siguientes:

1. Modelos estacionarios lineales basados en la ecuación elíptica de la pendiente suave (*Mild Slope Equation*) como los modelos MSP, CGwave etc.
2. Modelos transitorios no lineales basados en las ecuaciones de la onda larga (*Shallow Water equations*)
3. Modelos transitorios no lineales basados en las ecuaciones de Boussinesq (*Boussinesq equations*)

Para el desarrollo de esta metodología se ha decidido emplear modelos basados en la aproximación elíptica de las ecuaciones de la pendiente suave (en concreto el modelo MSP desarrollado por el IH Cantabria) debido a que es un modelo que determina fácilmente y de manera eficiente los periodos resonantes de una dársena, obteniéndose aproximaciones fiables de los coeficientes de amplificación y velocidades asociadas a la onda larga dentro de las dársenas portuarias.

Como fase previa a este estudio se llevo a cabo un análisis comparativo entre los resultados obtenidos por el modelo MSP y con un modelo tipo Boussinesq (el modelo MANOLO desarrollado por el IH Cantabria).

Este análisis se basó en los siguientes pasos:

En primer lugar se ejecutó el modelo MSP para una geometría y nivel de marea determinados, obteniéndose en diferentes puntos una relación de coeficientes de amplificación para diferentes periodos de onda larga infragravitatoria.

A continuación se muestra una imagen con los puntos analizados y una representación de periodo Vs. coeficiente de amplificación para uno de los puntos del interior de la dársena.

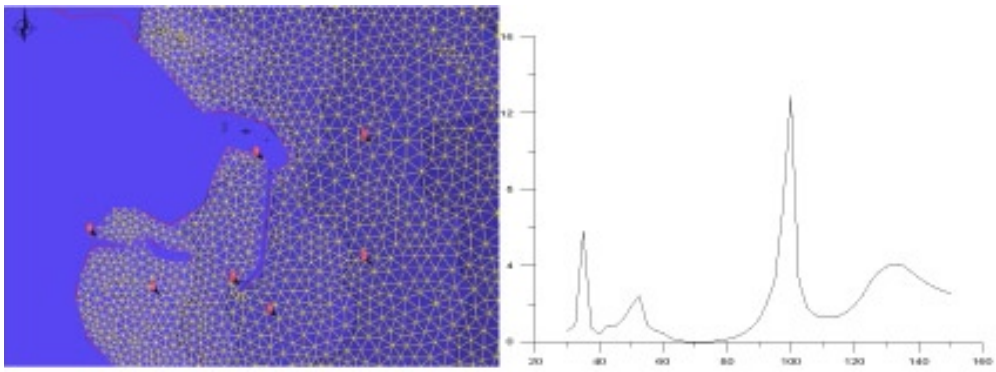


Figura 2 .Imagen de los puntos de control y representación de los resultados.

Se observo que para un periodo de 100 segundos, se producía resonancia con una amplificación de 13.

Tras obtener esta información, se ejecutó el modelo MANOLO para la misma geometría y nivel de marea con una onda monocromática de amplitud 0.05 m y periodo 100 s.

A continuación se muestra las series de nivel obtenidas en un punto exterior y en el punto interior de la dársena.

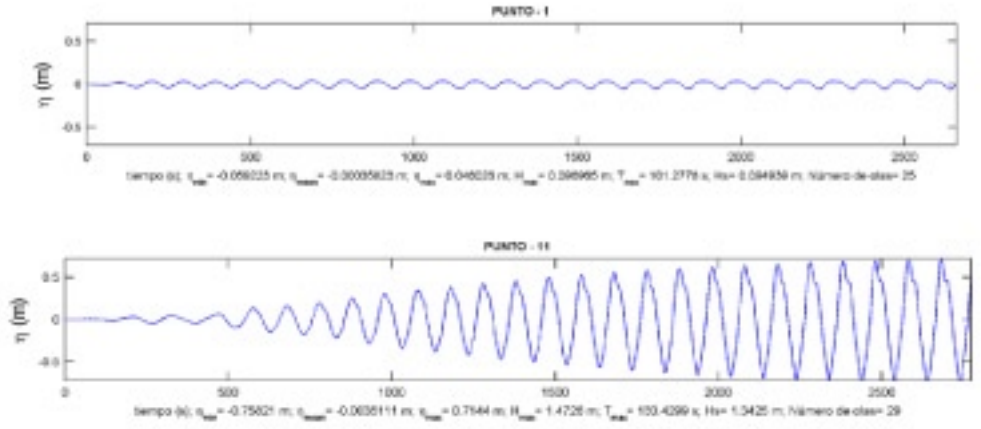


Figura 3. Series de nivel para el exterior e interior del puerto respectivamente.

Se observa que en el interior de la dársena se presentan amplitudes de 0.65 m mientras que en el exterior las amplitudes son de 0.05 metros, por tanto el coeficiente de amplificación asociado es de Ainterior/AExterior=13, siendo esta la misma amplificación obtenida con el modelo MSP.

Dado que en la realidad, las ondas largas infragravitatorias van vinculadas a oleaje de grupo, se ejecutó una segunda vez el modelo Manolo con un oleaje más parecido a la realidad, es decir, un oleaje bicromático de amplitudes 1 m y periodos 9.09 s y 10 s, con el propósito de formar artificialmente una onda larga de 100 s.

En las figuras siguientes se muestra las series de nivel para los mismos puntos que el caso anterior:

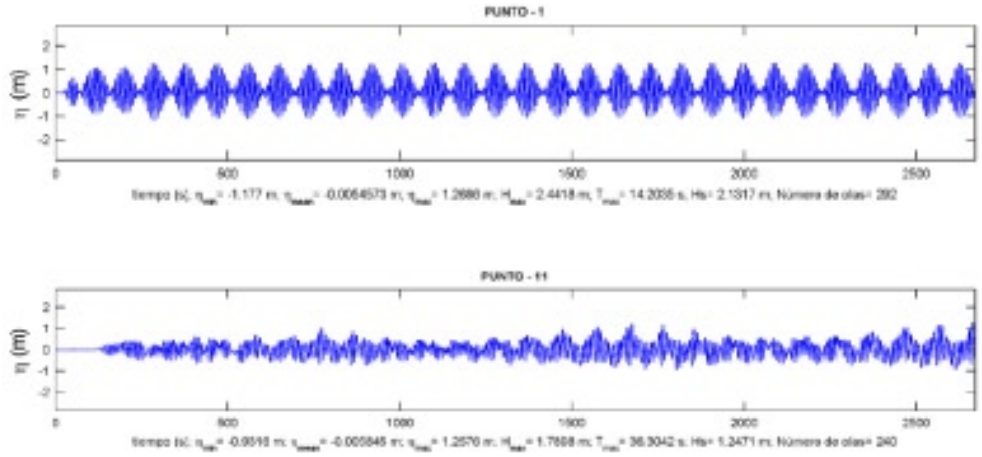


Figura 4 .series de nivel para el exterior e interior del puerto respectivamente.

Filtrando las series anteriores obtenemos que en el exterior del puerto se formó una onda larga vinculada al oleaje bicromático de amplitud 0.01m y periodo 100 s, mientras que en el interior del puerto esta misma onda tiene una amplitud de 0.16 m, siendo el coeficiente de amplificación de 16.

Tras los resultados obtenidos es de esperar que las amplificaciones lineales que aporta los modelos tipo MSP difieren de las que se pueden presentar en la realidad por efecto de procesos no lineales de transferencia de energía entre frecuencias del espectro.

Sin embargo, pueden ser realistas o "ingenierilmente aplicables" si se desea conocer la posible amplificación real que puede llegar a tener una dársena de un puerto bajo efectos resonantes, siempre que conozcamos la amplitud de la onda larga resonante en el exterior, simplemente multiplicando dicha amplitud por la amplificación que nos da el MSP para dicho periodo.

Generación del modelo conceptual y dominios de cálculo

Tras la selección del modelo, el siguiente paso natural es la generación del modelo conceptual, partiendo de la recogida y preproceso de toda la información disponible (ortofotos, líneas de contornos y batimetrías generales y de detalle). Este proceso es uno de los más críticos pues cuanto mayor sea la precisión del modelo digital del terreno, mejor serán los resultados obtenidos.

Generación de los dominios de cálculo.

Una vez generado el modelo conceptual, se debe crear un dominio de cálculo de unas dimensiones suficiente para obtener unos resultados fiables.

Definir adecuadamente las dimensiones finales del dominio numérico es una tarea específica que depende de cada estudio a realizar. No obstante, siempre se debe dimensionar el dominio en función del orden de magnitud de las longitudes de onda involucradas en cada caso, para posteriormente poder delimitar un dominio numérico adecuado.

Las dimensiones del dominio deben de ser capaces de contener al menos 0.5 veces la longitud de onda representativa para onda larga (T>30 s).

Debido a la dificultad que es determinar estas longitudes de onda en batimetrías irregulares, la mejor opción es hacer un pequeño análisis de sensibilidad de la distancia de la corona con respecto al puerto de estudio.

Para ello la metodología a seguir será la siguiente:

1. Se crea una malla de referencia lo suficiente amplia que contenga todo el puerto y a partir de esa malla de referencia se construirán dominios de cálculo con la corona cada vez más alejada respecto a la bocana del puerto
2. Una vez construidos los dominios de cálculo realizan barridos de frecuencias en todas las mallas a un nivel de referencia prefijado (pleamar). Con un salto de tiempo en los periodos del barrido de 2 segundos. Los barridos de frecuencias se realizan a partir de 150 segundos ya que son estos los que se ven afectados por la recomendación de al menos 0.5 longitudes de onda contenidos en el dominio de cálculo.
3. El siguiente paso a tomar es observar los periodos resonantes obtenidos. Cabe esperar que estos periodos varíen a medida que la corona se encuentre a mayor distancia del puerto hasta una longitud entre la corona y el puerto en la que se estabilicen los periodos.
4. Una vez los periodos se estabilicen a partir de una distancia de la corona en una malla, será la seleccionada para el posterior modelado numérico de los puertos.

Las condiciones de contorno una vez seleccionado el dominio de cálculo serán de una reflexión de 100% en la costa y 0% a los contornos que representan agua, para facilitar el reconocimiento de los periodos resonantes.

Barrido de frecuencias

La técnica para la identificación numérica de los períodos resonantes, se basa en forzar el modelo MSP con un ruido blanco (forzamiento artificial de amplitud constante que abarque el rango de frecuencias de las ondas largas en forma de ruido blanco).

Para la realización de estos barridos se deben colocar en los dominios de cálculo puntos de control para observar las amplificaciones obtenidas. Estos puntos de control han de ser colocados en las esquinas de las dársenas debido a que en la resonancia portuarias es donde se obtienen mayores amplificaciones. Se aconseja colocar puntos en todas las esquinas de las dársenas y como se comentara posteriormente realizar una selección post-barrido.

El barrido de frecuencias se realizará con un intervalo de tiempo de 2 segundos y tres niveles de marea

La ejecución del barrido de frecuencias a tres niveles de marea, se debe a que la geometría del puerto es uno de los factores más importantes en la resonancia portuaria, ya que la forma natural de oscilación del agua encerrada en una dársena, depende fundamentalmente del volumen de agua existente.

De todos es sabido que, por efecto de la marea, ese volumen de esa masa de agua no es constante en el tiempo por lo que los períodos propios de oscilación de la dársena también cambiarán en el tiempo. Este proceso será más evidente en zonas mesomarereales y macromareales donde los rangos de marea son superiores a 2 metros aumentando considerablemente los volúmenes de las dársenas.

A continuación se muestra un ejemplo de variación de los periodos resonantes a diferentes niveles de marea:

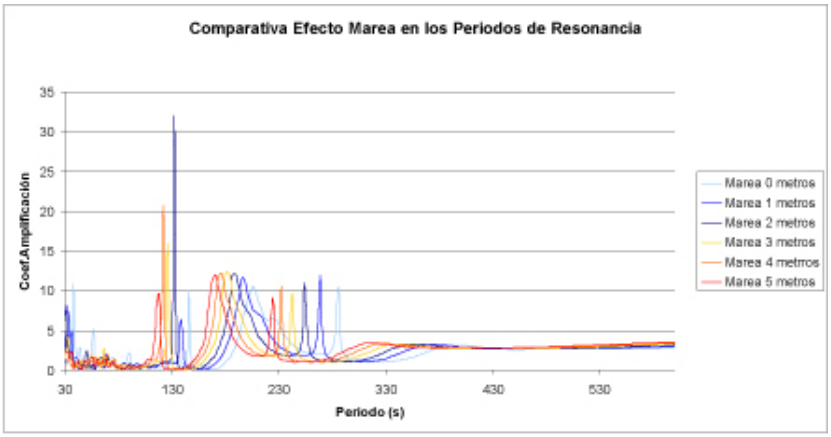


Figura 5 .Variación de los periodos de oscilación con el nivel de marea.

En la figura 5, se observa cómo cada modo resonante tiene asociado un periodo mayor en situación de bajamar y el período propio desciende de magnitud a medida que aumenta el nivel de marea.

Representación del barrido de frecuencias y ejecución de los modos resonantes

Para la interpretación de los resultados obtenidos por el barrido de frecuencias se ha confeccionado un grafico denominado "gráfico ADN" el cual integra y representa los resultados de las amplificaciones resonantes relacionando cada punto de control con cada periodo del ruido blanco utilizado, de esta forma se puede visualizar completamente y en un solo grafico, el comportamiento resonante de un puerto real.

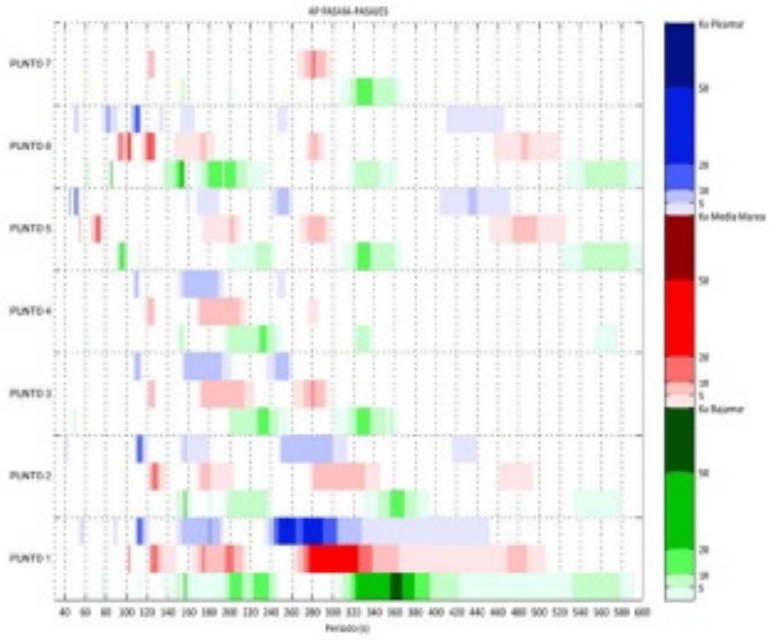


Figura 6. Ejemplo de grafico ADN.

Una vez reconocidos los periodos resonantes en el gráfico ADN se debe interpretar la forma de oscilar de cada onda larga resonante. Para ello se ejecuta el modelo con forzamientos monocromáticos de amplitud 0.5 metros y periodo coincidente con el periodo resonante y dirección perpendicular a la corona siendo el nivel de marea el mismo que para el periodo resonante.

Tras la ejecución se obtienen mapas de coeficientes de amplificación y coeficiente de velocidad que ayudan a interpretar la forma de oscilar de la masa de agua.

PRESENTACION FINAL DE LOS RESULTADOS

Atlas de resonancia portuaria

El producto final en el que se presentaran los resultados es el atlas de resonancia, compuesto de fichas descriptivas de cada puerto, concretamente estas fichas estarán compuestas por dos subtipos que contienen la siguiente información:

1. Ficha de las características generales del puerto en las que se muestran los niveles de marea de referencia imagen con la localización de las dársenas, imagen de la malla de cálculo empleada, imagen de los puntos de control analizados con las coordenadas en UTM y el grafico ADN general para todo el puerto.

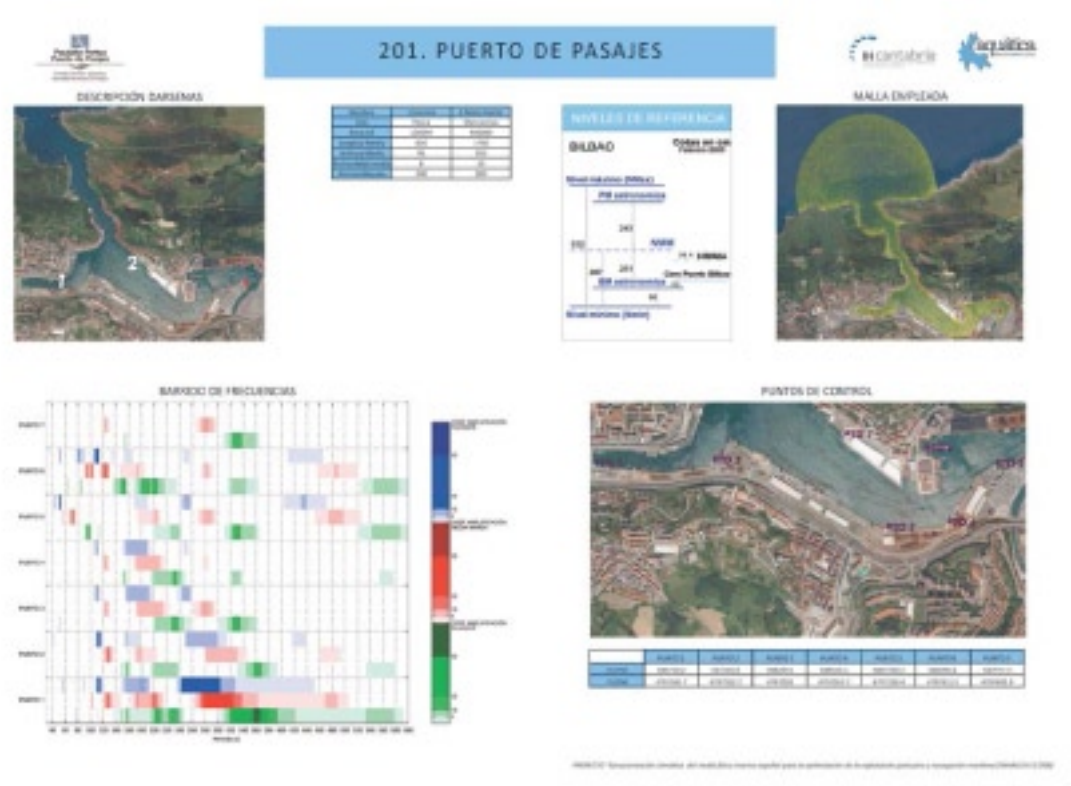


Figura 7 .Imagen ejemplo de ficha general.

Ficha de identificación de modos resonantes en cada dársena, en las que se muestran una imagen con esquema del modo oscilante, el grafico ADN especifico de cada dársena con los modos resonantes detectados, una tabla con los periodos que comprenden cada modo resonante, así como los mapas de coeficientes de amplificación y velocidades para cada uno de los modos resonantes.

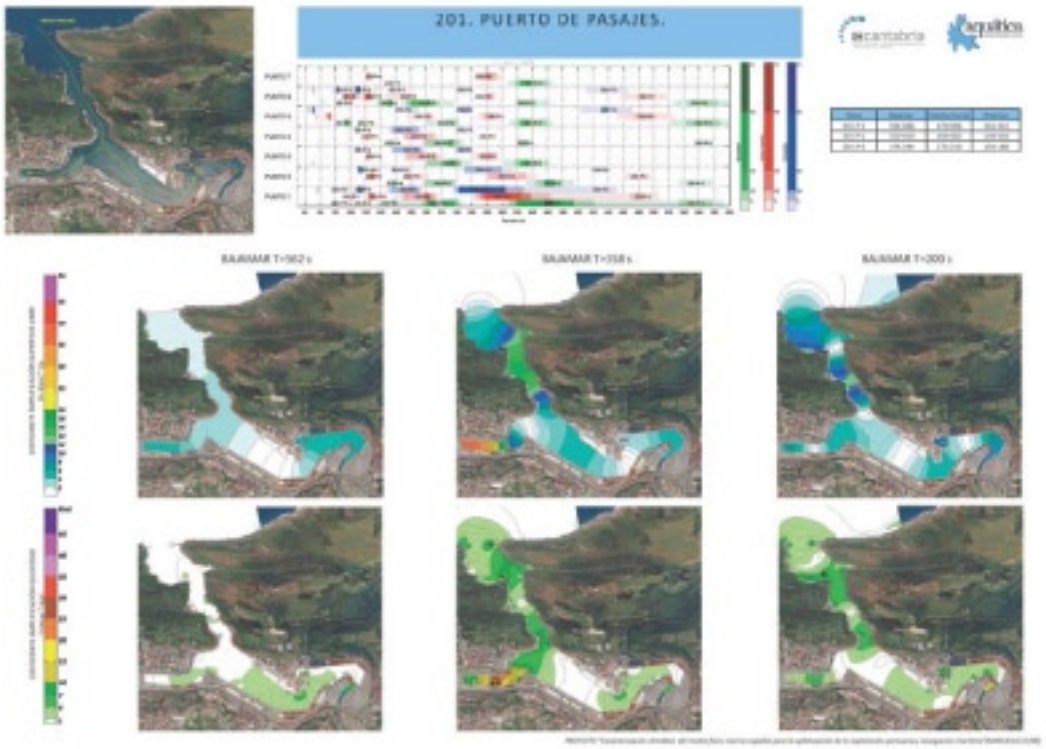


Figura 8 .Imagen ejemplo de ficha de identificación de modos resonante.

Integración de la información en una plataforma Web

Asimismo se están generando archivos compatibles con Google Earth, para poner a disposición de los usuarios la información para descarga vía WEB

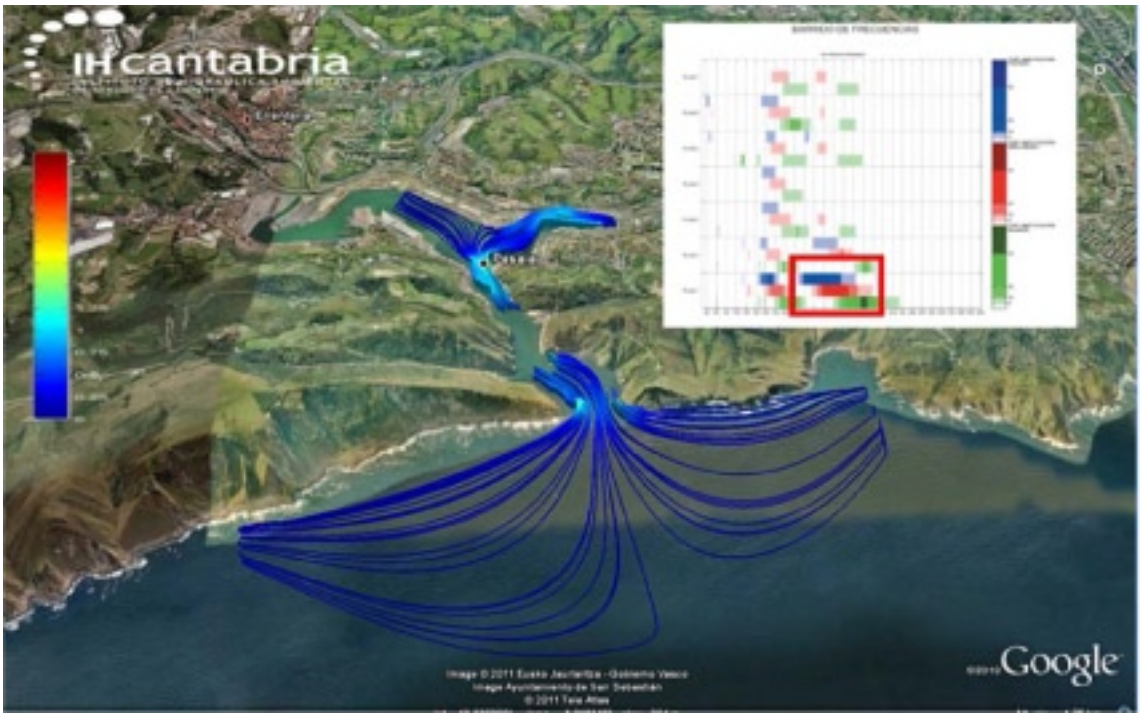


Figura 9 .Imagen ejemplo de líneas de corriente

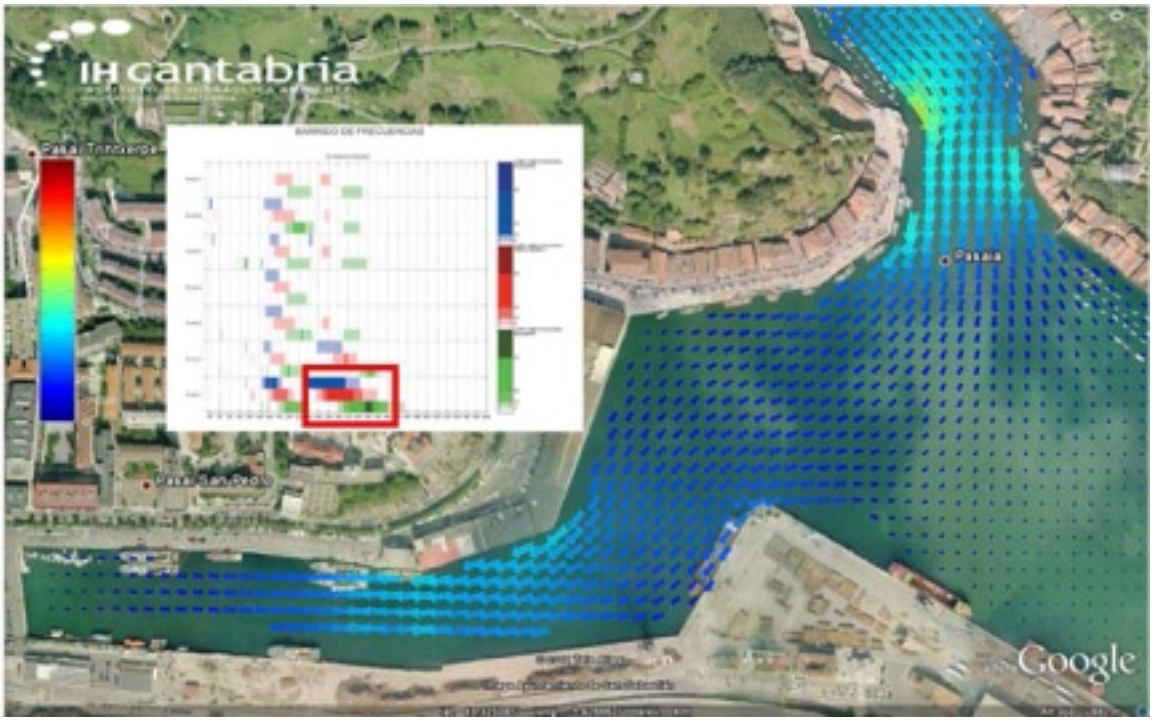


Figura 10 .Imagen ejemplo de corrientes resonantes para un periodo

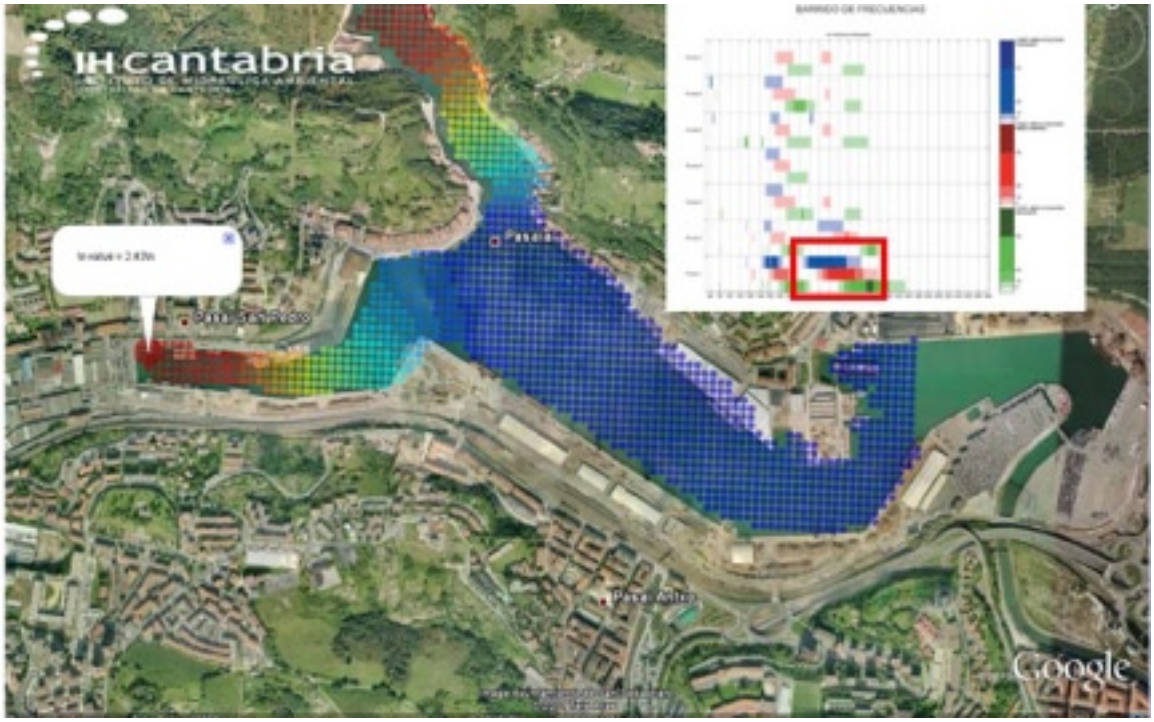


Figura 11. Imagen ejemplo de amplificaciones resonantes para un periodo

AGRADECIMIENTOS

El presente estudio agradece la financiación del proyecto MARUCA (E17/08), Acción estratégica de energía y cambio climático, Ministerio de Fomento, y a Puertos del Estado, por la información instrumental proporcionada.