XIV JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE

COSTAS Y PUERTOS

Alicante 24 y 25 de mayo de 2017



EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

XIV Jornadas españolas de ingeniería de

Costas y Puertos

Alicante, 24 y 25 de mayo de 2017

Editora científica

M. Esther Gómez-Martín

EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Congresos UPV

XIV Jornadas españolas de ingeniería de Costas y Puertos

Editora científica
M. Esther Gómez-Martín

© de los textos: los autores

© imagen de portada: "Hidra imagen aérea" (hidraimagen.com)

© 2018 Editorial Universitat Politècnica de València
www.lalibreria.upv.es / Ref.: 6401_01_01_01

ISBN: 978-84-9048-619-1

La Editorial UPV autoriza la reproducción, traducción y difusión parcial de la presente publicación con fines científicos, educativos y de investigación que no sean comerciales ni de lucro, siempre que se identifique y se reconozca debidamente a la Editorial UPV, la publicación y los autores. La autorización para reproducir, difundir o traducir el presente estudio, o compilar o crear obras derivadas del mismo en cualquier forma, con fines comerciales/lucrativos o sin ánimo de lucro, deberá solicitarse por escrito al correo edicion@editorial.upv.es.

Patrocinadores

AYUNTAMIENTO DE ALICANTE

Alicante City & Beach

Colaboradores

GOBIERNO PROVINCIAL ALICANTE
La Dipu de los Pueblos

Puerto de Motril
GRANADA
Autoridad Portuaria de Motril

INCREA
www.increa.eu

renfe

ALICANTE PORT
Autoridad Portuaria de Alicante

CAMINOS upv

IBERIA

SIMRAD 70 YEARS 1947-2017

PAVASAL

GrupoTragsa
Garantía Profesional. Servicio Público

MARHIS

cubipod SATO

HCTech
I+D+Hidrografía

DHI

Costa Blanca
ALICANTE · SPAIN

Escuela Politécnica Superior

Organizadores

AYUNTAMIENTO DE ALICANTE

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA Y PARA LAS ADMINISTRACIONES TERRITORIALES

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y PESCA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE

ALICANTE PORT
Autoridad Portuaria de Alicante

GENERALITAT VALENCIANA
CONSELLERIA D'HABITATGE, OBRES PÚBLIQUES I VERTEBRACIÓ DEL TERRITORI

CICCP
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Comunidad Valenciana

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Comité Permanente

Adolfo Uriarte Villalba, *AZTI TECNALIA*

Gonzalo Gómez Barquín, *Puertos del Estado*

José Manuel González Herrero, *ACCIONA Ingeniería, S.A.*

José María Grassa Garrido, *CEDEX*

Josep Ramon Medina Folgado, *Universitat Politècnica de València*

Paloma Lorente Velázquez-Gaztelu, *Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar*

Raúl Medina Santamaría, *Instituto de Hidráulica Ambiental IH Cantabria*

Comité Organizador

Presidentes

Gabriel Echávarri Fernández, *Alcalde del Ayuntamiento de Alicante*

Juan Antonio Gisbert García, *Presidente de la Autoridad Portuaria de Alicante*

José Miguel Saval Pérez, *Subdelegado del Gobierno en Alicante*

Rosa de los Ríos Jimeno, *Jefa del Servicio Provincial de Costas en Alicante*

Secretaria

M. Esther Gómez-Martín, *Universidad de Alicante / Universitat Politècnica de València*

Vocales

Andrés Francisco Rico Mora, *Representante Provincial de Alicante del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*

Carlos Eleno Carretero, *Director de la Autoridad Portuaria de Alicante*

Luis Aragonés Pomares, *Coordinador de Grado en Ingeniería Civil de la Universidad de Alicante*

M. Auxiliadora Jordá Guijarro, *Jefa de Proyectos del Servicio Provincial de Costas en Alicante*

M. Pilar Álvarez Montero, *Sub. DG de Puertos, Aeropuertos y Costas de la Conselleria de Vivienda, Obras Públicas y Vertebración del Territorio de la Comunidad Valencia*

Temas

Las Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos son unos encuentros bienales, de carácter científico-técnico, que reúnen a los mejores expertos tanto de las universidades como de las administraciones y empresas, en los que se abordan a través de Ponencias y Sesiones de Pósteres temas de máximo interés, relacionados con las infraestructuras portuarias y con la gestión y protección del litoral.

Las decimocuartas Jornadas se celebrarán en Alicante y su organización ha sido asumida por un comité local que trata de representar a los diferentes sectores involucrados, como son, el Ayuntamiento de Alicante, la Subdelegación del Gobierno, la Autoridad Portuaria de Alicante, el Servicio Provincial de Costas en Alicante, la Conselleria de Vivienda, Obras Públicas y Vertebración del Territorio de la Comunidad Valenciana, la Universidad de Alicante y el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

En estas Jornadas, estarán presentes las instituciones, empresas y entidades más relevantes en las actuaciones que se llevan a cabo en la zona portuaria y costera, a través tanto de la exposición comercial como de las ponencias que se desarrollarán en 5 salas simultáneas. Con una asistencia prevista de más de 400 profesionales del sector, la XIV edición de estas Jornadas va a ser un punto de encuentro imprescindible durante el año 2017.

Clima Marítimo. Oceanografía Física

Medio Ambiente, Vertidos y Calidad del Agua Marina

Obras y Estructuras Marítimas

Procesos Litorales y Actuaciones en la Costa

Planificación y Gestión de Puertos

Gestión del Litoral

Riesgos de Inundación y Cambio Climático

Planificación Espacial Marina y Estrategias Marinas Europea

Índice

PRUEBA DE TIRO DE DUQUE DE ALBA CON MEDIOS MARÍTIMOS. PUERTO DE MAÓ 1
Cesare A. Mosca; Antonio Ginard López

AMPLIACIÓN DE LA LÍNEA DE ATRAQUE MEDIANTE LA EJECUCIÓN DE DUQUES DE ALBA EN LA TERMINAL DE TRANSBORADORES DE BOUZAS 9
Miguel Ángel López; José Enrique Escolar; Santiago Povedano

OBRA AUMENTO DE CALADO DEL MUELLE RAOS 1 EN EL PUERTO DE SANTANDER 25
Alberto Rodríguez-Solórzano; Néstor Urrutxua-Miguel

TRASLADO Y MONTAJE DE UNA RAMPA RO-RO FLOTANTE DESDE EL ÁREA COMERCIAL A LA ESTACIÓN MARÍTIMA EN EL PUERTO DE SANTANDER 33
Rubén Suárez-López; María Luisa Magallanes-Fernández; Manuel Biedma-García; Julián Murillo-Bolado

ALGECIRAS SAFEPORT: NUEVAS HERRAMIENTAS MET-OCEAN PARA EL DISEÑO Y EXPLOTACIÓN PORTUARIA 43
Pablo Rodríguez-Rubio; Francisco J. de los Santos; Rafael Molina; Christian Mans; Gabriel Díaz-Hernández; Antonio Tomás; Javier L. Lara; José María Terrés-Nícoli; Iñigo J. Losada; Enrique Álvarez

HERRAMIENTAS PARA EL DIAGNÓSTICO Y GESTIÓN DE LA AGITACIÓN PRODUCIDA POR EL PASO DE EMBARCACIONES EN ÁREAS PORTUARIAS 51
Gabriel Díaz-Hernández; Antonio Tomás; Javier L. Lara; Beatriz Rodríguez; Rafael Molina; Pablo Rodríguez-Rubio; Francisco de los Santos

INTERACCIÓN ENTRE LA REFLEXIÓN DE LA GENERACIÓN DE FORMAS DE LECHO 63
Manuel Cobos; María Clavero; Sandro Longo; Asunción Baquerizo; Miguel Ángel Losada

TIPOLOGÍAS DE PERFILES DE PLAYAS EN EL LITORAL DE LA PROVINCIA DE CÁDIZ 71
Antonio Contreras; Gregorio Gómez-Pina; Juan José Muñoz-Pérez; Gabriel Chamorro

MAPAS DE PELIGROSIDAD POR MAREMOTO EN LA COSTA ESPAÑOLA COMO APOYO PARA EL ESTABLECIMIENTO DE LOS PLANES DE ACTUACIÓN DE C.C.A.A. 83
Mauricio González; Íñigo Aniel-Quiroga; Pablo García; Omar Quetzalcoatl; Patricia Fernández

MAPAS DE PELIGROSIDAD FRENTE A MAREMOTOS EN LAS COSTAS ESPAÑOLAS 91
Ángela Palao-Domínguez; María Crespo; Ángela Tintoré-Parra; Luis Lacoma-Aller; Ana María Fernández-Espinosa

BARRERAS NATURALES PARA LA DEFENSA DE LA COSTA: MARCO ESTRATÉGICO Y APLICACIONES 101
Pelayo Menéndez; Íñigo J. Losada; Michael W. Beck; Borja G. Reguero

ENSAYO EN MODELO FÍSICO A GRAN ESCALA DE LAS OPERACIONES DE REPERFILADO DE PLAYAS PARA LA PROTECCIÓN DEL TERRITORIO FRENTE A TEMPORALES DE OLEAJE 103
José Francisco Sánchez-González; Melva Martín-Hidalgo; José Manuel de la Peña-Olivas

ESTUDIOS DE DISPERSIÓN PARA EL VERTIDO DE LOS PRODUCTOS DE DRAGADO. CASOS: ENTORNO DE SÁLVORA 115
Juan Antonio Rodríguez-Pardo; Miguel Ángel Vigo-Baz; Fernando López-Mera

HERRAMIENTAS DE APOYO A LA GESTIÓN DE CONTINGENCIAS POR VERTIDOS MARINOS EN EL PUERTO DE BILBAO (BILBOIL) 127
Jorge Arce-Marcos; Andrea Del Campo-Pena; Manuel González-Pérez; Luis Ferrer-Rodríguez; David Gutiérrez-Barceló; Alberto Ojanguren-Bergaz

REFUERZO DEL DIQUE DE ONDARROA TRAS EL TEMPORAL DEL 9 DE FEBRERO DE 2016 135
Elena Quevedo-Baquerizo; Lorenzo Quevedo-Negrete; Saioa Rezabal-Arocena

DISEÑO INTEGRAL OPTIMIZADO DE DEFENSAS COSTERAS Y MARINA CON EL USO DE XBLOC 145
Jorge Gutiérrez-Martínez; Richard De Rover; Pieter Bakker; Johan Sebastiaan Reedijk; Erik ten Oever, Tamara Eggeling; John Rae Manaois; Michael Van de Koppel

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA MARINA BAIE D'ALGER 151
Juan Ignacio Grau-Albert; Juan Lazzari-Gutiérrez; Vicente Pardo

METODOLOGÍA PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA MANIOBRA DE FONDEO DE CAJONES EN INFRAESTRUCTURAS MARÍTIMAS 155
Lucía Meneses; Daniel de Los Dolores; Javier Sarmiento; David Blanco; Raúl Guanche; Íñigo J. Losada; María F. Rodríguez de Segovia; Manuel J. Ruiz; Miguel Ángel Martín; María José Conde; Francisco Esteban

PLOCAN: REFLOTE, TRANSPORTE Y FONDEO DE OBRA MARÍTIMA SINGULAR 167
Natividad Sánchez-López; José Manuel González-Herrero; P. Bautiste Villanueva

SIMULACIÓN DEL PROCESO DE REMOLQUE DE CIMENTACIONES PARA AEROGENERADORES MARINOS. PROYECTO I+D+i "CAPEMA" 179
Jesús Fernández-Prisuelos; José María Montero-Montalvo; Miguel Vázquez-Romero; Laura Freire-Bermúdez

BARCOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PARQUES EÓLICOS OFFSHORE: VENTANAS TEMPORALES Y CLASIFICACIÓN COVEMA 189
Jorge Luengo; Javier García ~~Barba~~; Vicente Negro; José Santos López-Gutiérrez; María Dolores Esteban Pérez

VALIDACIÓN PRE-OPERATIVA Y PUESTA EN MARCHA DEL SISTEMA OPERACIONAL DE AGITACIÓN PORTUARIA DEL PROYECTO SAMOA 199
Gabriel Díaz-Hernández, Beatriz Rodríguez, Enrique Álvarez-Fanjul, Jose María García-Valdecasas, Javier L. Lara, Raúl Medina, Antonio Tomás

NUEVOS RETOS EN LA OBSERVACIÓN Y PREDICCIÓN DE RIESGOS ASOCIADOS AL NIVEL DEL MAR 211
Begoña Pérez Gómez; Irene Pérez González; Marcos García Sotillo; Enrique Álvarez Fanjul

NUEVA GUÍA DEL PIANC SOBRE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO PARA PUERTOS MARÍTIMOS Y DE INTERIOR E INFRAESTRUCTURA MARÍTIMA (PIANC WG178) 213
Susana Lizondo; Iñigo Losada Rodríguez; Jan Brooke; Charles Haine; Ben Hodgkin

EXPERIENCIA EN EL TRASLADO DE EJEMPLARES DE NACRA DE ROCA (PINNA RUDIS) AFECTADOS POR ACTUACIONES PORTUARIAS EN AGUAS DE SERVICIO DEL PUERTO DE ALGECIRAS 221
Francisco José González; Mario Barrientos; Sergio Mestre; Carlo Tidu; Susana Díez; Manuel Moreno; Juan Pablo Pérez; Alfredo Carrasco; Juan Antonio Patrón

REUBICACIÓN DE 75 EJEMPLARES DE *PINNA NOBILIS* PREVIA A LA INSTALACIÓN DE UN CABLE SUBMARINO EN EL PARQUE NATURAL DEL DELTA DEL EBRO 229
Vicente Castañer-Franch y Javier Martín-Fernández

ANÁLISIS DE LAS TENSIONES TÉRMICAS EN CUBIPOD®. PROYECTO CEMAT 241
Vicente Pardo; Daniel Di Capua; Carmen Andrade; Luís Saucedo y José Millán

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ANTE TSUNAMI DE DIQUES ROMPEOLAS DE MATERIALES SUELTOS BASADO EN ENSAYOS DE LABORATORIO 251
Íñigo Aniel-Quiroga; César Vidal; E. M. González; Javier López Lara

FORMA EN PLANTA DE EQUILIBRIO EN PLAYAS ENCAJADAS: INFLUENCIA DE LA VARIABILIDAD DIRECCIONAL DEL OLEAJE 261
Ahmed Ibrahim Elshinnawy; Raúl Medina; Mauricio González

LA EVOLUCIÓN DE LA LÍNEA DE COSTA EN LAS PLAYAS DE ARENA DEL LEVANTE MEDITERRÁNEO 273
José Ignacio Pagán Conesa; Luis Aragonés Pomares; Isabel López Úbeda; José Cristobal Serra Peris

DISEÑO DE UN ARRECIFE ARTIFICIAL DE SURF ARTIFICIAL EN LA PLAYA DE SOMO-LOREDO 283
Jared Ortiz-Angulo Cantos; Gabriel Díaz-Hernández; Javier López-Lara

EL CÁLCULO DEL LIMITE INTERIOR DE LA ZONA MARÍTIMO-TERRESTRE EN LA NUEVA NORMATIVA DE COSTAS: UN PROBLEMA DE GESTIÓN 291
José Ramón Martínez-Cordero; Christian Jesús Montero-Llerandi

CONSIDERACIONES PARA UNA METODOLOGÍA ÚNICA EN LA ESTIMACIÓN DEL ALCANCE DE UN TEMPORAL. APLICACIÓN PARA LA DELIMITACIÓN DE LA ZONA MARÍTIMO TERRESTRE 305
Pablo Cabrera; Juan José Muñoz; Gabriel Chamorro

EL PATRIMONIO CULTURAL DEL PAISAJE COSTERO EN LA PROVINCIA DE ALICANTE 313
José Luis Menéndez Fueyo; Mª Auxiliadora Jordá Guijarro

INNOVACIONES EN LA CONSTRUCCIÓN DEL TERCER JUEGO DE ESCLUSAS DEL CANAL DE PANAMÁ 325
Sergi Ametller

ESTIMACIÓN NUMÉRICA DE LA VELOCIDAD LÍMITE DE VIENTO PARA LA PERMANENCIA DE MEGACRUCEROS EN LA TERMINAL ADOSADA AL DIQUE DEL OESTE DEL PUERTO DE PALMA. COMPARACIÓN CON EL PROCEDIMIENTO DE LA ROM 329
Mª Jesús Martín-Soldevilla; Marta Jiménez-Saavedra; Ana Lope-Carvajal; Antonio Ginard-López; Víctor Darder-Gallardo

ESTABILIZACIÓN DEL ENTORNO NATURAL DE LA PLAYA DE SANT SEBASTIÀ. SITGES (BARCELONA) 339
Ana María Castañeda-Fraile; Francisco Javier Escartín-García

INFLUENCIA DE LOS CONVERTIDORES DE ENERGÍA DEL OLEAJE EN LA MORFODINÁMICA DE PLAYAS HETEROGÉNEAS 351
Rafael J. Bergillos; Adolfo García-García; Alejandro López-Ruiz; Miguel Ortega-Sánchez

METODOLOGÍA PARA LA TRAMIFICACIÓN DE ZONAS DE TRANSICIÓN BASADA EN LA INTERACCIÓN DE AGENTES 359
Juan Del Rosal-Salido; Pedro Folgueras; Miguel Ortega-Sánchez; Miguel Ángel Losada

LAS ESTRATEGIAS MARINAS DE ESPAÑA: UNA VISIÓN DE CONJUNTO TRAS LA FINALIZACIÓN DEL PRIMER CICLO 369
Mª Sagrario Arrieta Algarra; Ainhoa Pérez Puyol; Marta Martínez-Gil Pardo de Vera; Jose Luis Buceta Miller; Laura Díaz Domínguez; Paula Isabel Valcarce Arena; Jorge Alonso Rodríguez; Ana Ruiz Sierra; Itziar Martín Partida; Cristina Danés de Castro

ESTUDIO DE UNA SOLUCIÓN PARA LA REDUCCIÓN DEL REBASE EN EL DIQUE SUROESTE DE LA DÁRSENA DE ESCOMBRERAS 383
José Maria Valdés; José María Grassa; Ramón M. Gutiérrez-Serret; José Lozano; Maria Jesús Martin-Soldevilla; Paloma Aberturas; Martín Jáuregui

VALIDACIÓN EXPERIMENTAL DE LA RED NEURONAL DE CLASH PARA DIQUES REBASABLES A ROTURA POR FONDO 395
Gloria Argente; Maria Piedad Herrera; María Esther Gómez-Martín; Josep Ramón Medina

EL FACTOR DE RUGOSIDAD EN LA ESTIMACIÓN DE REBASE 403
Josep Ramón Medina; Jorge Molines

APLICACIÓN DE LA CARACTERIZACIÓN MULTIVARIADA DE LOS TEMPORALES A LA VERIFICACIÓN DEL DISEÑO CON LOS MÉTODOS PROBABILISTAS RECOGIDOS EN LA ROM 411
Mª Jesús Martin; Paloma Aberuras; Elena Cristóbal; José M. Grassa; Obdulio Serrano; Enrique Álvarez; Susana Pérez

CÁLCULO SEMIPROBABILÍSTICO DE LAS OBRAS DE ABRIGO. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE DIFERENTES MÉTODOS DE NIVEL I (COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES) 423
F Javier Escartín-García

ESTUDIO DE LA PLAYA DE SAN LORENZO DE GIJÓN (ASTURIAS) 433
José Manuel de la Peña Olivas; José Francisco Sánchez González

REHABILITACIÓN DE LOS MUELLES QUE CONFORMAN LA MARINA DEL PORT VELL EN EL PUERTO DE BARCELONA 445
Jose María Naranjo; Elisa Barrós; Juan Vicente Miñana; Joan González

EL PROBLEMA DE LA GESTIÓN DE LOS DRAGADOS DE MANTENIMIENTO EN PEQUEÑOS PUERTOS AUTONÓMICOS 457
María Luisa Magallanes-Fernández; Juan Casanueva-Arpide; Amador Gafo-Álvarez

REFLEXIONES SOBRE EL EMPLEO DE MODELOS NUMÉRICOS “USER FRIENDLY” EN LA PRÁCTICA PROFESIONAL DE LA INGENIERÍA MARÍTIMA 465
Gabriel Chamorro; José Manuel Galán; Vicente Negro; Juan José Muñoz; Pablo Cabrera; Antonio Contreras

ESTUDIO NUMÉRICO DEL EFECTO DE LAS BATEAS MEJILLONERAS EN LA PROPAGACIÓN DEL OLEAJE 473
Gladis Castro-Rodríguez; Gabriel Díaz-Hernández; Javier Sopelana-Peralta

RESPUESTA MAREAL Y DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA SALINIDAD EN EL ESTUARIO DEL GUADALQUIVIR POR CAMBIOS EN LA MORFOLOGÍA DE LA RED DE CANALES 485
Reyes Siles-Ajamil; Manuel Díez-Minguito; Miguel Ángel Losada-Rodríguez

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL TRANSPORTE DE CANTIDAD DE MOVIMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE VIENTO 495
Andrea Lira-Loarca; Fabio Addona; María Clavero; Sandro Longo; Asunción Baquerizo; Miguel Ángel Losada

ESTABILIDAD DE LOS ESPALDONES DE DIQUES EN TALUD CON MANTOS DE CUBOS Y CUBÍPODOS 501
Jorge Molines; Josep Ramón Medina

EVALUACIÓN DE LA ATENUACIÓN DE LA RESONANCIA EN PUERTOS MEDIANTE ESTRUCTURAS ANTIRREFLEJANTES 509
Jose Alberto Gonzalez-Escriva; Josep R. Medina; Joaquín M. Garrido

RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE BERMAS DE PROTECCIÓN EN MUROS DE PASEOS MARÍTIMOS 519
Jesús González Moreno; Miguel Figueres Moreno; Joaquín Garrido

DISEÑO DE BERMAS DE PIE CON OLEAJE ROMPIENDO POR FONDO 529
Maria Piedad Herrera Gamboa; Josep R. Medina

COMPORTAMIENTO HIDRODINÁMICO Y SENSIBILIDAD DE LOS ESQUEMAS DE DISEÑO EN ESTRUCTURAS DE GRAVEDAD APLICADAS A ENERGÍAS EÓLICAS MARINAS 539
Adrián Escobar; José Santos López-Gutiérrez; María Dolores Esteban; Vicente Negro

MODELO HIDRODINÁMICO DE ALTA RESOLUCIÓN DEL PUERTO DE ALGECIRAS - PROYECTO SAMPA2 549
Simone Sammartino; J. Carlos Sánchez-Garrido; Cristina Naranjo; Jesús García-Lafuente; Pablo Rodríguez-Rubio; Francisco de los Santos-Ramos; Marcos García-Sotillo; Enrique Álvarez-Fanjul

¿CÓMO ENTIENDEN LOS CIUDADANOS LA APARICIÓN DE LOS ESCALONES DE ARENA EN LAS PLAYAS DE CÁDIZ? 563
Gregorio Gómez Pina; P. Poullet; Juan José Muñoz; Antonio Contreras

LA REGRESIÓN EN LA COSTA DE VALENCIA ENTRE LOS RÍOS TURIA Y JÚCAR: REVISIÓN HISTÓRICA Y GESTIÓN 575
Vicente Ibarra; Jaime Almenar

IMPACTO SOBRE LAS PLAYAS AL NORTE Y SUR DEL PUERTO DE VALENCIA TRAS LA FINALIZACIÓN DE LAS OBRAS DE AMPLIACIÓN 579
José C. Serra-Peris; Manuel Guerra-Vázquez; Maravillas Sánchez-Barcaeztegui

ACTUACIONES EN EL LITORAL DE A CORUÑA PARA MITIGAR LOS EFECTOS DE LOS TEMPORALES EXTRAORDINARIOS DEL ÚLTIMO LUSTRO 587
Carlos Gil Villar; Rafael Eimil Apenela; Ignacio Pardo de Vera; Ricardo Babío Arcay

SENDA PEATONAL Y RECUPERACIÓN DE ESTRUCTURAS ARQUEOLÓGICAS DE LA ÉPOCA ROMANA ENTRE LA PLAYA DE LA ALBUFERETA Y EL PUERTO COSTABLANCA, EN EL T.M. DE ALICANTE 599
Rafael Zamorano Rubio; Mª Auxiliadora Jordá Guijarro; Joaquín Pina Mira; Adela Sánchez Lardiés; José Luis Morales Maciá

PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA TERMINAL DE CONTENEDORES SEMIAUTOMATIZADA EN LA AMPLIACIÓN NORTE DEL PUERTO DE VALENCIA 611
Rafael Ignacio González-Mateos; Pablo Jiménez-Bayo; José Aguilar-Herrando

PUERTO DE MOTRIL (GRANADA): TRANSFORMACIÓN DE UN PUERTO AL SERVICIO DEL TRÁFICO DE PASAJEROS 623
Mónica Ruiz Seisdedos

PREDICCIÓN METEOROLÓGICA Y DE DISPERSIÓN DE CONTAMINANTES DE ALTA RESOLUCIÓN EN ZONAS PORTUARIAS 633
Elena Padorno-Prieto; Inés Santos-Atienza; José Ángel Ruíz-Pacheco; María Allué-Camacho; Víctor Vaz-de Jesús; Isabel Martínez-Marco

GENERACIÓN DEL OLEAJE EN AGUAS SOMERAS: UN ENFOQUE TEÓRICO APLICADO AL SACO INTERNO DE LA BAHÍA DE CÁDIZ 643
Pilar Díaz-Carrasco; Miguel Ortega-Sánchez; Miguel Á. Losada

ONDAS DE PLATAFORMA CONTINENTAL EN EL MAR DE ALBORÁN Y COSTA LEVANTINA ESPAÑOLA 655
Maria Ángeles Serrano; Manuel Díez-Minguito; Miguel Ortega-Sánchez; Miguel Á. Losada

VERIFICACIÓN DE VARIABLES METEOROLÓGICAS DEL MODELO HARMONIE A MUY ALTA RESOLUCIÓN 661
José Ángel Ruiz-Pacheco; Elena Padorno-Prieto; Inés Santos-Atienza; Isabel Martínez-Marco

NUEVOS MÉTODOS COMPUTACIONALES APLICADOS A LA INGENIERÍA DE COSTAS 671
Mercedes López-López; Isabel López-Úbeda; Yolanda Villacampa-Esteve; Luis Aragonés-Pomares

MODELO INTEGRAL PARA LA GESTIÓN DE CALIDAD DE AGUAS EN ZONAS COSTERAS 677
Celia Murcia; Fernando Álvarez

ANÁLISIS DE LOS EVENTOS EXTREMOS DE REBASE Y ESTABILIDAD DE LA CORONACIÓN DE DIQUES EN TALUD 683
Patricia Mares-Nasarre; María Piedad Herrera; M. Esther Gómez-Martín; Josep Ramon Medina

ADAPTACIÓN DE TERMINALES PORTUARIAS AL INCREMENTO DE TAMAÑO DE LOS BUQUES 691
Eloy Pita; Mario Sánchez-Barriga; Lucas Martín

ESTIMACIÓN DE LA SENSITIVIDAD A PARTIR DE ENSAYOS T-BAR EN SUELOS BLANDOS MARINOS 701
Marcelo Deivinzenci; Amadeu Deu; Norma Pérez

DISEÑO DE MANTOS DE CUBÍPODOS “INDESTRUCTIBLES” Y NO REBASABLES SOMETIDOS A OLEAJE LIMITADO POR FONDO 707
María Esther Gómez-Martín; María Piedad Herrera; Josep Ramon Medina

APLICACIÓN DEL TEOREMA DE LA COTA INFERIOR DEL CÁLCULO PLÁSTICO AL PREDIMENSIONAMIENTO DE SISTEMAS DE AMARRE PARA EMBARCACIONES DE RECREO 715
Alfonso Ávila; Carlos R. Sánchez-Carratalá

EL CONCEPTO DE PAISAJE A TRAVÉS DE LOS INSTRUMENTOS DE PLANIFICACIÓN PORTUARIA: APLICACIÓN A LA NÁUTICA RECREATIVA EN LA PROVINCIA DE GRANADA 727
Ricardo Martín-Polo; Fernando Copado-García

METODOLOGÍA PARA LA SIMULACIÓN DE LA OPERATIVIDAD EN CANALES DE NAVEGACIÓN: EL CASO DE PUNTA UMBRÍA 739
Miguel Á. Reyes-Merlo; Pedro Otiñar-Morillas; Juan Del-Rosal-Salido; Rafael J. Bergillos; Miguel Ortega-Sánchez

LA REGENERACIÓN DE LOS ESPACIOS COMO ÁREA DE OPORTUNIDAD URBANA: APLICACIÓN A LOS PUERTOS DE COMPETENCIA AUTONÓMICA 745
Fernando Copado-García; Ricardo Martín-Polo

ANÁLISIS DE IMPLANTACIÓN DE UNA ZONA FRANCA EN LA PROVINCIA DE ALICANTE 755
Joaquín Melgarejo-Moreno; Francisco Llopis-Vañó; Armando Ortuño-Padilla; Patricia Fernández-Aracil

OBRAS DE EMERGENCIA EN EL ACANTILADO EN LA PLAYA DE FUENTE DEL GALLO (CÁDIZ) 763
Natalia Nacle López; Patricio Poullet Brea; Gregorio Gómez Pina; José Manuel González Herrero

SEGUIMIENTO AMBIENTAL DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS DEL PROYECTO DE REHABILITACIÓN MEDIOAMBIENTAL DE LA FACHADA COSTERA DEL CASCO URBANO DE ALTEA (PARTE MARÍTIMA). T.M. DE ALTEA (ALICANTE). CELDA NORTE (EL CHARCO) 773
Francisco Luna Martínez; Mª Auxiliadora Jordá Guijarro; Carlos A. Villena Hernández; Andrea Martínez García Del Real

ALTERACIONES EN EL FLUJO DE ENERGÍA MAREAL EN LAS BAHÍAS POR EL IMPACTO DE NUEVAS CONSTRUCCIONES: BAHÍA DE CÁDIZ 781
Carmen Zarzuelo; Alejandro López-Ruiz; Manuel Díez-Minguito; Andrea Lira-Loarca; Miguel Ortega-Sánchez

ESTABILIZACIÓN CON MALLAS DE ALAMBRE DE ACERO DE ALTO LÍMITE ELÁSTICO TECCO® Y DELTAX® DEL ACANTILADO DE LA PLAYA DE PEÑARRUBIA (GIJÓN – ASTURIAS) 787
Julio Prieto Fernández; José Luis Gutiérrez García; Luis García-Arango Veiga; Hugo Menéndez Rodríguez

REMEDIACIÓN DE SEDIMENTOS MARINOS ANÓXICOS 797
Borja Ferrández; Cesar Bordehore; Antonio Sánchez; Eva S. Fonfría; Mar Cerdán

CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA DE LOS ÁRIDOS PARA SU EMPLEO EN REGENERACIÓN DE PLAYAS DE GRAVA (ESTUDIO DE PLAYAS DE CANTOS RODADOS EN LA PROVINCIA DE ALICANTE) 809
David Cano Giménez; Adolfo Gea Pacheco; Mª Auxiliadora Jordá Guijarro; Juan Antonio Guillamont Hurtado

Prueba de Tiro de Duque de Alba con Medios Marítimos. Puerto de Maó

Mosca, Cesare[a] y Ginard-López, Antonio[b]
[a]Responsable de ingeniería marítima y portuaria. IDOM Consulting, Engineering, Architecture, SAU. Gran Vía de Carles III, 97 Baixos, 08028, Barcelona. cesare.mosca@idom.com, [b]Jefe del Departamento de Infraestructuras. Autoridad Portuaria de Baleares. C/Moll Vell 3-5, 07012 Palma de Mallorca, Baleares. aginard@portsdebalears.com.

Resumen

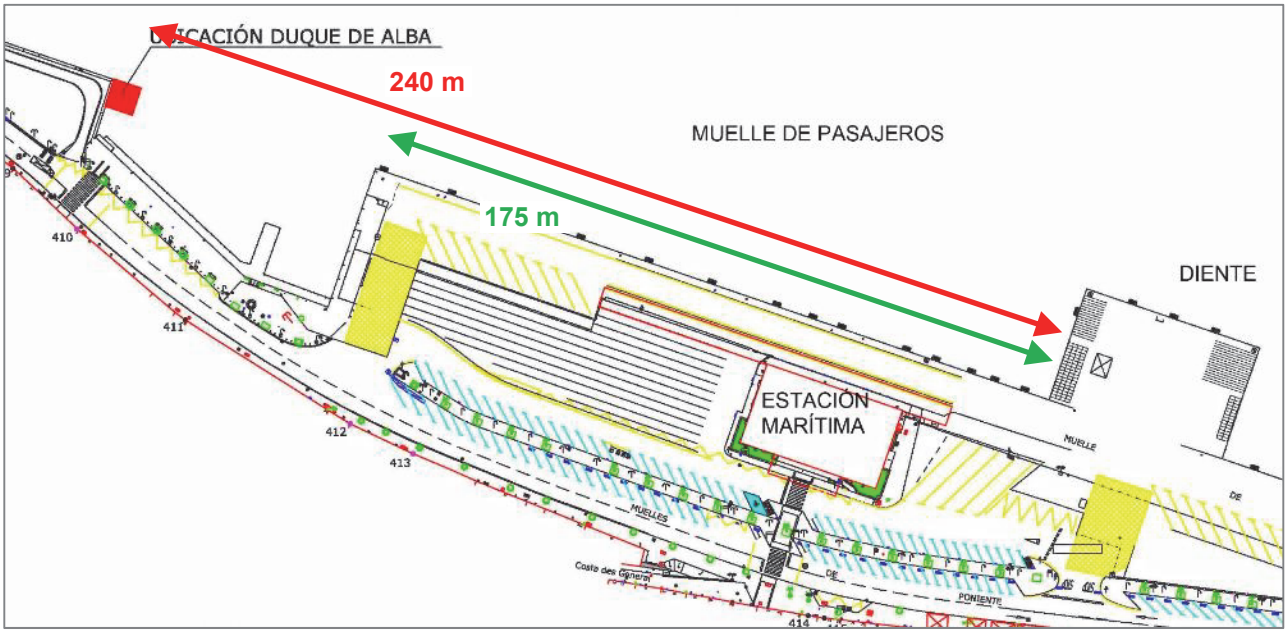
Durante la construcción de un duque de alba en el puerto de Maó, se ha desarrollado y probado un protocolo para la realización de una prueba de tiro mediante remolcador. Basándose en recomendaciones e instrucciones españolas, la prueba se ha diseñado para una carga de tiro de 60 ton. Los resultados han sido positivos, atendiendo a criterios de desplazamiento y de fisuración. Para futuras pruebas se deberá mejorar la medición de las fuerzas y desplazamientos. Este protocolo puede ser útil para futuras pruebas de carga de tiro de bolardos con remolcadores.

Palabras clave: *bollardpull; remolcador; prueba de tiro.*

1 Descripción del proyecto del duque de alba y ejecución de las obras

El puerto de Maó pertenece a la red de Puertos del Estado, y da servicio a distintas tipologías de embarcaciones: buques de crucero, ferrys tipo RO-PAX, petroleros, militares, graneleros, pesqueros y embarcaciones deportivas.

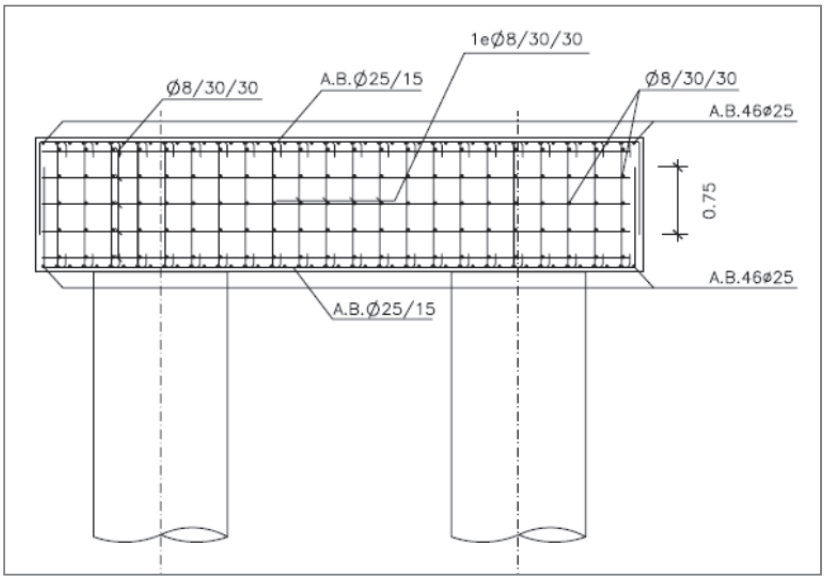
En el mes de octubre de 2007, finalizaron las obras de Ampliación y Mejora de los Muelles del Cos Nou en el Puerto de Maó, fortaleciendo así la posición de la Ribera Norte del puerto de Maó como muelles de carga para buques mixtos de mercancías y pasajeros de tipo RO-RO. Por otro lado, la Ribera Sur del puerto pretende ser destinada para el atraque de cruceros turísticos. Para resolver las necesidades de operatividad que demanda el tráfico de cruceros, se requiere la disposición de nuevas líneas de atraque, que adapten las existentes a las necesidades que requieren estos buques. El tramo de Poniente del muelle de pasajeros de la Ribera Sur, hasta el 2014, tenía una longitud de aproximadamente 176 m. Dicha longitud era insuficiente para este tipo de buques teniendo en cuenta que la eslora de los buques que tienen previsto atracar en este muelle es de 208 m. Ante estos antecedentes, la Autoridad Portuaria de Baleares ha diseñado y construido un duque de alba a una distancia tal del extremo de esta alineación, que permite prolongar el tramo de poniente del muelle de pasajeros hasta los 245 m.

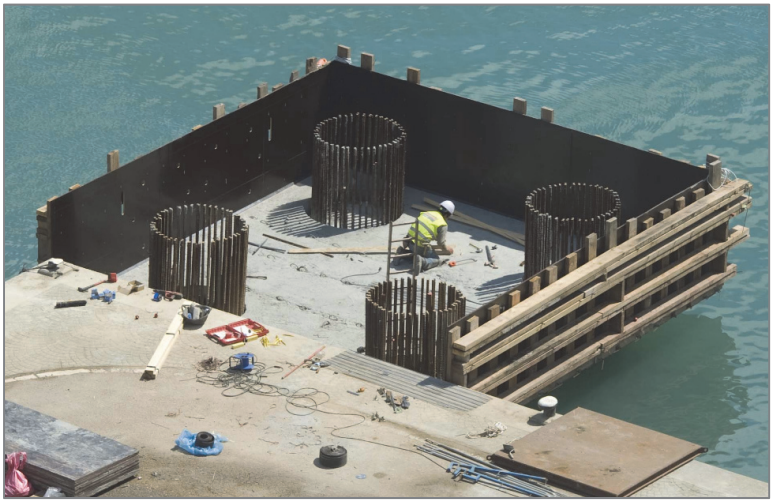


Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

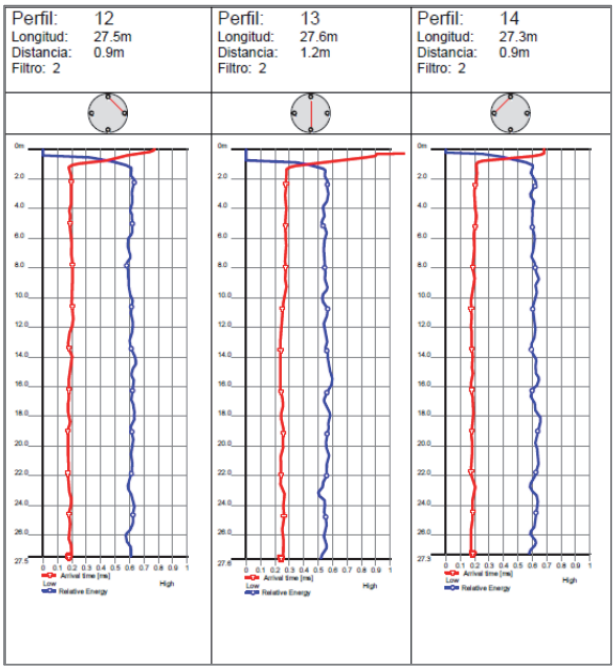


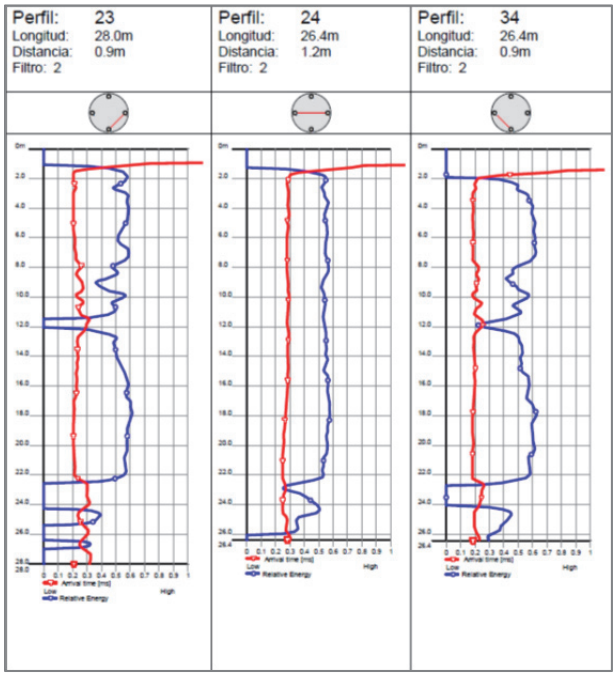




El duque de alba está formado por cuatro pilotes, excavados y hormigonados "in situ" con camisa perdida (tipo CPI-5) de 1.50 de diámetro, con una longitud de empotramiento mínima de 19,50 m a partir del substrato mioceno. El encepado de los pilotes es cuadrado con la dimensión de un lado de 6.8 m y un canto de 1.50 m. El duque de alba está provisto de una defensa del tipo SC-1150-H doble y un bolardo de 100t de tiro nominal. El duque de alba ha sido diseñado y construido para soportar tiros de amarre de hasta 100 toneladas, y unas cargas de atraque de 140 toneladas en condiciones excepcionales.

Tras finalizar los trabajos de hormigonado de los pilotes y del encepado del duque de alba, se ha procedido a someter los pilotes a unos ensayos de control de integridad física mediante cross-hole. A continuación se presentan los resultados de los ensayos cross-hole realizados.





Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para ello, se procedió a realizar una inyección en la punta de los pilotes, mediante la Técnica de Inyección Repetitiva y Selectiva (IRS).

2 Concepción de la prueba de tiro

En la definición general de la prueba, se determinó el tiro de diseño, los medios y la línea de tiro, los medios de comunicación a emplear durante la prueba, los elementos de control de la estructura, así como el sistema de medidas (tanto de la fuerza de tiro como de los desplazamientos y eventualmente de las fisuras que pudieran aparecer). La primera complicación que surgió es que debido a su ubicación, no se pudo localizar a una distancia aceptable un punto de anclaje donde hacer reacción para una prueba de tiro estática. Por lo tanto se optó por realizar una prueba de tiro mediante un remolcador.

Considerando que el duque de alba realizará sus funciones de servicio como punto de amarre, y solo en condiciones excepcionales podrá ser sometido a carga de atraque por las que tenga que trabajar la defensa (caso de impacto de un buque), conjuntamente con el DO se considera adecuado realizar la prueba de carga sobre las condiciones de amarre.

2.1 Normativa de referencia y casos previos

Se ha revisado la literatura disponible, y al no haberse encontrarse documentación oficial inherente a pruebas de carga de duques de alba u obras marítimas en general, se ha considerado adecuado referirse a las siguientes recomendaciones e instrucciones técnicas:

- Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. Ministerio de Fomento, 1999.
- Instrucción sobre las inspecciones técnicas de los puentes de Ferrocarril (ITPF-05). Ministerio de Fomento, 2005.
- Instrucción de hormigón estructural (EHE 2008). Presidencia del Gobierno, 2008.





Como caso previo de prueba de tiro de obras marítimas mediante remolcadores, se presenta a continuación un reportaje fotogrtáfico de una prueba similar realizada por la Autoridad Portuaria de Piombino (Italia) en el año 2004.

2.2 Tiro de diseño y medios de tiro

De acuerdo con la Instrucción sobre las inspecciones técnicas de los puentes de Ferrocarril (ITPF-05) del Ministerio de Fomento, 2005: "*El nivel de carga alcanzado durante las pruebas estáticas deberá ser representativo de las acciones de servicio. Para ello, las solicitaciones estáticas obtenidas en las secciones críticas, (...) deberán estar en torno al 60%, sin superar nunca el 70% de los valores estáticos teóricos producidos por el tren de cargas ferroviarias del proyecto constructivo. En caso contrario deberá justificarse la representatividad de la prueba*."

Si bien la prueba de carga tiro de un duque de alba mediante un remolcador no es una prueba de carga estática, se ha considerado adecuado igualmente seguir las mismas recomendaciones y dixseñar la prueba de carga para un tiro de diseño del 60% del tiro nominal del bolardo, o sea 60 ton.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La ejecución de la prueba de tiro ha podido contar con la colaboración de un remolcador de Salvamento Marítimo de 60 toneladas de tiro. El remolcador empleado en la prueba tiene las siguientes características:

DIMENSIONES		CAPACIDADES		VELOCIDAD Y TIRO A PUNTO FIJO
ESLORA TOTAL	39,70m	GAS-OIL	359 m3	13 NUDOS
MANGA	12,50m	AGUA DULCE	115 m3	60t Tiro a punto fijo
PUNTAL	5,80m	ACEITE	21 m3	
CALADO DE DISEÑO	4,20m	ESPUMA	13 m3	
TRIPULACION	12 personas	DETERGENTE	12 m3	

2.3 Sistemas de medida y otros aspectos a tener en cuenta

La fuerza de tiro se ha medido mediante un dinamómetro de celda de carga.



Los despazamiento se han medido mediante topografía. Los elementos de control han sido la cabeza del bolardo y el encepado.

Durante la ejecución de la prueba los equipos involucrados (Director de la Prueba, Capitán del remolcador, policía marítima) han estado constantemente en contacto mediante radiocomunicación.

3 Protocolo de desarrollo de la prueba

3.1 Actuaciones previas

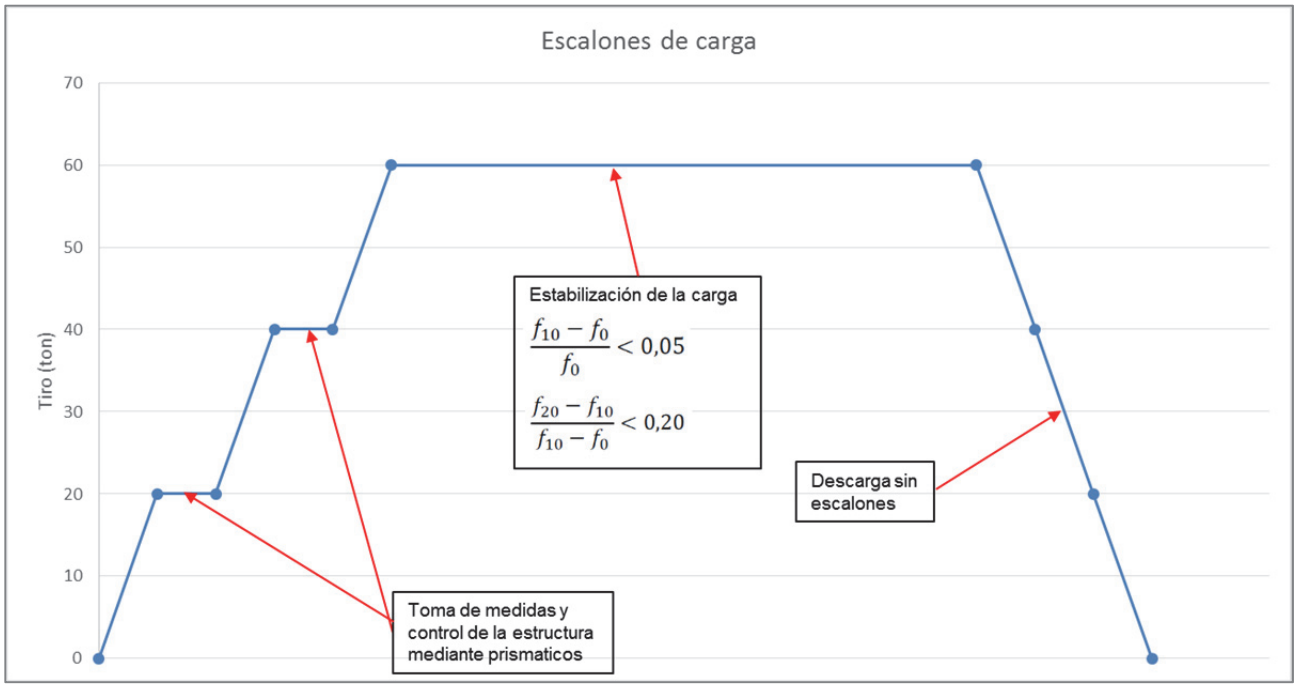
La DO realiza una inspección visual del estado del duque de alba, revisando con especial atención la presencia de eventuales fisuras y el anclaje del bolardo a la losa.

3.2 Forma de aplicación de la carga

Se aplicará la carga en tres escalones de 20 toneladas. El proceso de descarga se llevará a cabo en escalones análogos y en orden inverso. No será necesario esperar la estabilización de las medidas entre los escalones, aunque se procederá a tomar una medición de los desplazamientos en cada escalón, y se verificará el valor del desplazamiento antes de pasar al escalón sucesivo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Una vez alcanzado el tiro de la prueba de carga, se realizará una medida de la respuesta instantánea de la estructura f0 en los puntos de medición. Transcurridos 10 minutos se obtendrá una nueva medida en dichos puntos f10. Si las diferencias entre los valores medidos a 10 minutos y los valores instantáneos son inferiores al 5%, o bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga:

$$\frac{f_{10}-f_0}{f_0} < 0{,}05$$

Si no se satisface la condición anterior, se mantendrá la carga durante un nuevo intervalo de 10 minutos, considerándose cumplido el requisito de estabilización si, realizada la medida f20, la diferencia de medidas correspondiente a este intervalo es inferior al 20% de la diferencia de las medidas correspondientes al intervalo anterior, o bien es del mismo orden de magnitud de precisión de los aparatos de medida:

$$\frac{f_{20}-f_{10}}{f_{10}-f_0} < 0{,}20$$

Si la segunda condición tampoco se cumpliera, se procederá a efectuar la descarga. Una vez se haya alcanzado la estabilización, se procederá a tomar las medidas finales en todos los puntos de medida.

Después de descargar totalmente la estructura, se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga.

3.3 Criterios de aceptación

3.3.1 Criterio de remanencia

Los valores remanentes fr correspondientes a un estado de carga se definen como la diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de la carga.

Se define la remanencia α correspondiente a un determinado estado de carga por el cociente entre el valor remanente y la medición estabilizada con la carga aplicada fest:

$$\alpha = \frac{f_r}{f_{est}}$$

El límite de aceptación αlim de la remanencia del duque de alba se fija en un 20%, al considerarse una estructura de hormigón armado:

$$\alpha_{lim} \leq 0{,}20$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En el caso que el valor de remanencia sea superior al límite de aceptación e inferior a dos veces, se procederá a repetir el ensayo. En este supuesto, si el valor de remanencia obtenido en la segunda prueba fuera inferior o igual a la tercera parte del valor obtenido en la primera prueba, se consideraría aceptable. En caso contrario se suspenderá la prueba de carga. En el caso que el valor de remanencia sea superior al límite de aceptación por más de dos veces, se suspenderá la prueba de carga.

A continuación se presenta un esquema resumen.

Si $\alpha \leq \alpha_{lim}$ El valor de la remanencia se considera admisible

Si $\alpha_{lim} < \alpha \leq 2\alpha_{lim}$ Se realizará un segundo ciclo de carga y descarga

Si $\alpha > 2\alpha_{lim}$ Se suspenderá la prueba de carga

En el caso de ser necesario un segundo ciclo de carga:

Si $\alpha_2 \leq {}^{\alpha_1}/_{3}$ El valor de la remanencia se considera admisible

Si $\alpha_2 > {}^{\alpha_1}/_{3}$ Se suspenderá la prueba de carga

Siendo α_1 y α_2 los valores de remanencia respectivamente del primer y segundo ciclo de carga.

3.3.2 Criterio de la flecha

Los valores de los desplazamientos elásticos horizontales no superarán en un 15% los valores previstos para el encepado:

$$\frac{f_{est} - f_r}{f_{previstos}} < 15\%$$

3.3.2.1 Fisuración

La DO procederá a inspeccionar que no haya fisuras que se mantengan abiertas con un ancho mayor de 0,1mm.

3.3.2.2 Inspección visual

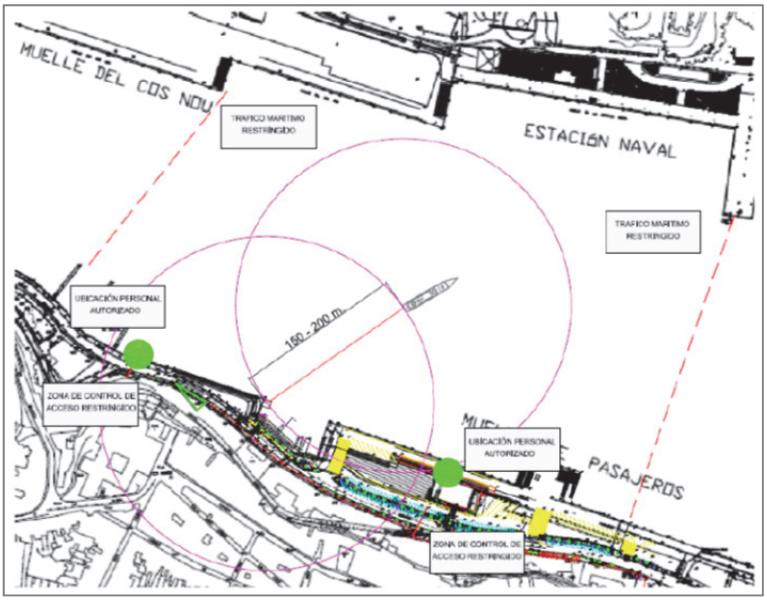
La DO procederán a inspeccionar el duque de alba, comprobando que no aparezcan signos de agotamiento de la capacidad portante en ningún punto.

3.4 Seguridad y salud

Durante toda la duración de las fases de carga y descarga, quedará prohibido el paso y el estacionamiento a cualquier persona, vehículo o medio marítimo dentro del área de influencia de la prueba de tiro.

El área en tierra será la definida por un círculo centrado en el bolardo y de radio igual a la longitud de los cabos de tiro empleados por lo remolcadores. El área en mar será la definida por los patrones de las embarcaciones marítimas.

Para las tareas de cierre temporal del tráfico terrestre (tanto vehículos como peatones) y marítimo, se contará con la colaboración de la policía portuaria.



Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4 Desarrollo de la prueba

4.1 Descripción de la prueba

La prueba de tiro se ejecutó empleando como medio de tiro un remolcador de Salvamento Marítimo. Como era de esperar, al haber realizado la prueba de tiro con un medio marítimo, la tensión de tiro no fue constante durante la prueba, sino que sufrió oscilaciones importantes, debidas a la inercia del remolcador y a la elasticidad de la línea de tiro. Cabe la pena mencionar que el objeto de la prueba de tiro era la recepción de la obra ejecutada, y por lo tanto el sistema de medición empleado fue diseñado para realizar mediciones puntuales de las fuerzas y desplazamientos, con el objeto de confirmar la magnitud de la fuerza de tiro aplicada, así como los desplazamientos inducidos.

A continuación se presentan de forma resumida los pasos seguidos durante la prueba:

1. Fase inicial
    a) Comprobación del funcionamiento del sistema de comunicación
    b) Comprobación de la estructura
    c) Comprobación de las medidas de seguridad y salud
    d) Comprobación del sistema de medidas
    e) Amarre del remolcador al bolardo y puesta en tensión del cabo de amarre
2. Fase de tiro
    a) Inicio del ciclo de carga hasta un primer escalón de control y lectura del desplazamiento inducido
    b) Aumento de carga hasta un segundo escalón de control y lectura del desplazamiento inducido
    c) Aumento de la carga hasta el valor máximo previsto y lectura del desplazamiento inducido, y mantenimiento de la carga durante el tiempo previsto
    d) Comienzo del ciclo de descarga por escalones, siguiendo al contrario el ciclo de carga
3. Fase de final
    a) Comprobación de desplazamientos residuales
    b) Retirada de elementos de amarre y fin de la prueba

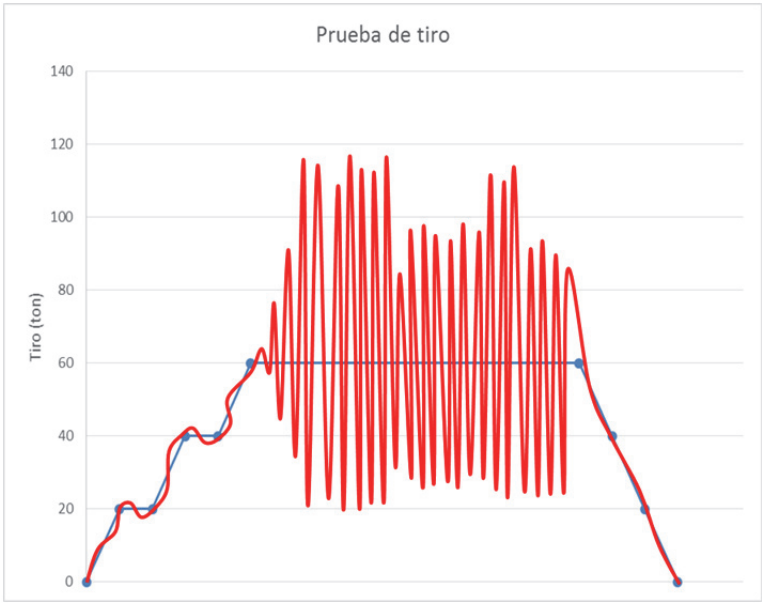
4.2 Medición durenta la prueba

4.2.1 Desplazamiento

Debido al sistema de medición empleado, no ha sido posible realizar una medición en continuo de los desplazamientos de los puntos de control. De todos modos se evidencia que estos no han pasado de los pocos milímetros.

4.2.2 Fuerza de tiro

Debido al sistema de medición empleado, no ha sido posible realizar una medición en continuo de los desplazamientos de los puntos de control. El gráfico evidenciado al lado es meramente indicativo, con los valores medidos puntualmente durante la prueba.



Como era de esperar al realizar el tiro mediante el uso de un remolcador, las cargas no han tenido un comportamiento estático.

Lo que no había sido previsto es que llegaran a aproximadamente el doble de lo previsto (120% del tiro de diseño del duque de alba). A estos efectos, se confirma la bondad de la hipótesis inicial de limitar el valor del tiro del remolcador a 60 ton nominales, ya que estas han acabado siendo casi 120 ton debido a los efectos dinámicos y elásticos del cabo de tiro.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4.3 Resultado de la prueba

La estructura se ha movido del orden de pocos mm y ha vuelto a su posición original (a menos de decimas de mm):

- criterio remanencia
- criterio de flecha

No ha sufrido daños ni presenta fisuras apreciables visualmente:

- criterio fisuración
- criterio Director de la Prueba

Se considera por lo tanto satisfactoria la prueba realizada.

5 Aspectos relevantes y conclusiones

El comportamiento del duque de alba fue el esperado, al haber cumplido con los criterios de aceptación definidos. Por último, vale la pena indicar que el procedimiento descrito puede ser de interés también para definir otras pruebas de tiro de bolardos, que por su ubicación no puedan ser ensayados mediante pruebas de carga estática.

Las cargas han llegado al doble de la carga de diseño, llegando alrededor del 120% de las cargas de los ELS, y no cumpliendo el criterio de no sobrepasar el 70% según las instrucciones de los puentes.

Por otro lado haber probado el duque de alba al 120% de su carga de diseño ha sido seguramente muy exigente, pero del todo razonable considerando que la estructura estaba recién construida.

Quizás el empleo de 2 remolcadores de iguales características y puestos en Y habría reducido la amplitud de las oscilaciones de la aplicación de la carga.

Se considera satisfactoria la prueba realizada, y el protocolo diseñado aplicable a otros casos similares donde pueda ser necesario.

Aspectos a mejorar: medición en continuo de fuerzas y movimientos

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Ampliación de la Línea de Atraque mediante la ejecución de Duques de Alba en la Terminal de Transbordadores de Bouzas

López, Miguel Angel[a]; Escolar, José Enrique[b] y Povedano, Santiago[c]
[a]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO), Del. Galicia, C/ Compostela 8 3º dcha, 15004 Coruña. mlopez@ohl.es, [b]Autoridad Portuaria de Vigo, Praza da Estrela 1, 36201, vigo.jeescolar@apvigo.es, [c]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO), D. Técnica, Torre Espacio, Pº Castellana 259-D, 28046 Madrid. Povedano@ohl.es

Resumen

La Autoridad Portuaria de Vigo, para mejorar su operatividad y dar servicio al incremento del transporte de mercancías en el Puerto de Vigo, promueve la construcción de una nueva alineación de atraque mediante la ejecución de estructuras pilotadas tipo "Duque de Alba", que servirá de amarre y atraque de los buques, y junto con la rampa ro-ro permitirá dotar de capacidad suficiente a la Terminal para asumir los incrementos de tráfico debidos a la puesta en funcionamiento de la Autopista del Mar.

El artículo ha sido desarrollado para su presentación en las XIV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Describe las actividades más significativas de la ejecución de la obra "Ampliación de la Línea de Atraque mediante la ejecución de Duques de Alba en la Terminal de Transbordadores de Bouzas".

El documento describe la sistemática empleada para la ejecución de las actividades más significativas del proyecto de esta obra marítima, siendo estas: la ejecución de pilotes desde pontonas, encepados y colocación de pasarelas. Los autores del presente artículo, conscientes de la dificultad técnica de las actividades, de su complejidad y la singularidad de estas obras; descomponen cada una de sus actividades en las fases que las componen para su descripción e incluyen fotografías especificas e ilustrativas.

Palabras clave: *Puerto de Vigo, Terminal de Bouzas, Duques de Alba, pilotes, encepados, hinca, pasarelas,* l*odos bentoníticos, pontona, encamisar.*

1. Introducción

La realización de esta obra viene propiciada por el incremento del transporte de mercancías por medios rodados en el Puerto de Vigo, principalmente el tráfico de vehículos nuevos. Dicho crecimiento viene impulsado por las políticas Europeas de apoyo a la creación de autopistas marítimas que permitan desarrollar un transporte medioambientalmente sostenible.

Previo a la ejecución de los trabajos la Terminal de Bouzas, especializada en el tráfico de mercancía general RO-RO, disponía de 5 rampas fijas para el atraque de buques disponiendo de una superficie de almacenamiento de 400.000 m2.

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommonsCC BY-NC-ND 4.0



Fig.1. Vista aérea Terminal de Bouzas

Como solución para mejorar la operatividad se propone la construcción de una nueva alineación de atraque mediante la ejecución de estructuras pilotadas tipo "Duque de Alba", que servirán de estructuras de amarre y atraque de los buques, y que permitirá dotar de capacidad suficiente a la Terminal para asumir los incrementos de tráfico previstos como consecuencia de la puesta en funcionamiento de la Autopista del Mar.

Esta nueva alineación se ubicará a continuación de la rampa nº 6, en la alineación de escollera existente, ya que en esa zona se podrá gestionar el tráfico marítimo generado por la Autopista del Mar más eficientemente facilitando la carga y descarga del mismo.

2. Principales Características / Dimensiones

1.- Nuevo atraque para buques de hasta 250 metros de eslora

2.- 3 Puntos de Atraque en Duque de Alba y 6 puntos de amarre 4 sobre Duque de Alba y 2 en tierra.

3.- Presupuesto de las Obras: 3.610.297,81 €

3. Principales unidades de obra

1.- 1.800 ml de pilote de 1,80 m de diámetro

2.- 850 Tn de acero en armadura de pilotes y encepados.

3.- 660 Tn en acero de encamisados.

4.- 80 Tn de acero en pasarelas

5.- Elementos de atraque y amarre.

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0

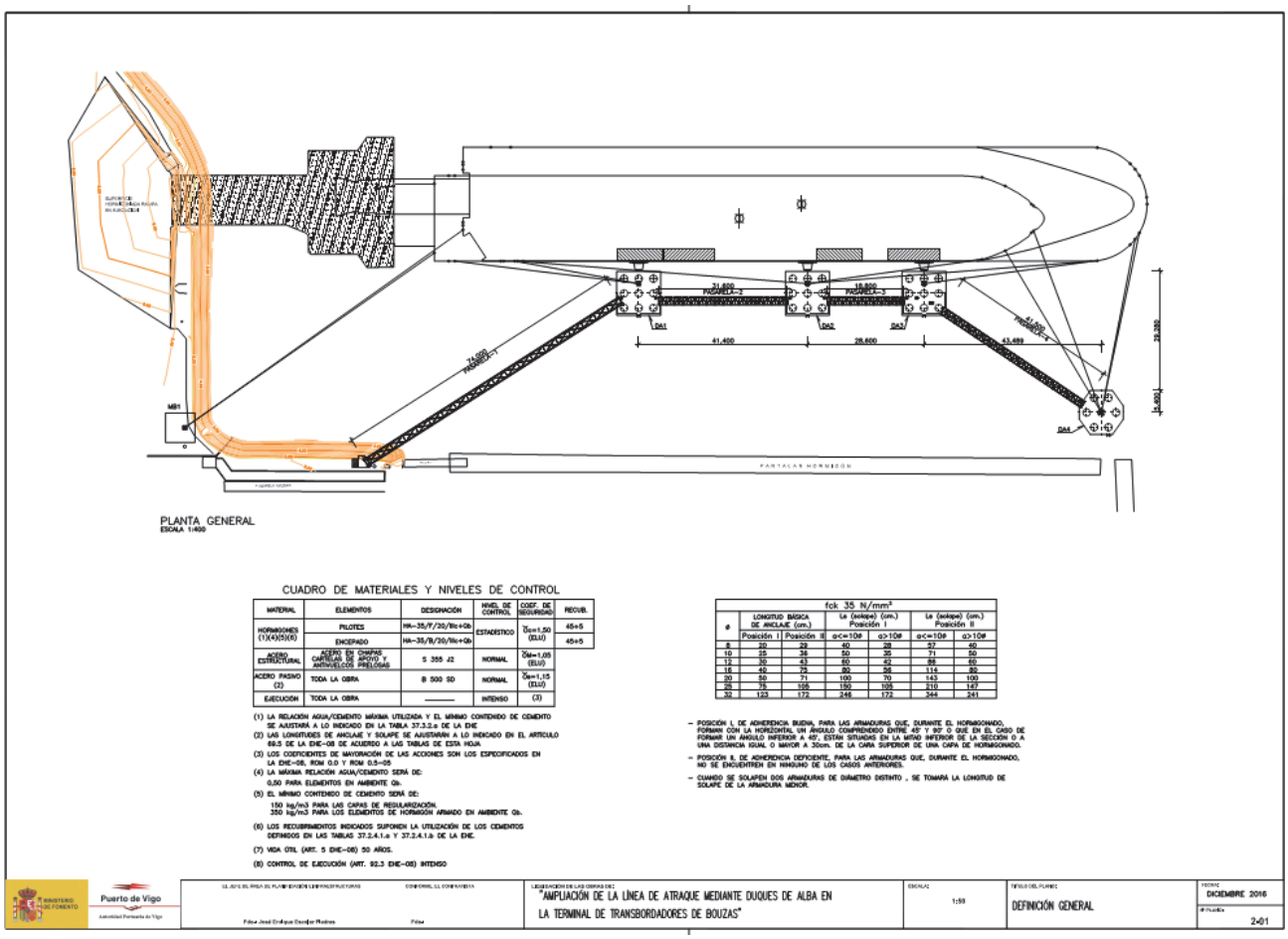


Fig.2. Definición General

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

4. Ejecución del proyecto

4.1 Ejecución de pilotes

4.1.1 Hincado de camisa

Los pilotes se llevarán a cabo mediante perforación con camisa metálica perdida en todo el espesor de la unidad de sedimento cuaternario y dragado y hasta alcanzar un empotramiento en el sustrato metamórfico con compacidad o consistencia densa/dura en el que se alcance el rechazo a la introducción por vibración. Se utilizan pues camisas de longitudes en el entorno de 35 m en los 3 primeros Duques y de 43 m en el último. El resto de la perforación se llevará a cabo mediante lodos bentoníticos hasta alcanzar la profundidad establecida en proyecto.

La introducción de la camisa se realizará mediante el vibrado de la misma. Durante la introducción de la camisa se controlará en todo momento topográficamente la verticalidad de la misma. En los 3 primeros Duques de Alba el hincado se realizará en una fase. En el cuarto Duque de Alba la introducción se realizará en dos fases soldando la camisa en el pilote desde los balcones situados en la pontona



Fig.3. Carga de camisa en Pontona

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0



Fig.4. Hincado de camisa

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

4.1.2 Perforación de Pilote

El vaciado del pilote se realiza mediante herramientas de perforación (barrenas, cazos carotieris) La perforación por debajo de la camisa perdida se llevará a cabo mediante lodos tixotrópicos garantizando la existencia en todo momento de una columna que garantice sobrepresión interna superior a la exterior para la estabilización de las paredes de la perforación. Para ello se llevará a cabo una aportación continua de lodos en un volumen similar al volumen de tierras extraído hasta concluir la perforación a su cota.

Finalizado el pilote se procederá al desarenado del mismo a través de un tubo tremie de Ø 280 mm de la longitud total de la perforación. Para ello se acopla la bomba de recuperación de lodo a cabeza de succión y se extrae el lodo pasando por desarenador.



Fig.5. Perforadora

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0



Fig.6. Herramientas de perforación

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

4.1.3 Colocación de armadura

Terminada la perforación del pilote y la limpieza de su punta, se procede a la introducción de la armadura. Ésta se trasportará a la pontona principal mediante embarcación auxiliar. Dada la longitud estimada de los pilotes (51-54 m), la armadura se introducirá en dos tramos y se efectuará un solape en el pilote desde los balcones situados en la pontona. Se dispondrán ganchos de elevación y fijación, de acero ordinario, soldados a los elementos de rigidización y armadura vertical, con secciones de acuerdo al peso de la jaula. Se procederá a la introducción del tramo inferior dejándolo suspendido y centrado con separadores, procediéndose después a la soldadura de las barras con la armadura superior. La jaula completa quedará suspendida de forma estable a una distancia mínima de veinte centímetros (20 cm) del fondo de la perforación y máxima de cincuenta centímetros (50 cm).



Fig.7. Colocación de armadura

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0



Fig.8. Colocación de armadura

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

4.1.4 Hormigonado

El hormigonado se llevará a cabo de forma ascendente mediante el uso de tubo-tremie sustentado por grúa auxiliar. La tubería tremie será de diámetro interior 280 mm empalmable por el método de latiguillo en tramos de 3 metros. El tubo-tremie se coloca hasta el fondo de la perforación del pilote. La inmersión del tubo-tremie en el hormigón no debe ser nunca inferior a 3 m ni superior a 9 m. El hormigonado se realiza de manera continua en cada pilote.

El transporte del hormigón a la tolva del tubo tremie se realiza mediante una bomba de hormigón dispuesta sobre la rampa Ro-Ro que abastece a una segunda bomba en una pontona y esta a su vez al pilote a hormigonar



Fig.9. Hormigonado



Fig.10. Bombeo hormigón

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0

4.2 Ejecución de encepados

4.2.1 Ejecución de prelosas

Para la ejecución de los encepados, se ejecutarán 3 prelosas en tierra para cada Duque de Alba. Estas prelosas se transportaron mediante pontona hasta su posición definitiva donde se colocarán y ensamblarán mediante una grúa posicionada sobre una pontona apoyándolas sobre unas pletinas previamente soldadas a las camisas perdidas de los pilotes



Fig.11. Ejecución Prelosas



Fig.12. Colocación Prelosas

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

4.2.2 Ejecución de Encepado

Para la ejecución de los encepados se dejaron perdidas en las prelosas unas barras en L que sirven de apoyo a los encofrados. Desde una pontona adyacente a cada Duque de Alba y con un camión grúa sobre ella se va montando el encofrado perimetral para posteriormente proceder al armado del encofrado montando el hierro in situ. También en esta fase se deja colocado el bolardo y los negativos para la colocación de la defensa. El hormigonado se realiza en dos tongadas siguiendo un procedimiento similar al hormigonado de los pilotes



Fig.13. Colocación encofrados

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0



Fig.14. Colocación armadura



Fig.15. Hormigonado Encepado

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

4.3 Colocación Pasarelas

Las pasarelas que comunicaban los duques de Alba entre sí y con el muelle se fabricaron en un taller acondicionado para ello, realizando la unión, cuando fue necesario fabricarlas en varios tramos, en el propio muelle. Una vez rematadas, incluido el acabado de pintura, se izaban desde una pontona y se llevaban a su posición final apoyándolas en unos neoprenos previamente colocados.



Fig.16. Colocación Pasarela



Fig.17. Colocación Pasarela

Esta obra está bajo una licencia CreativeCommonsLicense CC BY-NC-ND 4.0

4.4 Fin de obra



Fig.18. Fin de obra



Fig.19. Fin de obra

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

Obra Aumento de Calado del Muelle Raos 1 en el Puerto de Santander

Rodríguez-Solórzano, Alberto[a] y Urrutxua-Miguel, Néstor[b]

[a]Autoridad Portuaria de Santander, Director de Obra, Muelles de Maliaño, s/n, 39009 Santander, ars@puertosantander.com, [b]TYPSA, Jefe de Unidad ATDO, Bº Peruri, 33 2ª Planta, 48940 Leioa (Bizkaia), nurrutxua@typsa.es

Resumen

Las obras consisten en la mejora del terreno sobre el que están cimentados los cajones mediante la inyección de columnas de Jet-grouting de gran diámetro. Con estas inyecciones se consigue una pantalla de terreno mejorado situada bajo la solera de los cajones y a lo largo del muelle, permitiendo garantizar la estabilidad cuando se ejecute el dragado de la fosa de atraque. La fosa se realiza en el frente del muelle a la cota -15,00 con una anchura de 50 metros. El tratamiento de terreno discurre a lo largo de los 300 m del muelle Raos 1, y en los primeros 15 metros del muelle Raos 2, más próximos al muelle 1 de Raos. Las obras se completan con el adelantamiento de la línea de atraque del muelle 1 gracias a la realización de unas estructuras metálicas que irán ancladas a la viga cantil actual y sobre las que se montarán las defensas actuales (previamente desmontadas) más una defensa nueva.

Palabras clave: *Santander, dragado, jet-grouting, resurgencia, Keuper, dipper.*

1. Introducción

En el mes de septiembre de 2013, la UTE Calado Muelle Raos, formada por las empresas Dragados, Geocisa, Drace Infraestructuras y Arruti Santander, fue adjudicataria de la obra de aumento de calado del muelle Raos 1 del puerto de Santander, licitada por la Autordad Portuaria de Santander. La asitencia técnica a la Dirección de Obra fue realizada por la ingeniería TYPSA. El proyecto constructivo fue redactado en 2011 por Acciona Ingeniería.

La Autoridad Portuaria de Santander contó con el asesoramiento del Departamento de Geotecnia del CEDEX durante la fase de ejecución del campo de pruebas del tratamiento del terreno mediante la técnica de jet-grouting.

Las obras tenían un presupuesto de 5.532.019 € y un plazo inicial de 9 meses.



Figura 1. Localización del muelle Raos 1 en el puerto de Santander y vista general del muelle.

Las obras adjudicadas tenían por objeto permitir el atraque de buques graneleros de un mayor calado en el muelle Raos 1. Para ello el calado del fondo marino se debía de incrementar desde la cota inicial -13,00 hasta la cota -15,00 (tomando como nivel de referencia el cero del puerto de Santander).

BUQUE TIPO GRANELERO					
CLASE	TPM	Desplazamiento (t)	Eslora (m)	Manga (m)	Calado (m)
Panamax	70.000	86.000	236	32,30	14,00

Tabla 1. Características del buque tipo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dichas obras consisten en la mejora del terreno sobre el que están cimentados los cajones mediante la inyección de columnas de Jet-grouting de gran diámetro. Con estas inyecciones se consigue una pantalla de terreno mejorado situada bajo la solera de los cajones y a lo largo del muelle, permitiendo garantizar la estabilidad cuando se ejecute el dragado de la fosa de atraque. La fosa se realiza en el frente del muelle a la cota -15,00 con una anchura de 50 metros. El tratamiento de terreno discurre a lo largo de los 300 m del muelle Raos 1, y en los primeros 15 metros del muelle Raos 2, más próximos al muelle 1 de Raos.

Las obras se completan con el adelantamiento de la línea de atraque del muelle 1 gracias a la realización de unas estructuras metálicas que irán ancladas a la viga cantil actual y sobre las que se montarán las defensas actuales (previamente desmontadas) más una defensa nueva.

2. Tratamiento del terreno (jet-grouting)

El tratamiento de jet-grouting definido en proyecto contemplaba tres zonas de tratamiento en función de las características del terreno a tratar: en los 3,0 m de espesor de la banqueta de escollera la anchura de la pantalla era de 4,0 m, mientras que en el terreno natural formado por Keuper la anchura y profundidad era variable en función de la zona a tratar:

	ZONA	BANQUETA ESCOLLERA			TERRENO NATURAL (Keuper)		
		Espesor (m)	Prof. (m)	Cotas (m)	Espesor (m)	Prof. (m)	Cotas (m)
PROYECTO	Zona I (50 m)	4,0	3,0	-13,0 a -16,0	2,5	8,0	-16,0 a -24,0
	Zona II (150 m)	4,0	3,0	-13,0 a -16,0	3,0	15,0	-16,0 a -31,0
	Zona III (115 m)	4,0	3,0	-13,0 a -16,0	3,0	9,0	-16,0 a -25,0
OBRA	Zona I (50 m)	4,0	3,0	-13,0 a -16,0	2,5	8,0	-16,0 a -24,0
	Zonas II y III (265 m)	4,0	3,0	-13,0 a -16,0	3,0	8,0	-16,0 a -24,0

Tabla 2. Características del tratamiento del terreno (Jet-grouting).

El tratamiento propuesto en proyecto dejaba sin tratar 0,8 m de la puntera del cajón en la zona de banqueta de escollera, que sin embargo durante la fase de ejecución de la obra y tras un exhaustivo análisis tenso-deformacional de la estabilidad del muelle, se concluyó que era conveniente tratar.

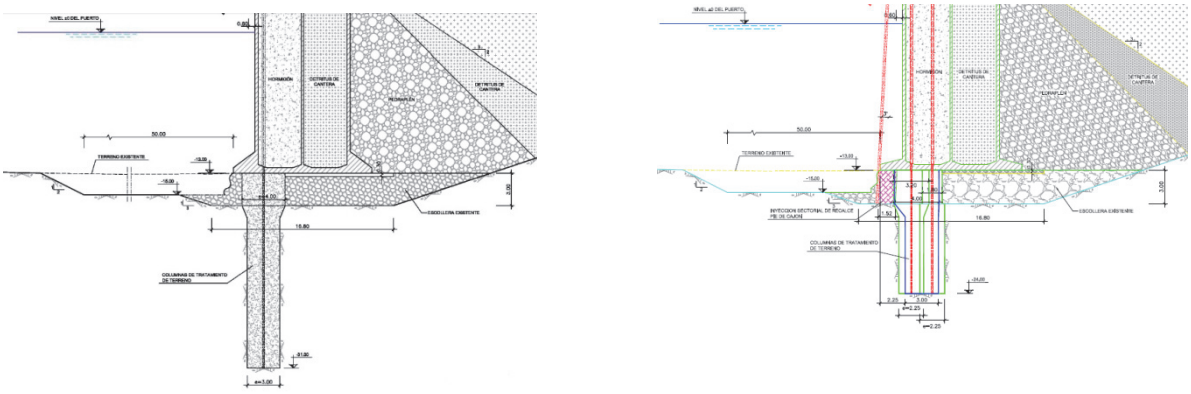


Figura 2. Comparativa de secciones tipo de proyecto y finalmente ejecutadas (sección tipo zona II).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

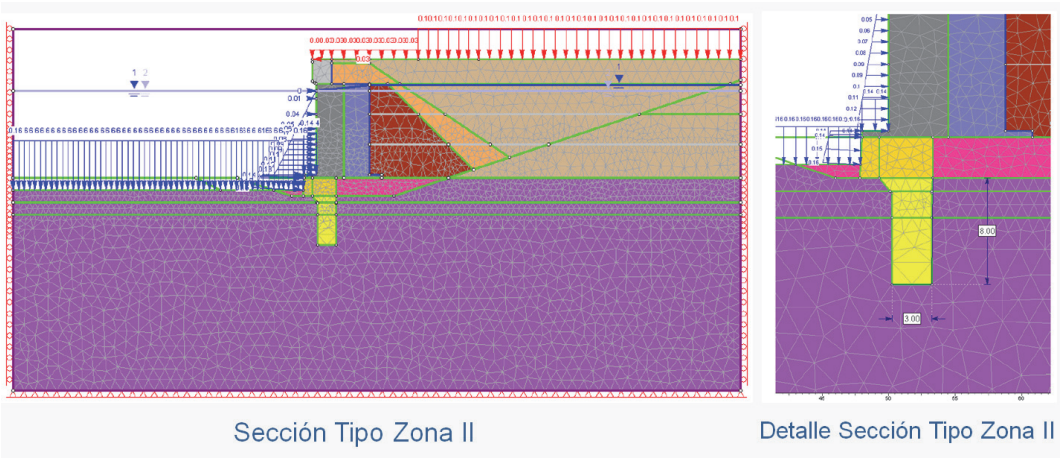


Figura 3. Análisis tenso-deformacioal, modelo Phase2.

2.1 Campo de Pruebas

Previamente al tratamiento del terreno (11.140 m^3), y para validar los parámetros de inyección propuestos por la UTE Contratista, se realizó un Campo de Pruebas mediante la ejecución de un tramo de pantalla a lo largo de un cajón del muelle (C10). Se realizarón un total de 28 columnas, divididas en cuatro tipos de parámetros de inyeccción (presiones de inyección, tiempos de persistencia, consumos de cemento, toberas a emplear, etc.) y con registro de parámetros tanto de perforación como de inyección.

Durante la ejecución del campo de pruebas se llevó a cabo un control muy intenso de resultados mediante la ejecución de sondeos en fresco, sondeos a 60 días con presiómetros, ensayos de permeabilidad en escollera (Lefranc), ensayos de medida de diámetros mediante geofísica y ensayos DPSH para control de diámetros y de características del suelo tratado.

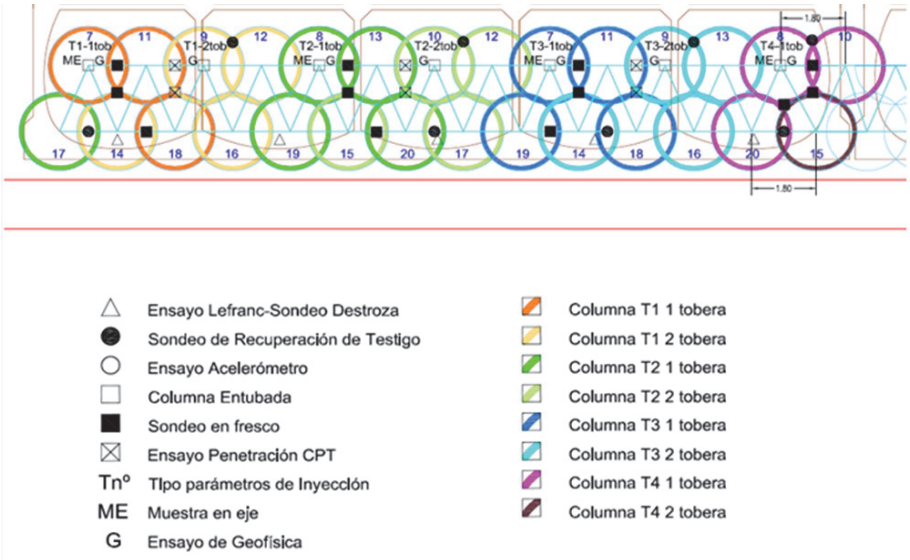


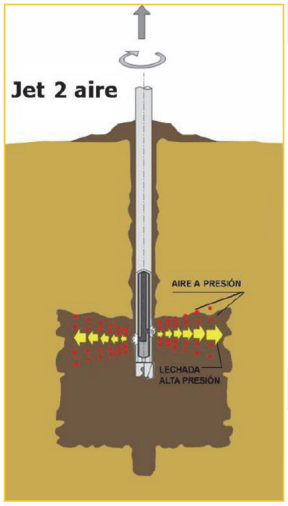
Figura 4. Columnas del campo de pruebas Análisis tenso-deformacioal, modelo Phase2.

El criterio de validación del tratamiento establecido exigía cumplir que el percentil del 80% de las resistencias a compresión simple a 60 días fuera superior a 3,0 MPa, o que el percentil del 90% de las resistencia a compresión simple a 28 días fuera inferior a 3,0 MPa pero superior a 1,8 MPa.

Una vez confirmados los diámetros de las columnas mediante ensayos de geofísica y su resistencia a compresión simple, quedaron defini dos los parámetros de inyección óptimos a emplear en el tratamiento del terreno a lo largo de todo el muelle y en función del tipo de columna y del terreno en el que se realizaba la inyección. Las principales características del tratamiento del terreno se resumen en la tabla siguiente:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Parámetros	Escollera	Keuper
Presión de inyección (bar)	300	500
Relación a/c	1/1,2 Aditivada: bentonita, agentes antilavado y fluidificantes	1/1
Tiempo de persistencia (min/ml)	3,3 – 9,1	8,0
Consumo cemento (kg/ml)	800 – 2.200	2.100
Técnica Superjet	Doble fluido (aire+lechada)	Doble fluido con doble corte (aire+agua y aire+lechada)

	Escollera	Keuper
Volumen terreno tratado (m3)	5.216	7.360
Rendimiento Equipo (2 turnos)	4 columnas/día	

Tabla 3. Principales características del tratamiento del terreno.

2.2 Recalce de la escollera del pie de cajón

A raíz de la ejecución del campo de pruebas y de la interpretación de los ensayos realizados en el mismo se puso de manifiesto la importancia que sobre la estabilidad del muelle tenía complementar el tratamiento de proyecto con la construcción de una pantalla de inyección sectorial de lechadas densas aditivadas en la banqueta de escollera de los cajones, que permitieran recalzar la puntera del cajón y sellar la escollera para retener la lechada del tratamiento posterior.

Por tanto, la primera fase del tratamiento del terreno consistió en la ejecución del recalce del pie del cajón y la consolidación del frente de escollera por la parte exterior del cajón, mediante el empleo de útiles especiales, ejecutando una pantalla de inyecciones sectoriales de lechadas densas aditivadas con bentonita, agentes antilavado y fluidicantes.

El recalce se conseguía mediante la ejecución de una pantalla de columnas semicirculares de 3,0 m de espesor (en todo el espesor de la banqueta de escollera) y con un diámetro equivalente de las columnas de 3,5 m.

La ejecución de los taladros por el exterior del cajón se realizó dotando a los equipos de perforación de unas estructuras a modo de contrapluma, que quedan sumergidas en el agua y dotan a la sarta de perforación de la rigidez necesaria para salvar un vano de casi 20 m desde la cota a la que se encuentra situada la perforadora hasta el punto de emboquille.

Las inyecciones sectoriales ascendieron a un volumen de 1.437 m^3.

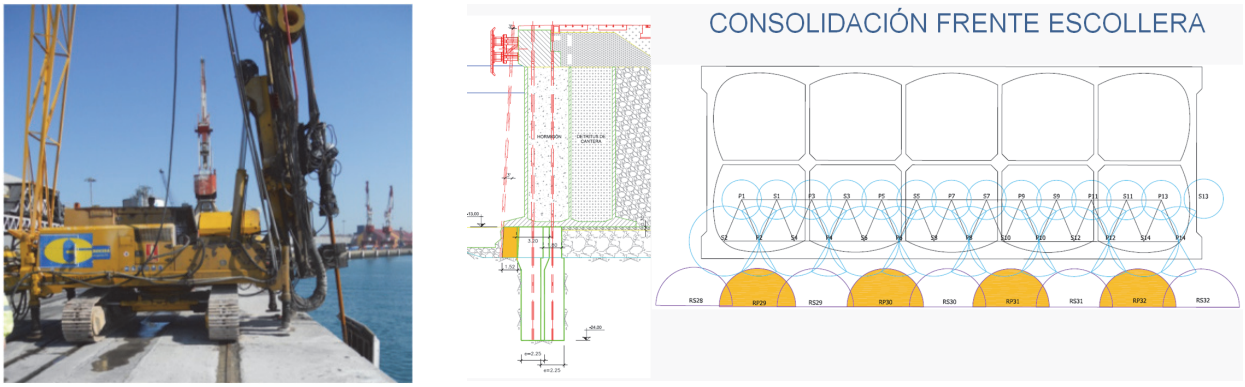


Figura 5. Contrapluma empleada recalce puntera cajón (a), geometría (b).

2.3 Segunda fase del tratamiento

La segunda fase del tratamiento del terreno consiste en la pantalla de terreno tratado propiamente dicha, con 4,0 m de espesor en la banqueta de escollera y 3,0 m de espesor en el Keuper sobre el que se apoya (2,5 m de espesor en el tramo del muelle con mejores parámetros geotécnicos).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para conformar la pantalla continua de 3,0 m de espesor en el substrato del Keuper se ejecutan dos alineaciones de columnas de superjet, con una separación entre taladros de la misma fila de 1,60 m y entre alineaciones de 1,90 m, con un diámetro medio de columnas de 2,25 m. El empotramiento de las columnas en Keuper fue de 8,0 m en cada una de las tres zonas geotécnicas en las que se dividía el muelle.

Un aspecto muy relevante y con una influencia importante en el éxito del tratamiento es la secuencia de ejecución de las columnas, de forma que entre unas columnas y otras se consiga un terreno tratado de forma continua y que eviten posibles efectos sombra por la presencia de columnas ya fraguadas. El siguiente esquema muestra parte de la secuencia llevada a cabo en la obra.

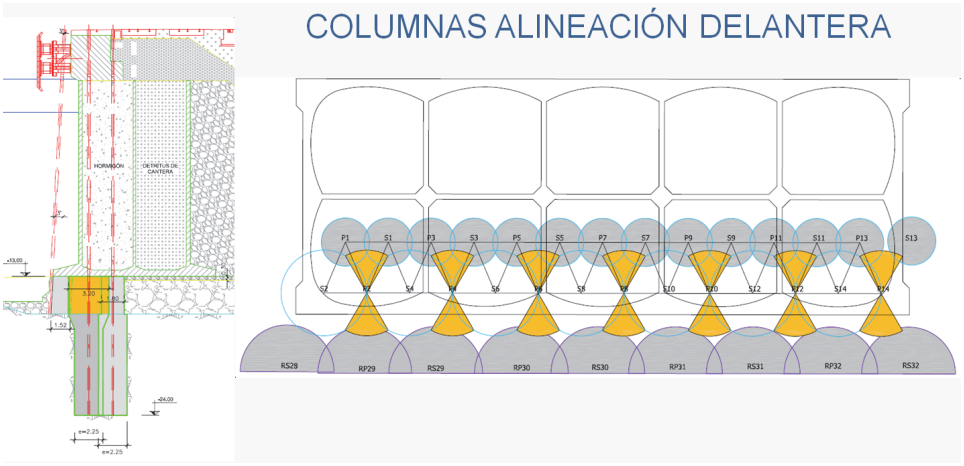


Figura 6. Secuencia de columnas en la banqueta de escollera.

Para la ejecución de la obra del tratamiento del terreno Geocisa empleó dos equipos completos de superjet grouting compuesto por dos perforadoras Pacchiosi P-1500 con 30 m de longitud de pluma, dos bombas de superjet Pacchiosi L-2800 y L-2500 y dos plantas de fabricación de lechada Pacchiosi MA-2000.



Figura 7. Equipos empleados en obra de superjet grouting.

2.4 Aspectos clave del tratamiento

Los aspectos clave del tratamiento se pueden resumir en lo siguiente:

- Realización de un campo de pruebas para el ajuste de los parámetros del tratamiento.
- Ensayos in situ y en laboratorio para verificación del tratamiento.
- Aumento gradual de la resistencia y de la rigidez del terreno tratado a lo largo del tiempo.
- Importancia de la instrumentación y auscultación de posibles movimientos y control de parámetros del tratamiento (secuencial).
- Uso de la inyección sectorizada en la escollera para limitar la migración de lechada al agua de la dársena.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Adelantamiento de la línea de atraque del muelle

El adelantamiento de la línea de atraque del muelle se realizó por medio de una estructura metálica a la que se le unía las defensas existentes en el muelle más dos adicionales, y que iban siendo desmontadas secuencialmente para permitir en todo momento el atraque de barcos en el muelle. Esta estructura de adelantamiento se anclaba a la viga cantil del muelle mediante 38 pernos de diámetro 40 mm y 700 mm de longitud perforados a rotación con brocas de diamante. Esta perforación de los pernos estaba claramente influida por el nivel de las mareas, pues en las pleamares la mayor parte de los pernos quedaban sumergidos bajo el agua, por lo que se realizó con el apoyo de dos cestas elevadoras que permitían el trabajo de dos operarios.



Figura 8. Trabajos de perforación en la viga cantil del muelle.

El montaje de la defensa-estructura se realizó con el apoyo de grúas automóviles. Finalmente se procedió a nivelar la superficie de apoyo de la estructura y a colocar una rejilla metálica electrosoldada en la parte superior de la estructura que permitiera el acceso del personal de mantenimiento de la Autoridad Portuaria de Santander.



Figura 9. Defensas colocadas con la estructura metálica de adelantamiento.

4. Dragado fosa de atraque

Una vez concluida la mejora de los terrenos de cimentación de los cajones, se procedió al dragado de la fosa de atraque a lo largo de toda la alineación del muelle Raos 1 y vertido de los materiales a zona autorizada a 9 millas de la entrada del puerto. El volumen dragado ha ascendido a 54.270 m^3, de los cuales 4.678 m^3 corresponden a escollera y 49.592 m^3 a terreno natural.

El nivel de acabado exigido por la Autoridad Portuaria y las características del material a dragar, con arcillas del Keuper de consistencias duras con posibilidad de aparición de incrustaciones de yesos, hacían aconsejable el empleo de equipos tipo dipper con mayor capacidad de excavación en terrenos compactos. La UTE despalzó a la obra la dipper Von Rocks,

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

pontona con spuds equipada con una retro con capacidad para dragar a 18,0 m de profundidad y dotada con cazos de hasta 3,5 m^3 de capacidad, ripper y martillo hidráulico a la que prestaban servicio dos gánguiles autopropulsados de 900 m^3 de capacidad de cántara (gánguiles Manzanares y Drace Uno), con los que se planificó obtener unos ciclos de carga y vertido óptimos para garantizar unos rendimientos medios superiores a los 1.500 m^3/día.

Sin embargo, el avance de la obra trajo consigo importantes averías en la dipper, por lo que con el objetivo de cumplir el plazo se desplazó hasta la obra un segundo equipo de dragado, la draga-gánguil Omvac Doce, equipada con una grúa Liebherr 875 y dotada con pulpos y cazos hidráulicos de hasta 12,0 t de peso y 8,0 m^3 de capacidad, alcanzándose rendimientos elevados entre 800 y 1.000 m^3/día por jornada de 24 horas.

Durante el dragado del terreno natural apareció, en una zona concreta de la fosa de dragado, incrustaciones de yesos masivos microcristalinos en un volumen cercano a los 3.000 m^3, material con altas resistencias a compresión simple. Este material se extrajo por medio de su fracturación mediante golpeo con útiles especiales y su posterior extracción con el pulpo hidráulico.



Figura 10. Equipos de dragado empleados: draga dipper (a) y draga-gánguil (b).



Figura 11. Equipo para fracturar la roca y pulpo hidráulico para su extracción.

El control del dragado se llevó a cabo de forma continua con batimetrías realizadas con sonda multihaz que permiten disponer datos con un grado de precisión muy elevado.

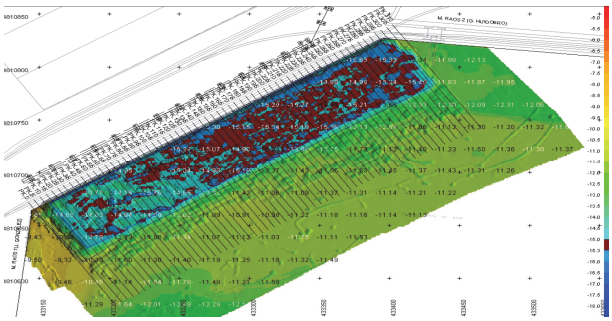


Figura 12. Control batimñetrico con sonda multihaz durante los trabajos de dragado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Traslado y Montaje de una Rampa Ro-Ro Flotante desde el Área Comercial a la Estación Marítima en el Puerto de Santander

Suárez-López, Rubén[a]; Magallanes-Fernández, María Luisa[b]; Biedma-García, Manuel[c] y Murillo-Bolado, Julián[d]

[a]*Puerto de Santander. Muelle de Maliaño,s/n 39009 Santander. rsuarez@puertosantander.com*, [b]*CMC Ingenieros. Urb. Arcoíris, nº42 39100 Bezana. mmagallanes@cmcingenieros.es*, [c]*Acciona Ingeniería, Anabel Segura, nº11 28108 Alcobendas. manuel.biedma.garcia@acciona.com*, [d]*Acciona Construcción, C/ Lealtad, nº13 39002 Santander. julian.murillo.bolado@acciona.com*

Resumen

Dado que la terminal de carga rodada y pasaje con que cuenta el Puerto de Santander tiene su operatividad limitada ya que dispone de una rampa hidráulica de reducido ancho, y dada la necesidad de ampliar esta capacidad en un plazo muy breve se decidió adjudicar en el año 2015 el proceso de proyecto y obra que permitiera resolver esta situación de la forma más rápida posible. Por ello se planteó como condicionante que se sustituyera la rampa hidráulica actual por una de las rampas flotantes gemelas que prestan servicio en el muelle Raos 8 del mismo Puerto de Santander, siendo éstas de mayor tamaño que la rampa hidráulica a sustituir.

Palabras clave: *Rampa ro-ro, macizo de apoyo de rampa, obra marítima, estructura metálica.*

1. Objeto de la obra

Este proyecto y obra surge como consecuencia de que la terminal de carga rodada y pasaje del Puerto de Santander contaba con una rampa hidráulica de reducido ancho. En breve la compañía Brittany Ferries operaría en el puerto con un buque de mayor manga y con portalón de popa incompatible con el ancho de la rampa hidráulica actual, quedando cuestionada la continuidad del servicio marítimo regular por un déficit de infraestructura portuaria. Además, la entrada en servicio de este barco precisaba de una solución de rampa rápida de ejecutar, de manera que la nueva rampa entrase en servicio antes de la Semana Santa de 2016.

Se procedió entonces en la fase de proyecto desarrollada durante el año 2015 a definir el proceso de desmontaje de la rampa hidráulica actual, la demolición de los hormigones y excavaciones necesarias para la construcción de un apoyo hormigonado trasero de la rampa flotante, así como el desmontaje y traslado y puesta en servicio de la rampa flotante, desde el muelle Raos 8 hasta su ubicación definitiva en el muelle de bloques, previo paso por dique seco para realizar labores de mantenimiento y adaptación.

Para la instalación de la nueva rampa fue preciso proyectar un macizo de hormigón que permitiera anclarla. Esta macizo debía ser compatible con las dimensiones del muelle existente, una vez demolida la rampa actual y adaptada su geometría. La principal dificultad en el diseño de este macizo, además de su encaje geométrico con la configuración de la rampa existente, fue su cimentación, ya que su apoyo se producía de forma no homogénea en parte en los rellenos del trasdós del muelle existente y en parte en los bloques de hormigón del borde del muelle.

Un plazo de ejecución tan reducido requería una solución constructiva coherente con los medios técnicos del Contratista, adecuada a los medios climatológicos adversos, ya que la obra se realizaría en invierno, y apoyada en procesos constructivos que permitieran trabajar de manera continuada en cualquier estado de marea. Estos motivos técnicos justificaron la contratación conjunta de la elaboración de proyecto constructivo y ejecución de las obras. El proyecto fue realizado por Acciona Ingeniería, y la obra fue ejecutada por Acciona Infraestructuras. Es por todas estas razones que la solución adoptada sustituye la rampa hidráulica actual en el muelle de Bloques por una de las rampas flotantes gemelas que prestan servicio en el muelle Raos 8 del mismo Puerto de Santander, siendo éstas de mayor tamaño que la rampa hidráulica a sustituir.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Descripción de las rampas

Como consecuencia del limitado plazo de ejecución de las obras no se planteó la construcción de una nueva rampa ro-ro metálica, sino la sustitución de la rampa actual por una de las rampas flotantes gemelas que prestan servicio en el muelle Raos 8.



Figura 1. Rampa hidráulica antes de ser desmontada.

Una vez operativa la rampa, la posibilidad de lastrado de esta rampa flotante, junto con sus 31,5 m de anchura y casi 34 m de longitud, permitiría la operación en la Estación Marítima de una amplia gama de buques roro cargo y ropax con rampa en proa y/o en popa. Además, el embarque y desembarque de los vehículos se podría realizar en doble carril, con lo que los tiempos de operación se reducirían notablemente, evitando soluciones más complejas y de mayor impacto ambiental, como podría ser una rampa de doble nivel para prestar servicio simultáneo en dos cubiertas del buque.

El proyecto de montaje de la nueva rampa requiere estudios de funcionalidad y de estabilidad naval que fueron encargados por la Autoridad Portuaria. La rampa flotante podía ser soltada de su apoyo trasero sin necesidad de demoliciones y ser trasladada con medios marítimos (remolcadores) a otro emplazamiento.

En cualquier caso, se incluyeron en el proyecto algunas reparaciones necesarias, previas a su montaje en el muelle de Bloques, como el chorreado de chapa, aplicación de pintura y tratamiento antideslizante de la superficie de rodadura.



Figura 2. Estado de conservación de la rampa flotante antes de su reparación y traslado.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

A continuación describiremos la rampa flotante y sus elementos, con el fin de ubicar los diferentes elementos que la conforman, y así definir las diferentes acciones que se realizaron sobre cada uno de ellos.

2.1. Rampa flotante

La rampa está formada por un puente de acero unido rígidamente a un flotador, también de acero. La rampa tiene 33,80 m de longitud entre extremos. Toda la rampa está constituida por diferentes chapas y platabandas de acero de entre 8 y 20 mm de espesor. Los aparatos de apoyo quedan definidos por chapas, cartelas y bulones de acero.

El puente de la rampa tiene una anchura en el tablero de 16,00 m. Los carriles están delimitados y debidamente señalizados con marcas viales. Tiene un acceso peatonal de 1,00 m de anchura colocado en el lado más cercano al muelle para no obstaculizar el paso de los vehículos. El paso peatonal está flanqueado a un lado por las biondas metálicas de los carriles y al otro lado por una barandilla de protección con la finalidad de evitar caídas al agua.

Para llevar a cabo el lastrado de la rampa el flotador está equipado con bombas ubicadas en un recinto estanco y accesible desde la parte superior del flotador a través de unas entradas con escalerillas. Tanto la rampa como el sistema de lastrado están diseñados para que la rampa pueda ofrecer un francobordo variable entre 1,75 m y 3,00 m, medido a 2 m del extremo y con el peso del portalón de buque incluido, en cualquier condición de marea situada entre las extremales de un periodo de retorno de 500 años.

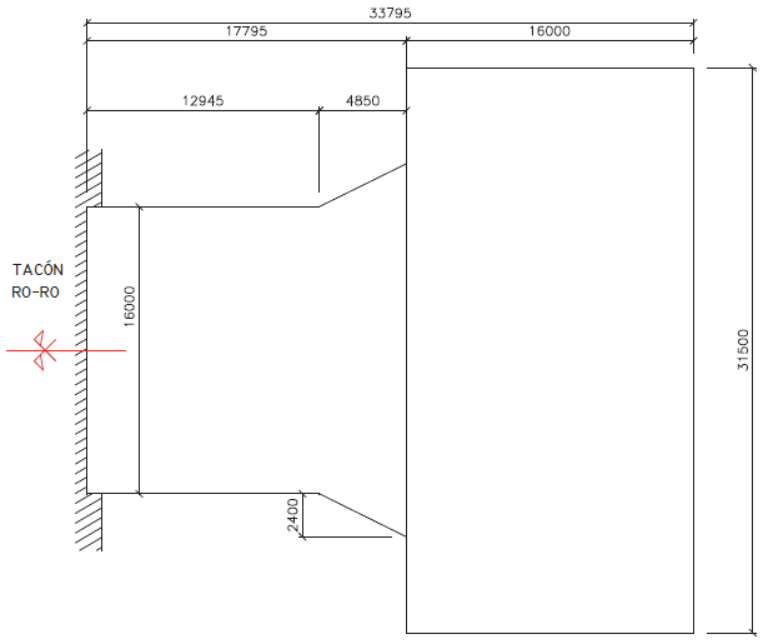


Figura 3. Croquis de la planta de la rampa flotante.

La rampa tiene una longitud reforzada para el apoyo del portalón del buque y sus flaps de 4 m y un pavimento antideslizante en toda su superficie de rodadura.

Suponiendo el contacto del portalón del buque a 2 m de distancia del borde de la rampa flotante, se cumplen las recomendaciones de PIANC en cuanto a pendientes:

- ±12,5% pendiente máxima en condiciones de marea extremal (T=500 años)
- ±10,0% pendiente máxima en condiciones de marea viva media

Mediante un sistema de control del lastrado y achique de tanques, es posible la operación de buques roro con un "threshold" entre 0,75 y 4 m, suponiendo una pendiente de +10% en el portalón del buque y una longitud de 10 m con el apoyo a 2 m del borde de la rampa.

2.2. Rampa hidráulica

La rampa hidráulica tiene una longitud de 30,00 m y un ancho de 10,00 m. El peso total de la rampa es de 100 t.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Descripción de las obras

El diseño y la obra, unidos por un objetivo final, debían ir de la mano en la búsqueda del mejor diseño de los diferentes elementos compatibles con los métodos constructivos para no plantear problemas de ejecución en todo el proceso de construcción de la obra. Es por ello que se identificaron los puntos críticos en diseño y en plazo, y para cada uno de ellos se buscó una solución técnica viable y coherente con los medios técnicos del Acciona Infraestructuras, compatible tanto desde el punto de vista estructural como desde el punto de vista de trabajos en el Puerto de Santander en condiciones climatológicas adversas y de manera continuada. Por esta razón se eligieron diseños y procesos sencillos de ejecución y de operación, que incluso permitían su ejecución durante estas condiciones adversas.

Los elementos críticos en cuanto a su operación y construcción fueron identificados y estudiados uno a uno y posteriormente se integraron en el programa de trabajos, de manera que se ha compatibilizó el tiempo y comienzo de trabajo en cada uno de ellos, teniendo en cuenta que el tiempo de solape de unos con otros fuera el mínimo posible.

Los conceptos básicos de diseño y obra que hemos estudiado, y sobre los que se mueven las diferentes unidades de obra son los siguientes:

- Rampa hidráulica.
- Rampa flotante.
- Muro trasero de apoyo de la rampa.
- Instalaciones.

Pasamos a explicar la concepción de cada uno de ellos así como la justificación de la solución elegida para cada uno de ellos.

3.1. Rampa hidráulica

El desmontaje de la rampa hidráulica se realizó con dos grúas. Para ello previamente se soldaron unas orejetas que traspasaban la chapa superior de la rampa de manera que los esfuerzos de peso propio de la rampa eran transmitidos a las almas de las vigas. Fue necesaria la colocación de ocho orejetas equidistantes del centro de gravedad de la rampa. Una vez soldadas se realizaron los ensayos de soldadura pertinentes para asegurar que estaban realizadas de acuerdo con lo especificado en el Pliego del proyecto. Posteriormente, con ocho eslingas unidas a las grúas se realizó el levantamiento para su traslado a la zona adyacente al de su ubicación actual, donde posteriormente fue desguazada.



Figura 4. Desmontaje de la rampa hidráulica.

Hubiera sido posible realizar el desguace de la vieja rampa en su ubicación previa, apoyando la misma sobre tacadas de madera o sobre apoyos metálicos. Sin embargo en el desmontaje de cada elemento, y la rampa hidráulica es unos de los elementos más condicionantes de la obra dado su ubicación sobre el área en el que había que realizar la obra civil, se

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

buscó ejecutar las operaciones o las obras de manera que repercutieran lo mínimo posible sobre las operaciones u obras posteriores a realizar en el mismo tajo, con el fin de garantizar el ajustado plazo de las obras. Por esta razón al principio de la obra se desconecta la rampa de las conexiones hidráulicas y eléctrica necesarias para su funcionamiento, y se desmonta la estructura de una sola vez con grúa, para así disponer de toda el área desde el principio, con el fin de poder realizar las demoliciones, excavaciones, colocación de encofrados, montaje de armadura y hormigonado del muro trasero de apoyo de la rampa.

3.2. Rampa flotante

La rampa flotante es el elemento más importante que era necesario trasladar a una nueva ubicación. Era necesario cuidar la estructura del mismo, con sus diferentes componentes (rampa de acceso, flotador, instalaciones eléctricas, bombas para lastrado, conexiones a aparatos de apoyo, etc.) de manera que ninguno de estos elementos sufriera daño alguno durante su transporte a dique seco y durante su posterior transporte a su ubicación definitiva. Para ello, las operaciones de desmontaje, traslado y montaje se pensaron de manera que fueran siempre simples en operaciones de duración corta, cuidando en todo momento la estructura de los diferentes elementos de la rampa.

Para las operaciones de desmontaje fue necesario el uso de una grúa situada sobre tierra, en la parte posterior de la rampa. La misma grúa sirvió para el desmontaje de la rampa hidráulica, y para el montaje de la rampa flotante en su ubicación definitiva. Los aparatos de apoyo se desconectaron de la obra civil, y la rampa se trasladó con ellos hasta el dique seco. De esta manera, una vez en dique seco, durante las operaciones de chorreado y de pintado de la rampa, se dispuso del tiempo suficiente para el desmontaje de las diferentes piezas que los componen.



Figura 5. Desmontaje y traslado por flotación de la rampa flotante a dique seco.

La rampa se trasladó por remolcadores al dique seco de Zamakona. Una vez allí se procedió a la realización del chorreado para la eliminación de la pintura anterior y de la oxidación presente tanto en el exterior de la rampa como en el interior de la misma. Para acceder a los flotadores interiores se realizaron varias cesáreas. Posteriormente se aplicaron las diferentes capas de pintura del sistema de protección contra la corrosión original.

A lo largo de todo este proceso se desmontaron los aparatos de apoyo localizados en la parte posterior de la rampa, y se colocaron unos nuevos aparatos de apoyo, con nuevas rótulas y nuevos bulones, construidos a imagen y semejanza de los originales.

Posteriormente la rampa con los nuevos aparatos de apoyo se remolcó desde el dique seco a su nueva ubicación, donde ya se hubo terminado la obra civil de apoyo de la misma. Para ello fue preciso el uso de la misma grúa que para el resto de las operaciones, Una vez colocada se conectó la rampa a la red eléctrica.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Figura 6. Chorreado y pintado de la rampa flotante en dique seco.

3.3. Muro trasero de apoyo de la rampa

La solución de obra civil que permite el apoyo de la Rampa Flotante en el emplazamiento definitivo consistió en un muro de hormigón armado. Su coronación tiene la misma cota del muelle y de la rampa flotante: +6,00 m. La longitud del bloque es de 13,10 m aproximadamente en la dirección transversal al eje de la rampa y de 6,75 m aproximadamente en la dirección paralela a éste. Su altura es de 5,00 m y por tanto se cimentó sobre la cota +0,95, por encima de la cota de bajamar media. La altura del muro viene determinada por su condición de estabilidad frente al vuelco, ya que las cargas pésimas que la rampa transmite al muro trasero de apoyo son considerables y precisan de un elemento de hormigón armado que sea lo suficientemente masivo para garantizar dicha estabilidad.

Parte del muro trasero fue cimentado sobre pedraplén mientras que otra se cimentó sobre bloques de hormigón. Uno de los dos apoyos de la rampa flotante va sobre la zona apoyada sobre pedraplén y el otro va sobre la zona apoyada sobre los bloques de hormigón. Se ha ideado la solución que se describe para asegurar que se eviten los asientos diferenciales entre los dos apoyos de la rampa flotantes y por tanto asegurar su nivelación.

Para compensar la diferencia de rigidez entre el pedraplén y los bloques de hormigón se ha supuesto el material del pedraplén inválido para la cimentación del muro trasero de apoyo y que por tanto, éste actúa como voladizo sobre esa zona y está apoyado únicamente sobre los bloques de hormigón. Para asegurar la estabilidad del muro, se ha aligerado en la zona apoyada sobre pedraplén y se ha ensanchado en la zona apoyada sobre bloques de hormigón.

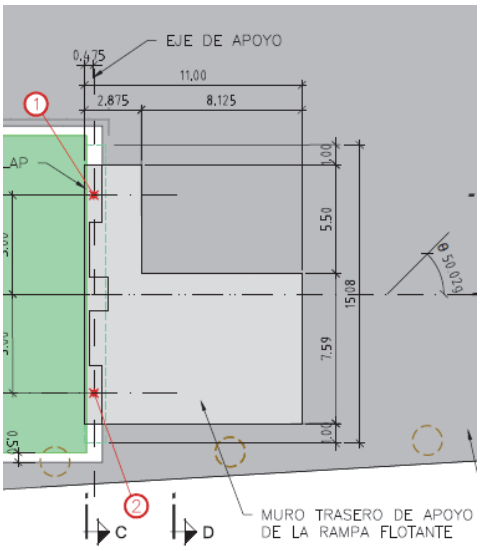


Figura 7. Planta del muro trasero sobre el que apoya la rampa flotante en su ubicación definitiva.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El muro diseñado se cimentó sobre los materiales existentes en la zona del eje de apoyo de la rampa, que por un lado del muro consisten en bloques de hormigón y en el otro consisten en pedraplén mezclado. Los bloques de hormigón armado tienen la rigidez y resistencia suficiente para resistir el muro y las cargas que transmite a ellos, mientras que el pedraplén fue excavado y rellenado de hormigón en masa hasta un metro de profundidad.

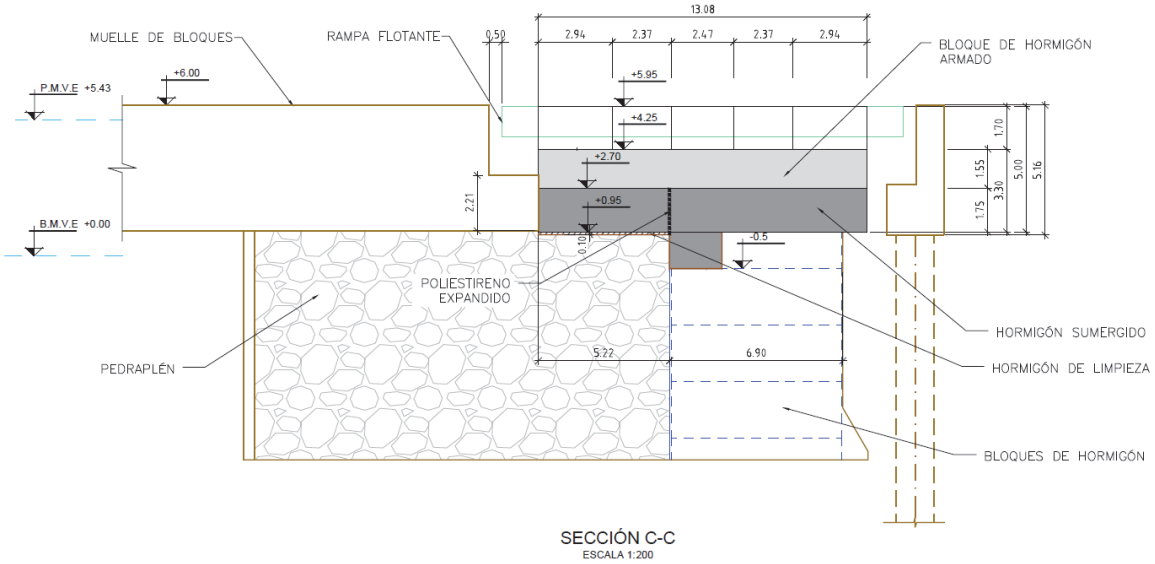


Figura 8. Alzado del muro con los materiales sobre los que cimentó.

La ventaja de realizar un muro trasero muy rígido es la de que no es necesario realizar una cimentación profunda por medio de micropilotes realizados en el pedraplén, lo que hubiera complicado la solución. Los micropilotes realizados en pedraplén siempre son costosos de realizar, e implica no tener controlado el tiempo de su ejecución. Al no realizarlos, se pueden tener siempre bajo control los tiempos de ejecución de la obra civil. La cota inferior de la parte armada del muro trasero es igual a la media entre la bajamar y la pleamar, lo cual permite realizarla en amplias ventanas de tiempo.

Para encajar el muro fue necesario demoler parte de la viga cantil del muelle de bloques, que apoya sobre pilotes en la zona exterior del Muelle de Albareda y sobre los bloques de hormigón armado anexa a la viga cantil pilotada.

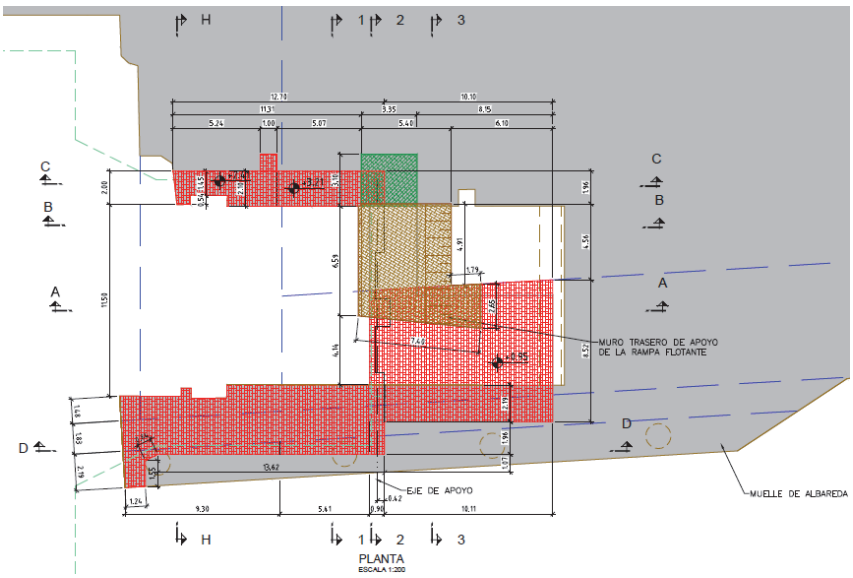


Figura 9. Demoliciones. Planta.

La demolición se realiza por medio de corte de hilo de diamante de grandes bloques, despiezando de esta manera el muro a demoler en bloques que posteriormente se retiran a vertedero.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 10. Pieza cortada con hilo de diamante.

3.4. Excavaciones y rellenos

Por otro lado, la zona delimitada entre el muro trasero de la rampa hidráulica actual, la rampa de hormigón que hay debajo de dicha rampa hidráulica y el muro trasero de hormigón ejecutado para apoyo de la Rampa Flotante trasladada a su ubicación definitiva, se rellenó de un suelo seleccionado.

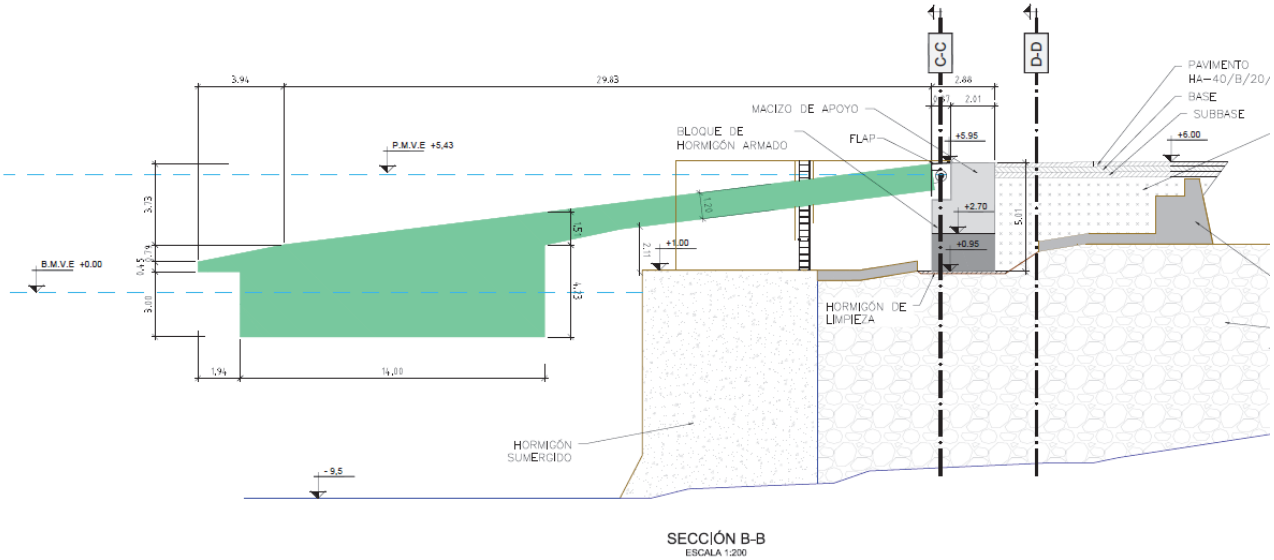


Figura 11. Relleno detrás del muro trasero de apoyo.

3.5. Instalaciones

Las instalaciones se realizan durante la ejecución de la obra civil. En primer lugar se realizó la canalización de las líneas eléctricas. La instalación eléctrica parte de un armario metálico, en el que se encuentran todos los elementos necesarios para el protección y control de encendido del alumbrado exterior, semáforos y motores.

El alumbrado general de la zona se ha resuelto mediante la instalación de proyectores de vapor de sodio de alta presión de 400 W, en báculos de 8 m de altura, y mediante la instalación de pantallas estancas con tubo fluorescente de 58 W adosados a la barandilla de la rampa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por último, el control de accesos a la rampa se regula mediante 4 uds de semáforos rojo/verde instalados en el acceso a la rampa. El control de encendido del piloto verde y rojo de los semáforos va asociado por un lado a los contactores de las bombas y por otro a un selector manual sobre el que un operario autorizado tendrá que maniobrar para aun estando las bombas paradas poder activar el piloto verde para autorizar la marcha de vehículos a través de la rampa.



Figura 12. Rampa flotante en posición definitiva.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Algeciras SafePort: Nuevas Herramientas Met-Ocean para el Diseño y Explotación Portuaria

Rodríguez-Rubio, Pablo[a]; de los Santos, Francisco J.[b]; Molina, Rafael[c,d]; Mans, Christian[e]; Díaz-Hernández, Gabriel[f]; Tomás, Antonio[f]; Lara, Javier L.[f]; Terrés-Nícoli, José María[e]; Losada, Iñigo J.[f] y Álvarez, Enrique[g]

[a]Portel Servicios Telemáticos. EEMM Puerto de Algeciras, Local C7, 11207 Algeciras, Cádiz. prodriguez.ate@apba.es, [b]Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. Avda. de la Hispanidad, 2 11207 Algeciras, Cádiz, [c]Dpto. Ingeniería Civil. Transportes y Territorio. UPM, Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040 Madrid, [d]Harbour Research Laboratory. HRL-UPM. Laboratorio de Puertos. Cátedra pablo Bueno. ETSICCIP. Universidad Politécnica de Madrid. Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040 Madrid, [e]Oritia & Boreas S.L. C/ Ojos del Salado, 100, 18008 Granada, [f]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria, Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011 Santander (Cantabria), [g]Organismo Público Puertos del Estado. Avda. del Partenón, 10, 28042 Madrid.

Resumen

Disponer de información océano-meteorológica de forma precisa es fundamental a la hora de diseñar y explotar infraestructuras portuarias fiables, seguras y operativas. Las vías para la obtención de información océano-meteorológica son la instrumentación y el modelado numérico que permiten proporcionar datos en tiempo real, históricos (de reanálisis) y de predicción. En los últimos años, los avances en el estado del arte han permitido caracterizar el medio físico con mayor precisión en las Áreas Operativas de Interés pero, para que la información que sea facilitada al usuario redunde en la eficiencia de las actividades portuarias, es clave la puesta en valor de la información mediante el desarrollo de herramientas TI (Tecnologías de la Información) que sirvan de apoyo a la toma de decisiones, tanto para el corto plazo (marco operacional) como en el medio y largo plazo (planificación y diseño). En este sentido, el Organismo Público de Puertos del Estado, apoyado por las Autoridad Portuarias, lleva años trabajando en el desarrollo de sistemas de información océano-meteorológicas con aplicaciones portuarias. Recientemente, el proyecto Algeciras SafePort ha permitido el desarrollo de nuevas herramientas que ponen en valor la información océano-meteorológica y sirven de apoyo en el diseño y explotación portuaria.

Palabras clave: *variables, resolución, monitorización, modelado, herramientas, usuario, clima, riesgo, rebase.*

1. Introducción

La evolución del negocio marítimo-portuario (incremento del tráfico marítimo, globalización, mayor capacidad de buques y terminales…) hace que los puertos deban ser cada vez más eficientes y competitivos, adoptando medidas que mejoren la calidad del servicio que prestan, garantizando unos requisitos mínimos de funcionalidad y seguridad.

Debido a la ubicación de los puertos, en la interfaz tierra-mar, los agentes del medio físico influyen en la planificación y gestión portuaria. Cuando estos agentes (viento, oleaje, corrientes…) superan un determinado umbral, pueden dar lugar a una pérdida de fiabilidad, funcionalidad y operatividad que deriva, finalmente, en pérdidas económicas debidas a la disminución de los niveles de servicio y de la eficiencia en las operaciones portuarias. Este hecho es cada vez más relevante teniendo en cuenta el aumento del tamaño de los buques y el desarrollo de áreas operacionales cada vez más expuestas a la acción del mar.

Se pone de manifiesto, por tanto, la necesidad de disponer de información océano-meteorológica adaptada al entorno portuario de forma precisa con herramientas que faciliten esta información al usuario portuario y sirvan de apoyo a la toma de decisiones, tanto para el corto plazo (marco operacional) como en el medio y largo plazo (planificación y diseño).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Antecedentes

Las vías para la obtención de información océano-meteorológica son la instrumentación y el modelado numérico que permiten proporcionar datos en tiempo real, históricos (de reanálisis) y de predicción. El Organismo Público de Puertos del Estado (OPPE), apoyado por los Puertos de Interés General del Estado, lleva años trabajando en el desarrollo de sistemas avanzados de medida y predicción de variables del medio físico con aplicaciones portuarias. Fruto de la colaboración entre OPPE y la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA), el proyecto SAMPA (Sistema Autónomo de Medición, Predicción y Alerta) permitió implantar un sistema de monitorización y predicción océano-meteorológica en el Estrecho de Gibraltar y la Bahía de Algeciras. La intensidad y diversidad del tráfico marítimo, junto con los complejos fenómenos físicos que tienen lugar en la zona, convierten al Puerto de la Bahía de Algeciras en un escenario ideal para el desarrollo de este tipo de iniciativas.



Figura 1. Puerto de la Bahía de Algeciras.

Con SAMPA se puso en marcha un nuevo sistema de apoyo a la planificación y gestión portuaria, con la puesta a disposición de información océano-meteorológica personalizada y adaptada al usuario portuario, con una serie de herramientas de valor añadido que facilitaban la información proporcionada por la red de medida (boyas oceanográficas, estaciones de nivel del mar y estaciones meteorológicas) y los modelos de predicción.

Sin embargo, a pesar del avance realizado, no se había abordado con modelos numéricos de alta resolución la caracterización del medio físico en las áreas operativas de los puertos, de forma que se pueda conocer la interacción de estos agentes con el buque, la infraestructura y los medios de manipulación de la mercancía y, por tanto, su influencia en la operativa portuaria.

3. Proyecto Algeciras SafePort

Partiendo de la base consolidada de SAMPA, y para poder proporcionar una información de detalle y particularizada al usuario portuario, surge el proyecto "Algeciras SafePort: Gestión de Riesgos Océano-Meteorológicos en Entornos Portuarios", cuyo objetivo principal ha sido dar un salto cuantitativo en la resolución espacial de la medida y el modelado de variables océano-meteorológicas, empleando modelos numéricos de alta resolución tanto para la obtención de series históricas (hindcast), como para la creación de un sistema operacional (forecast).

Con el aumento de resolución, y con el foco puesto en el usuario, surge una nueva escala para la prestación del servicio océano-meteorológico en un puerto, el Área Operativa de Interés (AOI), que se define como un área, terrestre o marítima, en la que los agentes del medio físico inciden con una intensidad semejante, que comparte la tipología estructural, en la que opera el mismo tipo de buque, con la misma mercancía y los mismos medios de manipulación, y en la que los umbrales operativos son particulares (ver figura 2).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 2. Áreas Operativas de Interés en el Puerto de la Bahía de Algeciras

Siguiendo el esquema previo planteado en SAMPA, "Algeciras SafePort"se ha estructurado en torno a tres módulos principales: la monitorización, ampliando la red de medida existente, el modelado de la alta resolución de variables océano-meteorológicas y el desarrollo de herramientas IT para la explotación de la información por parte de los usuarios.

3.1 Monitorización

Se ha ampliado la red de medida de la APBA con 3 estaciones meteorológicas, 1 sensor de visibilidad, 2 correntímetros, 10 sensores de agitación y 2 cámaras para la monitorización de rebases (ver tabla 1). Además de una mayor cobertura geográfica, se registran nuevas variables de interés para la operativa portuaria, como la visibilidad, las corrientes en toda la columna de agua, la agitación en las líneas de atraque y amarre, y el rebase. Toda esta información se envía en tiempo real para que sirva de apoyo en la toma de decisiones.

Esta información es de vital importancia y supone poder contar con datos reales sobre las variables océano-meteorológicas en el entorno portuario, de gran utilidad para la validación de los modelos numéricos, así como para la caracterización general del entorno y el control de umbrales de operación segura en tiempo real.

	SAMPA	SAFEPORT	TOTAL
Viento	7	3	10
Visibilidad	1	1	2
Corrientes	1	2	3
Oleaje	2	2	4
Agitación	2	10	12
Nivel del mar	2	-	2
Rebase	0	1	1

Tabla 1. Registro de variables océano-meteorológicas en la APBA.

3.2 Modelado de alta resolución

Se han desarrollado nuevos modelos numéricos de alta resolución, anidados a los ya existentes a escala local, que permiten por un lado, conocer el clima marítimo, mediante la reconstrucción de series temporales históricas de 36 años de duración (1979-2014), y por otro, proporcionar predicciones de viento, oleaje y corrientes en las AOIs, donde se desarrolla la actividad portuaria. A partir de los modelos de predicción regionales existentes, los nuevos modelos numéricos resuelven la propagación del viento y el oleaje a muy alta resolución en la zona del Estrecho de Gibraltar, la Bahía de Algeciras y Tarifa, con una resolución de metros en la AOIs. Los modelos han sido correctamente calibrados y validados con la nueva instrumentación instalada y campañas de medida temporales.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.2.1 Viento

Partiendo del modelo Harmonie-AROME (2.5km), ejecutado dos veces al día (a las 08:00 y 20:00) por la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). A partir de ahí, se realiza una interpolación a 1 km que, a su vez, alimenta un catálogo de simulaciones realizadas con el modelo Fluent, que proporciona la predicción del viento a escala portuaria (Bahía de Algeciras y Puerto de Tarifa) con una resolución de 50m en las áreas operativas y un horizonte de predicción de 48 horas y cadencia de representación de 1 hora.

3.2.2 Oleaje

Para el modelado de oleaje se parte de los modelos de oleaje WAM, que proporciona las predicciones en el Atlántico y en el Mediterráneno, y el WaveWatch III, que da las predicciones en el Estrecho de Gibraltar; los modelos de viento Hirlam/Harmonie; y el nivel de mar del sistema NIVMAR. A partir de ahí, una combinación de los modelos SWAN y MSP proporciona el oleaje a escala regional (Estrecho de Gibraltar), con resolución espacial entre 300m a 20m, y la agitación del oleaje a escala portuaria (Bahía de Algeciras y Puerto de Tarifa) con resoluciones medias entre 10m y 1m. El sistema tiene un horizonte de predicción de 72 horas y cadencia de representación de 1 hora, con dos ciclos de predicción diarios.

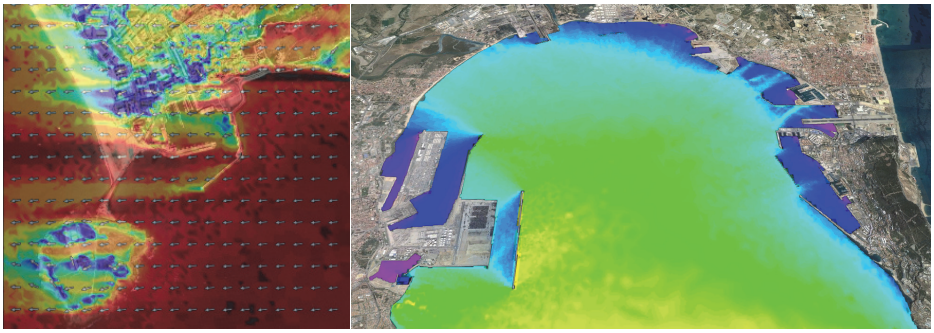


Figura 3. Modelo de viento en el Puerto de Tarifa y modelo de agitación en la Bahía de Algeciras

3.3 Herramientas TI

El proyecto también ha permitido el desarrollo de nuevas herramientas que ponen en valor la información proporcionada por los dos módulos anteriores y sirven de apoyo en el diseño y explotación portuaria. Se ha dado especial importancia en este apartado a dar una adecuada presentación a la información histórica, en tiempo real y predictiva en las AOIs de la Bahía de Algeciras y Tarifa, con la finalidad que la APBA, el gestor portuario, la concesión, etc. pueda disponer de información relevante para la toma de decisiones. En los siguientes apartados se describen las herramientas TI que ponen en valor dicha información y sirven de apoyo en el diseño y explotación portuaria.

4. Cuadro de Mando Ambiental (CMA)

Dentro de las herramientas TI desarrolladas en el proyecto *Algeciras SafePort*, destaca el Cuadro de Mando Ambiental (CMA). Supone una evolución de la aplicación de escritorio SampaCMA, desarrollada en el contexto del proyecto SAMPA, que permitía visualizar la información en tiempo real y las predicciones en el Estrecho de Gibraltar y la Bahía de Algeciras. El nuevo CMA pasa a ser una aplicación web (https://cma.puertos.es) que, además de proporcionar los datos en tiempo real registrados por la red de medida y las predicciones de viento, oleaje y corrientes, proporcionadas por los modelos de alta resolución, en las AOIs, aglutina el resto de herramientas adicionales desarrolladas en el proyecto que sirven de apoyo al diseño y explotación portuaria:

- Atlas de Clima Marítimo (información histórica)
- Predicción del Riesgo Operativo
- Sistema de Alerta por Rebase en el Puerto de Tarifa
- Atlas del Oleaje Generado por Buques

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El CMA tiene una orientación clara al usuario portuario, el cuál, tras un breve proceso de registro, puede acceder a la información océano-meteorológica, que se puede consultar a través de vistas que muestran las diferentes áreas portuarias del Puerto de la Bahía de Algeciras y, para cada una de las vistas, la información se agrupa en tres secciones principales: Tiempo real, Predicciones y Atlas (información histórica). La aplicación ofrece al usuario la posibilidad de establecer sus preferencias (unidades de medida, idioma, vista por defecto…), la configuración de los umbrales para alertar de la superación de las magnitudes de las variables del medio físico, así como la particularización y envío diario de informes de predicción y alertas operativas por condiciones océano-meteorológicas adversas.

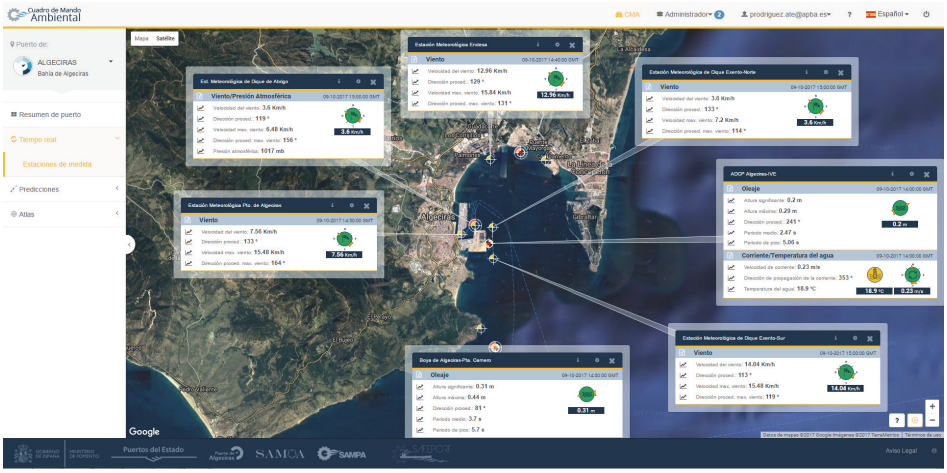


Figura 4. Cuadro de Mando Ambiental. Apartado "Tiempo Real" de la vista "Bahía de Algeciras"

Además, la APBA envía un informe dos veces al día con un resumen de las condiciones de viento y oleaje para los próximos 3 días en el Estrecho, la Bahía de Algeciras y Tarifa a todos los usuarios del CMA.

5. Nuevas Herramientas para el Diseño y Explotación Portuaria

El proyecto *Algeciras SafePort* también ha permitido el desarrollo de nuevas herramientas TI que ponen en valor la información océano-meteorológica con la finalidad de que la APBA y los actores portuarios puedan disponer de información útil para la toma de decisiones relacionadas con el diseño y explotación portuaria. En este sentido, se incide en la importancia de dar una adecuada presentación de la información en las AOIs. A continuación se describen las nuevas herramientas desarrolladas, las cuales se pueden consultar también a través del CMA.

5.1 Atlas de Clima Marítimo

Esta herramienta permite consultar la caracterización del clima marítimo en la zona de la Bahía de Algeciras, del Puerto de Tarifa y del Estrecho de Gibraltar, empleando fuentes de datos históricos basadas en el reanálisis de viento y oleaje empleando los modelos de alta resolución que han sido desarrollados en el marco del proyecto SAFEPORT.

Las series históricas (36 años de duración) obtenidas mediante reanálisis se post-procesan y se proporciona la información al usuario a través de una serie de fichas con el clima marítimo. Así, se han definido una serie de puntos de consulta, donde el usuario tiene acceso a información de oleaje, de oleaje/viento o de viento, dependiendo de la localización del punto y del origen de la información analizada. La figura 5 muestra un ejemplo de una ficha de información de oleaje. El usuario puede consultar/descargar estas fichas en formato pdf con la caracterización del clima marítimo en cada uno de esos puntos:

- Encuentros
- Estacionalidad
- Rosas direccionales
- Análisis multivariante (SOM)
- Régimen persistencias estacionales
- Régimen de persistencias direccionales
- Régimen medio

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Régimen medio mensual
- Régimen medio direccional
- Régimen extremal mensual
- Régimen extremal direccional

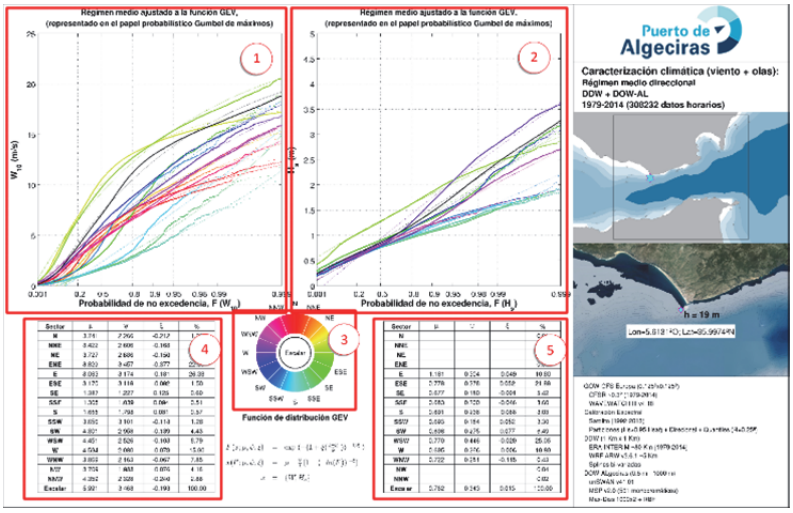


Figura 5. Ficha de Clima Marítimo. Régimen medio direccional de altura de ola significante

5.2 Predicción del Riesgo Operativo

La Predicción de Riesgo Operativo es una herramienta de gestión del riesgo operacional que permite asociar 3 niveles de riesgo (bajo, medio y alto) a las AOIs identificadas en el Puerto de la Bahía de Algeciras y Tarifa.

Está basado en la consulta de la predicción de variables océano-meteorológicas (corrientes, viento y oleaje) para cada uno de los Puntos Operativos de Interés (POIs) asociados a cada AOI. Para evaluar el riesgo asociado a la presencia de estos agentes océano-meteorológicos en cada AOI, es necesario conocer el nivel de vulnerabilidad que ésta presenta. Para ello, se han asignado por defecto una serie de umbrales operativos en función del tipo de actividad característica de la AOI, tipo de operación, buque tipo y dirección de acciones más desfavorable, de acuerdo a los valores establecidos en las recomendaciones para obras marítimas (ROM 0.0-01. Procedimiento general y bases de cálculo en obras marítimas y ROM 2.0-11. Obras de Atraque y Amarre).

Una vez identificadas las AOIs y los umbrales asociados a la actividad que se realiza en cada una de ellas, se puede establecer el nivel de riesgo operativo para cada AOI en función de las predicciones de las variables océano-meteorológicas de interés. El producto final es un visor web, integrado en el CMA, que muestra a modo de semáforo el nivel de riesgo (bajo, medio o alto) para cada AOI según la predicción de viento, oleaje y corriente.



Figura 6. Predicción de Riesgo Operativo integrado en el CMA

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.3 Predicción de Rebases

Anidado al sistema operacional de oleaje, se ha establecido un sistema de predicción de rebase a lo largo del dique de abrigo del Puerto de Tarifa (Dique Sagrado Corazón) a partir de un catálogo de ejecuciones realizadas con los modelos IH2VOF e IH-BOUSS. En base a las predicciones de oleaje y nivel del mar, el modelo de predicción de rebase aporta, de forma particularizada para la segmentación espacial propuesta los siguientes parámetros: caudal medio, porcentaje de olas que rebasan, volumen medio, volumen máximo y espesor medio de la lámina de agua.

La segmentación espacial va acompañada de la definición de características tipológicas y geométricas para cada uno de los tramos. Además, la información de salida que se proporciona al usuario va asociada también a estos tramos, indicando el nivel de riesgo para peatones y vehículos mediante un código simple de colores (verde=sin riesgo, amarillo=riesgo medio y rojo=riesgo alto). En este caso, el nivel de riesgo va asociado a un único parámetro de control: el caudal medio de rebase. Atendiendo a los valores proporcionados por el EuroTop Manual, se ha elaborado una base de datos de umbrales en función de los tres niveles de riesgo definidos anteriormente, de la tipología estructural (dique vertical o en talud) y del tipo de usuario (peatones o vehículos).

Los resultados del modelado numérico de predicción son comparados, no solo con los umbrales de riesgo, sino también con los resultados obtenidos por la herramienta instrumental de monitorización de rebases (basada en técnicas de visión artificial). La activación de esta herramienta está relacionada con la predicción de un cierto umbral de caudal medio de rebase y sus resultados permiten la verificación de los resultados numéricos de rebase. Esto, ha permitido desarrollar un sistema de alerta híbrido para la predicción y seguimiento de rebases en el dique.

Esta herramienta, también integrada en el CMA, permite la obtención temprana (operacional) de caudales de rebase, identificación de eventos, sus magnitudes y duraciones, teniendo en cuenta la oblicuidad del oleaje y las características propias de los estados de mar incidentes (magnitudes, direcciones, frecuencias y formas espectrales). De esta forma se garantiza un acceso seguro, tanto público como privado, al mismo.

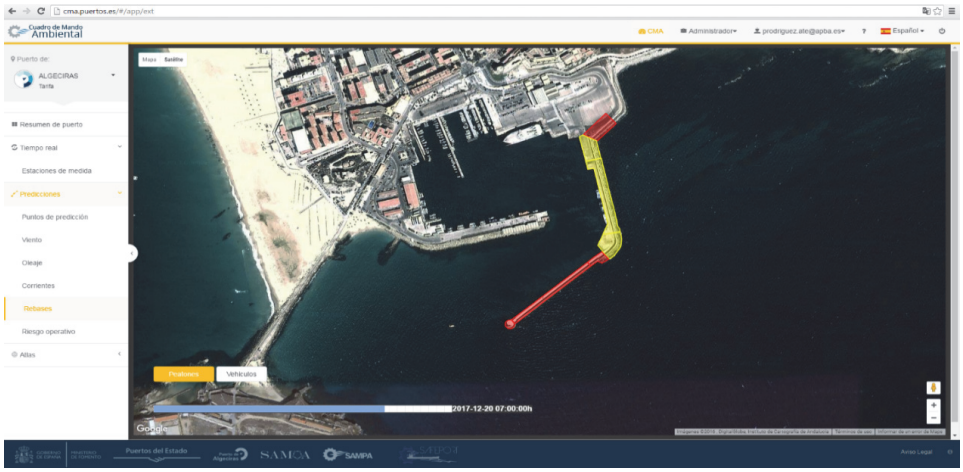


Figura 7. Herramienta de Predicción de Rebases integrada en el CMA

5.4 Atlas del Oleaje Generado por Buques

El oleaje generado por el paso de embarcaciones en un puerto puede mermar la operatividad de los buques atracados en los muelles. Por este motivo, se ha simulado el oleaje generado y la agitación generada en distintos puntos de control por el paso de las 40 embarcaciones más representativas del Puerto de la Bahía de Algeciras, teniendo en cuenta la base de datos AIS (Automatic Identification System).

Tras realizar una revisión del estado del arte para la generación numérica del oleaje generado por el paso de embarcaciones, se ha combinado un modelo Boussinesq de la Bahía de Algeciras con el modelo IHBouss. Una vez caracterizadas la propiedades, trayectorias y velocidades de los 40 barcos representativos del tráfico marítimo en la Bahía de Algeciras, se ha evaluado la agitación que genera cada una de las trayectorias en 84 puntos de control.

La información de las trayectorias seleccionadas y los resultados de agitación se han plasmado en una serie de fichas y se puede descargar en diferentes formatos (png, xls, xml y dat) desde la sección *Atlas* del CMA.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Conclusiones

El proyecto "Algeciras SafePort" ha permitido aproximar el medio físico a las áreas dónde se desarrolla la actividad portuaria, denominadas Áreas Operativas de Interés, con nueva instrumentación adaptada al entorno portuario, registrándose nuevas variables, y modelos numéricos de alta resolución, que proporcionan información histórica y predicciones de alta calidad. A su vez, se han desarrollado nuevas herramientas TI orientadas al usuario, de apoyo el diseño y explotación portuaria. El proyecto "Algeciras SafePort" avanza en la línea de trabajo de evaluación y cuantificación el riesgo océano-meteorológico asociado a la actividad portuaria. El aumento de resolución en la medida y el modelado de variables océano-meteorológicas, y su puesta en valor a través de herramientas TI, proporciona un mejor conocimiento del medio físico en los puertos, reduciendo así la incertidumbre en el diseño y explotación portuaria, lo que se traduce en una gestión más eficaz, segura y sostenible de los puertos.

7. Agradecimientos

Se agradece al personal del Consorcio del proyecto "Algeciras SafePort", formado por la empresa Oritia & Boreas, el Laboratorio de Puertos de la UPM (HRL-UPM) y el Instituto de Hidráulica de Cantabria, y al personal del OPPE por el esfuerzo y trabajo realizado.

Referencias

AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS. *Sistema Autónomo de Medición, Predicción y Alerta (SAMPA)*. < http://www.apba.es/sampa>

DE LOS SANTOS, F.J., RODRÍGUEZ-RUBIO, P., TERRÉS-NÍCOLI, J.M., MANS, C., MOLINA, R., DÍAZ-HERNÁNDEZ, G., TOMÁS, A., LARA, J.L. y ÁLVAREZ, E. (2016). "Proyecto Algeciras-SafePort para la Gestión de Riesgos Océano-Meteorológicos en Entornos Portuarios : Oleaje, Viento, Agitación, Rebase y Oleaje Generado por el Paso de Embarcaciones" en *VI Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas.* Palma de Mallorca.

MOLINA, R., RODRÍGUEZ-RUBIO, P. y CARMONA, M.A. (2017). *Guía para la Aplicación de un Sistema de Gestión de Riesgos Océano-Meteorológicos en el Ámbito Portuario y su Evaluación: Certificación de Puerto Seguro Océano-Meteorológico*. Algeciras: Autoridad Portuaria de Algeciras.

PUERTOS DEL ESTADO. *Cuadro de Mando Ambiental*. < https://cma.puertos.es>

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Herramientas para el diagnóstico y gestión de la agitación producida por el paso de embarcaciones en áreas portuarias

Díaz-Hernández, Gabriel[a]; Tomás, Antonio[a]; Lara, Javier L.[a]; Rodríguez, Beatriz[a]; Molina, Rafael[b,c]; Rodríguez-Rubio, Pablo[d] y de los Santos, Francisco[e]

[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. gabriel.diaz@unican.es,antonio.tomas@unican.es, jav.lopez@unican.es, beatriz.rodriguez@unican.es. [b]Dpto. Ingeniería Civil. Transportes y Territorio. Universidad Politécnica de Madrid, Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040, Madrid. España. rafael.molina@upm.es. [c]Harbour Research Laboratory. HRL-UPM. Laboratorio de Puertos. Cátedra Pablo Bueno. ETSICCIP. Universidad Politécnica de Madrid. Calle del Profesor Aranguren s/n. 28040. Madrid. España rafael.molina@upm.es [d]Portel Servicios Telemáticos. EEMM Puerto de Algeciras, Local C7, 11207 Algeciras, Cádiz prodriguez.ate@apba.es, [e]Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras. Avda. de la Hispanidad, 2 11207 Algeciras, Cádiz fsantos@apba.es

Resumen

En el presente estudio se describe el conjunto de trabajos relacionado a la evaluación cuantitativa de las características generales del oleaje generado por el paso de las embarcaciones que navegan en las zonas interiores de los puertos. Dicho oleaje, que es generado por la perturbación de la embarcación en movimiento, presenta distintas características en su generación y propagación en función de la velocidad de traslación, geometría, contornos batimétricos y disposición de muelles. Estas oscilaciones pueden llegar a interrumpir o interferir en las actividades seguras en muelle, operaciones de carga y descarga de materiales o pasajeros, y/o modificar la dinámica sedimentaria en playas adyacentes a las infraestructuras portuarias con efectos negativos hacia las dársenas. Por ello, se presenta una alternativa numérica para una adecuada caracterización de este tipo de oleaje, a ser usado como una herramienta de diagnóstico de los efectos que pueden llegar a tener diferentes tipos de embarcaciones / operadores / rutas/ protocolos de navegación, en las operaciones en muelle. La metodología de trabajo ha consistido en la modificación de un modelo numérico basado en las ecuaciones completamente no lineales y dispersivas de Boussinesq, para poder incluir el efecto del paso de una embarcación y la subsecuente perturbación del flujo, su generación, propagación sobre batimetrías reales, e interacción con los muelles portuarios. Se presenta el trabajo de implementación numérica y validación con datos instrumentales para fionalmente aplicarlo al proyecto de I+D+i "Algeciras Safeport: Gestión de Riesgos Océano-Meteorológicos en Entornos Portuarios".

Palabras clave: *Modelos de Boussinesq, ship waves, gestión portuaria, buques, agitación, estelas.*

1. Introducción

En el presente estudio se describe el conjunto de trabajos realizados, con el objetivo de implementar un sistema operacional que permita conocer la magnitud del oleaje generado por el paso de las embarcaciones que navegan en la zona interior de la Bahía de Algeciras. Dicho oleaje se genera, propaga e interactúa con los contornos portuarios pertenecientes a la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA). Los resultados del presente análisis han sido integrados dentro del sistema operacional de gestión portuaria, como un módulo individual que permita el conocimiento predictivo de las características de los oleajes generados por el paso de embarcaciones (también denominados wake waves, WW), a partir de un catálogo predefinido de trayectorias, tipo de embarcaciones y velocidades representativas del universo de embarcaciones que discurren anualmente dentro de la bahía. De esta manera, se establece un conocimiento predictivo de la magnitud del oleaje tipo WW que alcanza las distintas zonas de operación, muelles y atraques de la APBA, que podrá interpretar en función de los condicionantes operativos que considere.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Objetivos

El objetivo principal en este hito es el desarrollo de un sistema operacional para la obtención diaria y predictiva de las características del oleaje tipo WW en distintas zonas de operación portuaria predefinidas por la APBA, en función de un catálogo pre-ejecutado de trayectorias / tipo de embarcaciones representativas de la casuística de la zona portuaria. Para alcanzar dicho objetivo principal, se plantean los siguientes objetivos específicos:

Objetivo A. Estudio y revisión del estado del arte con respecto a la generación matemática o numérica del oleaje tipo WW, con la finalidad de identificar la mejor estrategia que se adapte a las necesidades del proyecto SAFEPORT.

Objetivo B. Adaptación de la herramienta numérica a utilizar para una adecuada generación de oleaje tipo WW en la Bahía de Algeciras, teniendo en cuenta los condicionantes físicos de la embarcación, velocidades y geometrías, así como sus respectivas trayectorias. Este objetivo implica un exhaustivo proceso de validación de la herramienta numérica con datos de altura de ola máxima tipo WW provenientes de ensayos de laboratorio y mediciones instrumentales en campo tomadas de las distintas fuentes de datos (provenientes de la revisión bibliográfica).

Objetivo C. Pre y post proceso de la base de datos sobre el tráfico de las embarcaciones, AIS (Automatic Identificación System) en la Bahía de Algeciras, aportada por la APBA para los años 2014 y 2015. De esta tarea se obtendrá el catálogo de casos (tipo de embarcaciones, geometrías, trayectorias y velocidades) que alimentarán las tareas del objetivo D.

Objetivo D. Ejecución del catálogo de casos con la herramienta numérica (una vez modificada, adaptada y validada), para la obtención de las correspondientes características del oleaje tipo WW (altura de ola y periodo máximo asociado), en distintas localizaciones pe-definidas en las zonas de operación (muelles, zonas de maniobra o zonas de especial interés), propuesta por la APBA.

Objetivo E. Adaptación de los resultados obtenidos en el objetivo D al sistema operacional general, teniendo en cuenta distintos tipos de informe de resultados a ser valorados por la APBA. Esta tarea implica de forma inherente, dar seguimiento y realizar la validación operacional de los resultados que los distintos sistemas de medición vayan aportando, por lo que se deberá establecer un protocolo de trabajo a este respecto.

Objetivo F. Elaboración de los informes iniciales (ya entregado) e informe final (actual documento), una vez completados todos los objetivos específicos.

3. Trabajos realizados y metodología

En el presente apartado se realiza una descripción de los trabajos relacionados con los distintos objetivos específicos anteriormente mencionados, describiendo las metodologías generales propuestas y los resultados obtenidos. En concreto, se indican los pasos metodológicos seguidos para todas y cada una de las tareas enumeradas en los objetivos A al F.

3.1 Revisión del estado del arte para la generación numérica del oleaje generado por el paso de embarcaciones (objetivo A)

Este apartado acomete una revisión exhaustiva del estado del arte. En concreto se hace una revisión de temas relacionados con la modelación numérica del fenómeno y las características físicas de las WW para su futuro aprovechamiento y asimilación dentro del proyecto.

Cuando una embarcación navega produce dos tipos de olas o wake waves, unas divergentes y unas transversales, la forma y existencia de éstas depende principalmente de la velocidad a la que navegue la embarcación, distinguiendo tres tipos: sub-crítica, trans-crítica y super-crítica definidos por el número de Froude en función de la longitud de la embarcación (L), la velocidad de trslación de esta (u) y la aceleración de la gravedad (g). F_RL=u/√gL.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Uno de los documentos fundamentales para entender la generación y características generales de las WW es presentado por McFarlane (2012), donde se puede destacar que la situación más relevante para la creación de WW y por lo tanto, en la que se debe centrar el estudio, es en la trans-critica, pues es donde hay más variación de los cuatro parámetros característicos de las olas: el periodo (T), el coeficiente de atenuación (n), la constante de altura de ola (γ) y el ángulo entre la dirección de navegación y la recta que intersecta las olas transversales con las divergentes (θ).

Las WW son trenes de olas muy dispares y constituidos a su vez por diferentes tipos de olas. Dentro de cada grupo de olas se pueden diferenciar tres tipos: Ola A, Ola B y Ola C. Para poder entender todo el estudio, debe entenderse la diferencia entre ellas.

Ola tipo A: es la ola con mayor periodo pero menor altura. A veces puede alcanzar más altura y con ello más energía. No obstante, a pesar de ser las menos altas son las que poseen mayor área debajo de las crestas ya que el periodo es más largo, es decir, la distancia entre picos es más grande y, por tanto, poseen mucha más energía. Estas olas se diferencian bien en velocidades supercríticas, ya que las crestas son mayores y su huella más perceptible.

Ola tipo B: van a continuación de las olas A. Poseen un periodo menor que las anteriores aunque en ocasiones son similares. Lo que las diferencia de las anteriores es el aumento de su altura. También poseen mucha energía a pesar de no ser la ola con mayor altura y periodo.

Ola tipo C: son pequeñas olas divergentes y alcanzan la máxima altura. Siempre siguen a las olas A y B, y poseen el periodo más corto. Si se encuentra en situación sub-crítica o trans-crítica la altura es más pequeña.

Con respecto a la modelación numérica del fenómeno de generación de las WW, la literatura recoge distintas estrategias matemáticas que se pueden agrupar en tres grandes familias: a) Aproximaciones analíticas, b) modelación con aproximaciones potenciales, c) códigos basados en la teoría denominada “thin ship” (TS), d) modelación basada en aproximaciones de Boussinesq, y e) modelación tridimensional con modelos CFD (Computational Fluid Dynamics).

Todas las aproximaciones anteriormente mencionadas intentan con mayor o menor éxito la adecuada evaluación de las características de las WW para dos zonas bien diferenciadas: a) el campo cercano a la línea de navegación de la embarcación donde los fondos se pueden considerar profundos y constantes, y b) el campo lejano a la embarcación donde el oleaje interactúa con las zonas costeras o portuarias con fondos variables.

Raven, (2000) y Kofoed-Hansen et al. (2000) indican que los métodos aplicados suelen analizar estas dos zonas de forma individual y desacoplada, realizando un post-proceso de acoplamiento para intentar acoplar y dar continuidad al proceso de generación-propagación-interacción de las WW en todo el dominio (desde el campo cercano al lejano).

Las aproximaciones analíticas Raven (2000) se basan en ajustes matemáticos de mediciones empíricas en campo o laboratorio, realizadas bajo situaciones controladas de navegación y geometría de las embarcaciones, con un número limitado de tipologías y batimetrías con fondo constante. Estas formulaciones básicas únicamente ofrecen un primer esbozo de las alturas de ola y periodos que se pueden esperar para una embarcación estándar navegando a velocidades con rangos de velocidades limitados que no diferencian entre los distintos regímenes de traslación de sub-crítio a súper-ccrítico Estas aproximaciones analíticas suelen enfocar su rango de aplicación únicamente al campo cercano y a profundidades constantes de propagación.

Las aproximaciones basadas en modelos potenciales propuestas por Raven (2000) y Hughes (2001) suelen emplear modelos que resuelven la superficie libre del flujo considerando únicamente las interacciones lineales de éste. La superficie del agua y el cuerpo o volumen que define la forma tridimensional de la embarcación se representa con un mallado tridimensional de paneles. La superficie del fluido se deriva de la obtención del hundimiento y asentamiento del fluido debido a las presiones propias de la embarcación en movimiento y en función de las velocidades de traslación, geometría propia de la embarcación y peso o tonelaje propio de cada una de ellas. El hundimiento generado se propaga en el resto del dominio, inicialmente en reposo, resolviendo las ecuaciones del flujo potencial con base en la perturbación inicial, para fondo constante. Esta solución no se realiza teniendo en cuanta el comportamiento temporal o transitorio del fenómeno de propagación de las WW, por lo que los resultados que se obtienen se limitan a una fotografía estática del estado de equilibrio del flujo para cualquier instante de tiempo. Esta aproximación suele aportar información sobre las WW muy detallada y realista en la zona cercana a la embarcación (campo cercano) ya que se tiene en cuenta la forma detallada y tridimensional de cada cuerpo flotante. Sin embargo, la estacionariedad, la

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

limitación de fondo constante y el esfuerzo computacional, que puede llegar a ser costoso (dependiendo del detalle geométrico de la embarcación y su tamaño), hacen que esta aproximación se aleje de las necesidades del actual proyecto.

En tercer lugar, los códigos tipo TS se basan en la asimilación lineal de fuentes y sumideros tipo Kelvin colocados a lo largo de la línea central de la embarcación para representar la superficie libre. Esta aproximación se limita nuevamente a fondos constantes, comportamiento lineal de las WW generadas y olas con pequeña amplitud comparada con sus longitudes. Estos códigos propuestos por Havelock (1908), Mitchell (1898), Eggers et al. (1967), Gadd (1999), Molland et al. (2000), Tuck et al. (2001) y Doctors (1997), que resuelven las ecuaciones basadas en integraciones múltiples de cada fuente y sumidero establecido, solo se pueden aplicar a velocidades de traslación constantes (no transitorio) y preferiblemente por debajo del régimen crítico de Froude y profundidades someras. Finalmente, este tipo de aproximaciones suele mostrar inestabilidades para la evaluación de las WW en el campo lejano, incluso con fondo constante, ya sea por disipación numérica o bien, por la obtención de altura de WW muy por encima de la realidad.

Por otro lado, los códigos basados en las ecuaciones de Boussinesq se han enfocado primordialmente a la evaluación de las WW en el campo lejano. Es decir, una vez generadas las perturbaciones iniciales en el campo cercano, ya sea con un modelo potencial o uno tipo TS. Kofoed-Hansen (1999, 2000) proponen el uso de modelos basados en las ecuaciones de Boussinesq para la posterior solución del campo lejano. Este acoplamiento entre modelos permite resolver la propagación del oleaje tipo WW sobre fondos variables y complejos, teniendo en cuenta los efectos no lineales y transitorios, interacción con contornos portuarios con geometrías complejas e incluso la evaluación de la hidrodinámica en la zona de rompientes, corrientes en playa, rotura y run-up aproximado, todo ello en extensiones del orden de kilómetros.

Este esquema de solución al problema parece, por tanto, el más apropiado para una correcta evaluación de los efectos de la WW en muelle o costa, especialmente si el objetivo es evaluar de forma completa e integrada grandes extensiones costeras. No obstante, esta técnica de acoplamiento suele conllevar complejos dificultades al intentar integrar los efectos físicos del flujo relacionados a la propagación del campo cercano al campo lejano, y supone hipótesis simplificativas a la hora de generar el oleaje tipo WW (fondo constante, velocidad constante de la embarcación, trayectorias rectilíneas). Por ello, si se desea realizar una evaluación de la generación de las WW hacia escenarios de trafico de embarcaciones realistas, esta estrategia puede suponer un reto numérico difícil y tedioso.

Por ello, Chen y Sharma (1995) investigaron la posibilidad de resolver de forma integral la generación y posterior propagación de las WW con el empleo de modelos de Boussinesq gestionando, en un solo paso, la generación en campo cercano y su posterior propagación hacia campo lejano. Esta solución parece la mejor desde el punto de vista de gestión operacional para evaluar las características de las WW en muelle y costa. Esta estrategia ha sido desarrollada en profundidad por Jiang (2000) para embarcaciones en movimiento, con trayectorias variables y velocidades cambiantes. Sin embargo, para ello empleó las ecuaciones de Boussinesq simplificadas (débilmente dispersivas y no lineales). Esta estrategia tiene los inconvenientes de contar con una pobre definición espacial de la geometría de la embarcación, debido a que las discretizaciones de malla de los modelos de Boussinesq para áreas del orden de kilómetros no suelen ser menores de 5 m en general, por lo que la embarcación numérica generada se sintetiza a formas geométricas poligonales o prismáticas. No obstante Jiang et al. (2002) han demostrado que con un adecuado proceso de validación, se puede calibrar la generación de las WW en campo cercano con formas de barco simplificadas.

Finalmente, existen las aproximaciones tipo CFD (p. Ej. modelos FLOW, OpenFoam) que se encargan de resolver el campo cercano de la generación de las WW teniendo en cuenta el flujo completamente tridimensional alrededor de la embarcación en movimiento, considerando también la geometría detallada de la embarcación (del orden de milímetros). Esta estrategia es análoga en área de influencia y condiciones al método de paneles, con la diferencia fundamental de que la solución del flujo se realiza empleando las ecuaciones promediadas de Navier Stokes (RANS) que resuelven el flujo 3D completo, considerando todos los efectos transitorios, no lineales, viscosos y turbulentos. Estos modelos, además de ser altamente costosos computacionalmente, se suelen enfocar a la evaluación de los esfuerzos en la estructura de la embarcación por la acción del oleaje generado y proyectado sobre ésta, la evaluación de la geometría para la optimización del desempeño hidrodinámico y turbulento, y la optimización de prototipos de competición. Por lo que, si se desea emplear este tipo de modelación en la creación de escenarios de tipologías de embarcaciones y trayectorias, no parece ser una estrategia recomendable.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En resumen, el estado del arte aporta información sobre las características de las WW generadas en campo cercano y las estrategias para su evaluación y posterior propagación hacia campo lejano. Una vez analizadas las condicionantes de cada una de ellas, y con base en los objetivos propios del estudio, se ha tomado la decisión de adoptar la técnica de la solución integral, empleando la modelación Boussinesq propuesta por Jiang et al. (2002), ampliando su ámbito de aplicación hacia una mejor definición del dominio numérico (una mejor resolución espacial) y mejorar los procesos de la propagación del oleaje hacia campo lejano a través de la adaptación de las ecuaciones de Boussinesq completamente no lineales y dispersivas. Todo ello con el objetivo final de evaluar las características generales del oleaje tipo WW y su evolución temporal, incluyendo las olas tipo A y las tipo B (las mayores en energía) anteriormente comentadas en distintas zonas dentro del área de estudio (Bahía de Algeciras), así como el post-proceso de dichas series en forma de gráficos de histogramas, espectros y estadística general de las olas individuales del registro.

3.2 Adaptación de la herramienta numérica para la generación del oleaje generado por el paso de las embarcaciones (objetivo B)

IHCantabria cuenta con el modelo IH-BOUSS, que resuelve los patrones temporales de propagación de oleaje, transformación y agitación, dentro de dominios numéricos del orden de kilómetros con contornos complejos, sobre batimetrías reales, a través de la utilización de mallas regulares en volúmenes finitos y resolviendo los patrones bidimensionales (2DH) de velocidades, presiones, y superficie libre, considerando los procesos de asomeramiento, refracción, difracción, y run-up en playa y estructuras portuarias, así como la reflexión y radiación del oleaje. Además, el modelo numérico incluye en su formulación los procesos de disipación de energía por absorción parcial o total de los contornos, procesos asociados a la rotura del oleaje, fricción por fondo y efectos turbulentos.

Una de las ventajas fundamentales de la utilización del modelo numérico IH-BOUSS es que éste se basa en capacidades avanzadas para resolver los patrones de oleaje sobre un dominio numérico con contornos complejos reales, considerando una evolución temporal de dichos patrones, y cómo el oleaje se propaga e interactúa con los contornos portuarios. Esto permite la evaluación de las características generales de los trenes de ola a pie de estructura, incluyendo de forma inherente los procesos no lineales y transitorios que éste ha experimentado desde su punto de generación hasta la estructura.

Siguiendo la metodología propuesta por Jiang et al. (2002), el modelo IHBouss debe seguir un protocolo de adaptación para poder generar las WW de forma sencilla, repetible y fiable, teniendo en cuenta las siguientes condiciones de contorno del problema:

- Considerar las distintas dimensiones de las embarcaciones a analizar (eslora, calado y manga).
- Tener en cuenta trayectorias realistas de movimiento de las embarcaciones: giros y aceleraciones.
- Considerar una buena definición espacial del elemento que representa a la embarcación numérica a simular.
- Ser capaz de evaluar un área extensa del orden de 10 a 15 km, con una resolución de malla del orden de 2 m para poder cumplir con las necesidades dimensionales de la bahía de Algeciras y las geometrías de las embarcaciones, respectivamente.
- Que los dominios numéricos generados se ejecuten en tiempos computacionales competitivos para poder simular al menos 40 tipologías de embarcaciones / trayectorias / velocidades dentro del proyecto SAFEPORT.
- Que el modelo adaptado para las WW se someta a un riguroso proceso de validación con datos instrumentales, matemáticos o analíticos para así garantizar su fiabilidad a la hora de generar las WW.

Teniendo en cuenta los distintos condicionantes anteriormente mencionados, se ha enfocado el esfuerzo en dicho proceso de adaptación del modelo IHBouss para la creación de WW. Básicamente la adaptación del modelo numérico ha radicado en la inclusión de un elemento “sumidero” móvil en el dominio del modelo IHBouss, similar a la clásica función fuente propuesta por Wei et al. (1999) pero considerando sólo el estado de oscilación negativa por debajo del nivel medio del mar, y una forma volumétrica prismática que puede moverse libremente por el dominio numérico [X, Y], teniendo en cuenta la posición instantánea X e Y para cualquier instante temporal Xi=f(Xi-1,ti); Yi=f(Yi-1,ti).

La figura 1 muestra un ejemplo de la trayectoria realista para una embarcación cualquiera navegando a velocidad variable dentro de un dominio de 500 x 1000 m. La trayectoria espacio-temporal conocida a priori, por lo tanto, se puede ajustar a una función matemática que la defina y que pueda ser incluida en el modelo. De esta forma se garantiza una fiel representación numérica del movimiento real de la embarcación y una fácil asimilación de este comportamiento

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

por parte del modelo, evitando de esta forma tediosas adaptaciones de lectura de trayectorias y post-proceso de éstas (por ejemplo, provenientes de los datos Automatic Information System (AIS) en bruto).

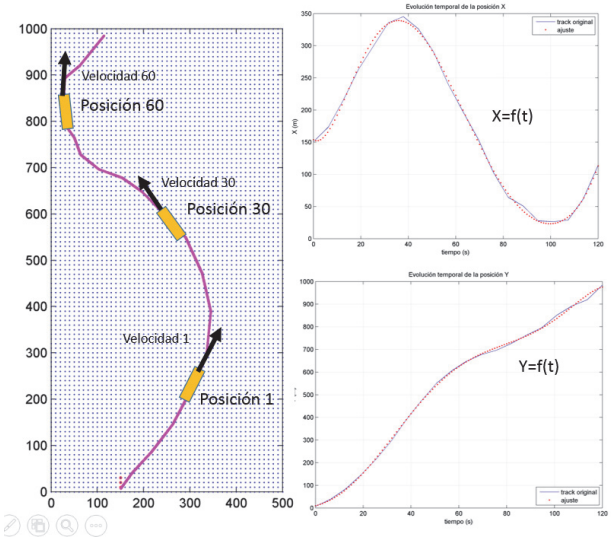


Figura 1.- Asimilación de la trayectoria real de la embarcación dentro del dominio [X, Y], dentro del modelo IHBouss, considerando la evolución espacio-temporal y variable de la velocidad.

Con respecto a la inclusión de la nueva función fuente que representa el barco, se han realizado distintas pruebas y aproximaciones, encontrándose que la inclusión de un prisma rectangular que represente la embarcación en movimiento es más que suficiente para poder generar olas tipo WW realistas y adecuadas. Es verdad que el campo cercano (muy cercano a la embarcación), posiblemente carece de detalle suficiente para poder considerar un flujo bien representado en esta zona, Sin embargo, los resultados hasta ahora encontrados y validados indican que una vez generada la perturbación inicial en el flujo (originalmente en reposo), la WW logra adoptar formas realistas y velocidades consistentes con la fenomenología estudiada. La asimilación de las dimensiones típicas de una embarcación (las mínimas para su correcta definición: manga o beam (W), calado o draft (d) y eslora o length (L)) en el prisma rectangular numérico que se ha incluido en el modelo IHBouss.

Las figuras 2 a 4 muestran resultados preliminares de diferentes ejemplos de validación hasta ahora realizados, considerando embarcaciones tipo Contenedor (dimensiones generales) y Ferry, navegando bajo distintas características geométricas.

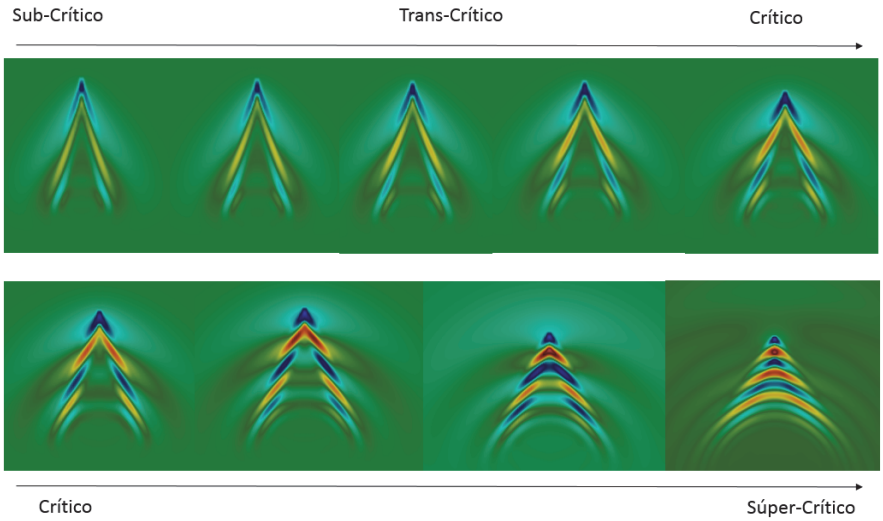


Figura 2. Ejemplo del comportamiento de las WW generadas con el modelo IHBouss para distintos regímenes de velocidades.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

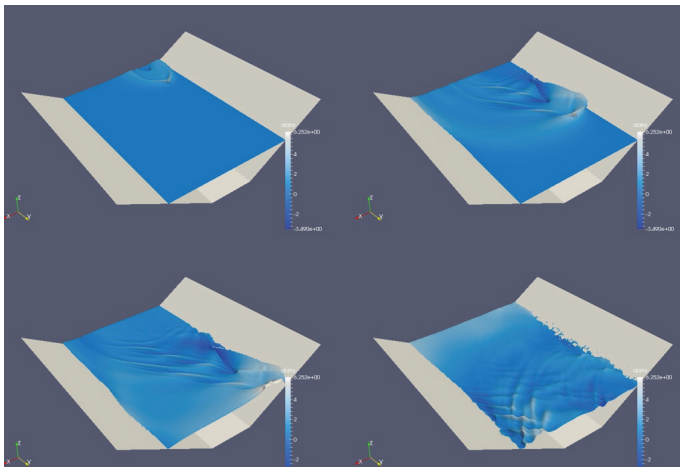


Figura 3. Ejemplo del comportamiento de las WW generadas con el modelo IHBouss para una embarcación navegando en un canal de navegación con sección trapezoidal, y la consecuente generación de run-up.

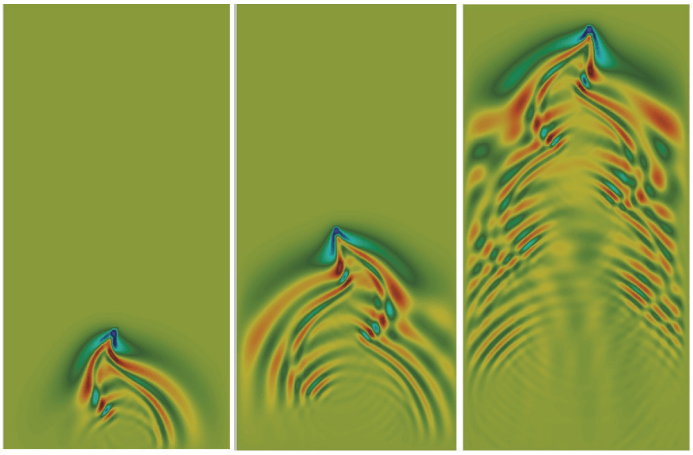


Figura 4. Ejemplo del comportamiento de las WW generadas con el modelo IHBouss para una embarcación navegando con velocidad y aceleración variables a lo largo de una trayectoria compleja sinusoidal.

3.2.1 Validación

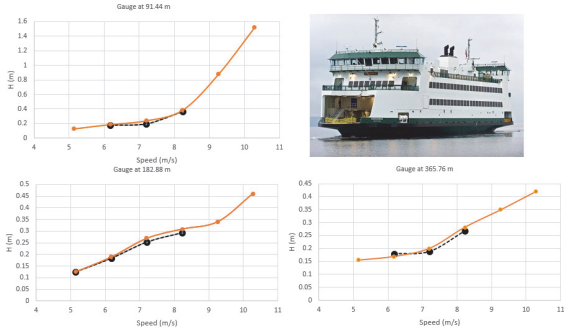
La forma prismática y rectangular incluida en el modelo IHBouss muestra resultados numéricamente estables y cualitativamente adecuados según las observaciones previas realizadas en la literatura. Sin embargo, durante el proceso de validación, se ha observado que las alturas de ola y periodos (tipo B principalmente) mostraban una tendencia general a ser sobredimensionadas, con independencia de las velocidades y el tipo de embarcación analizada. Por este motivo y con base en la información instrumental de comparación empleada para la validación del modelo, se ha optado por imponer unos coeficientes de ajuste para cada dimensión numérica del prisma rectangular α, β, y d, que multiplican a las dimensiones reales: eslora (L), calado (d) y manga (W) respectivamente.

La figura 5 muestra un ejemplo de los resultados de validación para dos embarcaciones tipo (contenedores y Ferry) y para valores de α=0.6, β=0.25, y d=1.0. Estos parámetros parecen ajustar adecuadamente las mediciones de la altura de ola (tipo B) y sus respectivos periodos. Además que se mantienen constantes con independencia de las velocidades, tipos de embarcación y cotas batimétricas. Por lo que parece que los valores de ajuste final y definitivo rondarán los valores antes mencionados. Con esta validación y con los coeficientes de calibración fijados, se procede a realizar una segunda tanda de validación considerando datos instrumentales para distintas embarcaciones, principalmente relacionadas a una tipología de Ferry de alta velocidad.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

	Yakima Medido (ft)			Yakima Medido (m)			Yakima Modelado (m)		
V (m/s)	91.44 m	182.88 m	365.76 m	91.44 m	182.88 m	365.76 m	91.44 m	182.88 m	365.76 m
5.14		0.41			0.124968		0.13	0.126	0.155
6.17	0.59	0.6	0.59	0.179832	0.18288	0.179832	0.19	0.19	0.169
7.2	0.65	0.83	0.62	0.19812	0.252984	0.188976	0.24	0.27	0.2
8.23	1.2	0.96	0.88	0.36576	0.292608	0.268224	0.387	0.308	0.282
9.26							0.88	0.34	0.35
10.28							1.52	0.46	0.42



	Medido (ft)			Medido (m)			Modelado (m)		
V (m/s)	91.44 m	182.88 m	365.76 m	91.44 m	182.88 m	365.76 m	91.44 m	182.88 m	365.76 m
5.14	0.6	0.6	0.58		0.18288		0.12	0.15	0.15
6.17	0.7	0.6	0.55	0.21336	0.18288	0.16764	0.18	0.172	0.16
7.2	0.81	0.61	0.55	0.246888	0.185928	0.16764	0.26	0.188	0.161
8.23	0.94	0.7	0.65	0.286512	0.21336	0.19812	0.31	0.22	0.21
9.26	1.4	1.1	1	0.42672	0.33528	0.3048	0.55	0.32	0.3
10.28							1.24	0.51	0.41

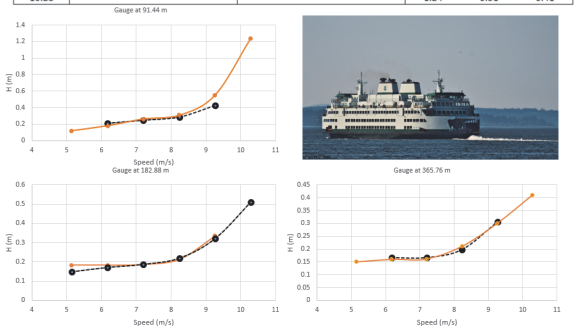


Figura 5. Validación de la altura de ola para un barco tipo Fast-Ferry (Yakima, Washington State Ferries y (Sealth, Washington State Ferries).

3.3 Pre y post proceso de la base de datos ais (objetivo C)

Con respecto al trabajo de pre y post proceso de la base de datos AIS (aportada por la APBA), a continuación se realiza una breve descripción de los trabajos realizados y productos finales elaborados. La APBA aportó la información AIS en formato .CSV (*comma-separated values* en bruto) para dos años de mediciones, el 2014 y el 2015. Esta información requiere un intenso proceso de análisis y pre proceso para poder ser adecuada a los objetivos del proyecto SAFEPORT. Concretamente el modelo numérico requiere ser alimentado con información sobre las trayectorias, tipo de embarcaciones (geometría y dimensiones generales) y velocidades de traslación de éstas, para un catálogo finito de simulaciones (40). Para ello ha sido necesario establecer un protocolo de lectura automatizado de la serie AIS en bruto que permita obtener como primer producto fundamental, una base de datos desagregada para cada barco individual que ha navegado dentro de la Bahía de Algeciras entre 2014 y 2015. De esta forma, al contar con ficheros individuales que describen las embarcaciones y su historia de navegación de forma específica, será posible realizar una selección inteligente del catálogo de 40 simulaciones que representen, de la mejor forma posible, la casuística de generación y propagación de WW dentro del área de estudio. El objetivo C se ha centrado en el pre proceso de la información AIS para poder obtener los ficheros individualizados por embarcaciones anteriormente mencionados. Para ello, se ha realizado una serie de programas en MATLAB que permiten la lectura automática de las dos grandes familias de ficheros CSV para cada año. El fin último es poder contar con información disgregada en ficheros individuales de cada tipo de embarcación, en los que se incluirán todos los datos relacionados con ellas (nombres, identificadores internacionales, dimensiones, posición espacial y temporal, etc.).

Una vez realizada la ejecución de ambos programas, se consiguen 8126 archivos que corresponden a igual número de embarcaciones individuales que han navegado dentro de la Bahía de Algeciras en los años 2014 y 2015. La obtención de estos ficheros supone la finalización del trabajo de pre proceso y el inicio del post proceso, en donde se obtienen como resultado los casos representativos (40) a ser simulados por el modelo IHBouss y que a su vez serán volcados en el sistema operacional de evaluación de las olas tipo WW en función de las tipologías o casos que el gestor portuario considere dentro del catálogo finito. La figura 6 muestra un ejemplo de la representación gráfica de las trayectorias espacio-temporales de cuatro distintas embarcaciones, una vez que sus datos han sido separados en ficheros individuales. Una vez definida la pre-selección y en consonancia con la APBA tras su exposición en reuniones de control de proyecto, se confecciona la selección definitiva de 40 casos basados en la posibilidad de repetir el tipo de embarcaciones, con la finalidad de dar más peso a aquellas embarcaciones que obtuvieron mayor peso en la pre-selección. De esta forma se asegura cubrir un espectro más amplio en los efectos espaciales de las embarcaciones más importantes para la APBA.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

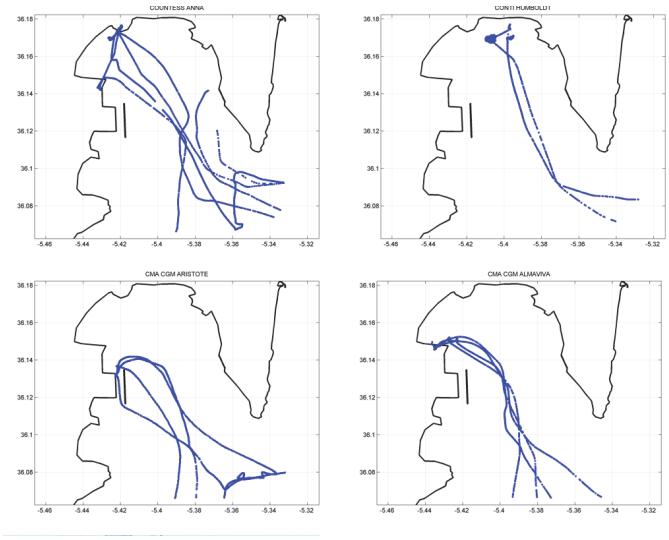


Figura 6. Ejemplo de la información espacial integrada por barco.

3.4 Ejecución del catálogo de casos seleccionados (objetivo D) y adaptación de los resultados al sistema operacional (objetivo E)

Este apartado resume los resultados obtenidos tras la ejecución del catálogo definitivo de los 40 eventos, así como el post-tratamiento de las series de olas tipo WW obtenido en todo el dominio numérico. En primer lugar, se define el dominio numérico en donde discurrirán los buques desde su entrada por la Bahía de Algeciras hasta sus distintos destinos en muelles y zonas de fondeo. Para el diseño del dominio numérico es importante señalar que se debe considerar toda extensión de la bahía en una misma simulación, con la finalidad de poder captar numéricamente las WW's generadas por el paso de una embarcación desde un extremo de la Bahía al otro. Por ello se decide confeccionar un dominio con una resolución de 3 x 3 m para toda la Bahía considerando el recuadro espacial siguiente (en coordenadas UTM).

Xmin = 279761.3033; Ymin = 3998912.3298; Xmax = 288598.9463; Ymax = 4006805.3941

La malla numérica final cuenta con 2946 x 2632 nodos en cada una de las direcciones ortogonales. La figura 7 muestra el dominio batimétrico y numérico definitivo propuesto para las simulaciones.

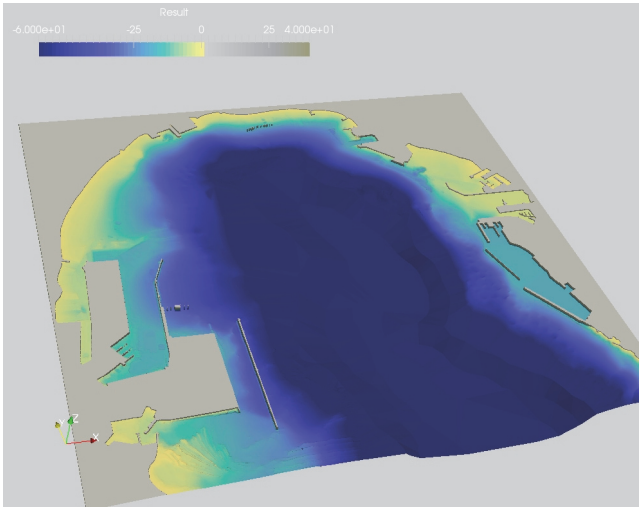


Figura 7. Dominio numéricos definitivo y batimetría de detalle a ser empleados en las simulaciones finales con el modelo IHBouss.

Cada una de las 40 simulaciones ha sido ejecutada en paralelo empleando 16 procesadores, obteniéndose resultados definitivos satisfactorios, encontrando un comportamiento absolutamente estable de la herramienta numérica, mostrando alturas de ola tipo WW realistas y dentro de los rangos observados en la literatura, una propagación de estas ondas hacia los contornos portuarios adecuada y unos tiempos computacionales muy competitivos (3 a 4 días de simulación como

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

media para duraciones de eventos de 1 hora de trayectorias de barcos). Una vez finalizadas las simulaciones se recogen dos tipos de resultados numéricos: a) mapas temporales de superficie libre en todo el dominio numérico, y b) series temporales de superficie libre en 83 puntos de control dispuestos en distintas zonas de interés operativo.

3.5 Elaboración y confección de las fichas de resultados para su uso en el sistema web y adaptación de los resultados al sistema operacional (objetivo F)

Como parte de la elaboración de las fichas de resultados de cada una de las 40 simulaciones realizadas se confeccionan fichas-resumen que recogen y muestran la información general de cada una de las simulaciones (ver figura 8), integrando los siguientes datos:

- Información general sobre la geometría de la embarcación seleccionada, nombre, claves de identificación, fotografía y fechas de inicio y final de la trayectoria seleccionada.
- Un mapa general de la Bahía de Algeciras en donde se incluyen todos los eventos AIS registrados para la embarcación seleccionada por cada uno de los 40 eventos (puntos azules) y la trayectoria seleccionada en el evento individual que ha sido simulado (puntos rojos).
- Gráfico de velocidad instantánea (knots) del evento/embarcación seleccionado mostrando cuatro posiciones espaciales A, B, C y D para ayudar a su identificación en el mapa de la Bahía de Algeciras.
- Dos gráficos que definen la evolución espacio-temporal de la trayectoria seleccionada para cada evento, mostrando el tiempo vs. la posición X (UTM) e Y(UTM). Así mismo, se incluye el ajuste del polinomio de grado 10 usado para forzar al modelo numérico. Se incluyen también los 4 puntos orientativos A, B, C y D.
- Un zoom del mapa general de la Bahía de Algeciras centrado en el punto de control seleccionado, en donde se incluye la trayectoria para el evento a analizar, los puntos más cercanos a la posición elegida y la trayectoria seleccionada en el evento individual que ha sido simulado (puntos rojos).
- Gráfico de velocidad instantánea (knots) del evento/embarcación seleccionado mostrando cuatro posiciones espaciales A, B, C y D para ayudar a su identificación en el mapa de la Bahía de Algeciras (análogo al observado en la ficha tipo "A").
- Gráfico de la distancia instantánea del evento/embarcación seleccionado en función del punto de análisis, mostrando igualmente las cuatro posiciones espaciales A, B, C y D.
- El gráfico de superficie libre temporal registrado numéricamente en el punto de control seleccionado.
- Los histogramas de altura de ola (H) y periodo (T) de cada ola individual registrada en el punto de control seleccionado.
- El gráfico conjunto de H vs. T para observar la distribución de las alturas de ola y su relación con los periodos.
- Dos gráficos que definen la evolución espacio-temporal de la trayectoria seleccionada para cada evento, mostrando el tiempo vs. la posición X (UTM) e Y (UTM). Así mismo, se incluye el ajuste del polinomio de grado 10 usado para forzar al modelo numérico y los 4 puntos orientativos A, B, C y D.

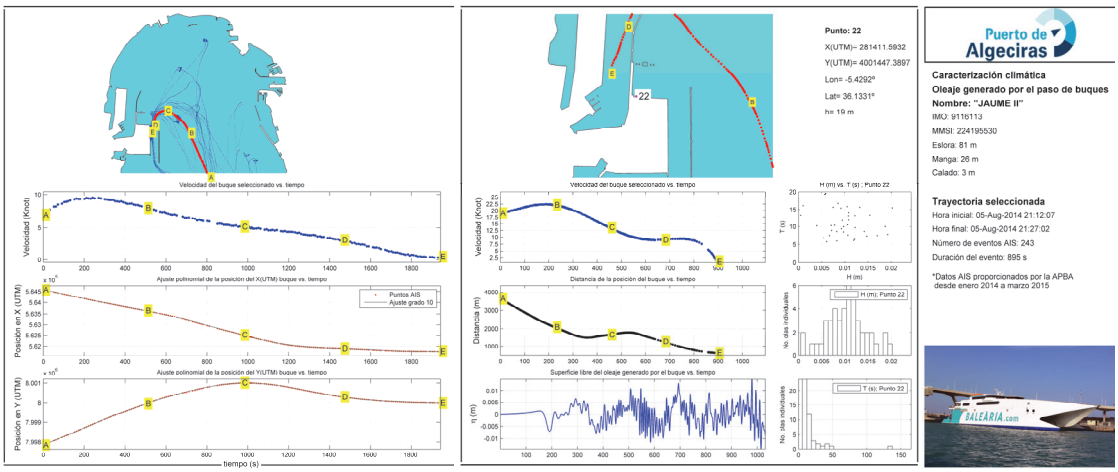


Figura 8. Ejemplo de la ficha-resumen para el evento no. 17.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. Conclusiones

Se ha adaptado con éxito la herramienta IHBouss para poder evaluar el oleaje generado por el paso de las embarcaciones, de forma realista, fiable y computacionalmente ágil. Dicho desarrollo permite generar productos de directa explotación y aprovechamiento por parte de cualquier autoridad poirtuaria que requiere conocer la respuesta de sus instalaciones ante este tipo de forzamiento.

Esta novcedosa aproximación abre una nueva vía de estudio que anteriormente debñia ser evaluada de forma resumida y considerando importantes hipótesis simplificativcas que alejaban el carácter realuista dce los diagnósticos hasdta haorta realizados.

La APBA ha explotado este nuevo conocimiento a través de la adaptación de un innovador sistema operacional de cálculo del oleaje generado por el paso de embarcaciones (tipo WW) en distintas localizaciones pre-establecidas por la APBA y para un número finito de embarcaciones (catálogo de 40 tipos de barcos / velocidades / trayectorias).

Este nueva información permitirá a la APBA conocer, cuantificar, diagnopsticar y gestionar sus distintas áreas de especial interés operativa en relación con las WW existentes diariamente en su entorno portuario.

Referencias

CHEN, X.-N., SHARMA, S.D., (1995). “A Slender Ship Moving at a Near-critical Speed in a Shallow Channel.” Journal of Fluid Mechanics, 291: 263-285.

DANISH MARITIME AUTHORITY, (1997). “Report on the Impact of High-Speed Ferries on the External Environment” (in Danish).

DEMIRBILEK, Z., VINCENT, L., (2002). “ Water waves mechanics.” Coastal Engineering Manual, Part II, Hydrodynamics, Chapter II-1, L. Vincent, ed., U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC., 1 - 115.

DOCTORS, L.J., (1997). "Resistance Predictions for Transomstern Vessels.” Fast 2001 The 6th International Conference on Fast Sea Transportation, Southampton.

EGGERS, K.W.H., SHARMA, S.D., WARD, L.W. (1967). "An Assessment of Some Experimental Methods for Determining the Wavemaking Characteristics of a Ship Form".

GADD, G.E. (1999). "Far field waves made by Ferries. Hydrodynamics of High-Speed Craft". The Royal Institution of Naval Architects, London, pp. 1-12.

HAVELOCK, T. H. (1908) "The propagation of Groups of Waves in Dispersive Media, with Application to waves on Water produced by a Travelling Disturbance". Proceedings of the Royal Society of London, Series A. Vol LXXXI, pp. 398-430.

HIGH-SPEED CRAFT CODE, (2000). “International Code of Safety for High-Speed Craft.” International Maritime Organization, London.

HUGHES, M (2001) "CFD Prediction of Wake Wash in Finite Water Depth". HIPER'01 2nd International EuroConference on High Performance MArine Vehicles, Hamburg, pp. 200-211.

JIANG T., (2000). “Investigation of Waves Generated by Ships in Shallow Water.” In Twenty-Second Symposium on Naval Hydrodynamics. The National Academies Press, Washington, D.C., United States.

JIANG, T., HENN, R., SHARMA, S.D., (2002). “Wash waves generated by ships moving on fairways of varying topography.” In Twenty-Forth Symposium on Naval Hydrodynamics, Fukuoka Japan 8-13 July 2002.

KIRKEGAARD, J., KOFOED-HANSEN, H., B. ELFRINK, (1998). “Wake Wash of High-Speed Craft in Coastal Areas.” In Proceedings of the 26th International Coastal Engineering Conference, 22-26 June 1998, Copenhagen, Denmark.

KOFOED-HANSEN, H., (1996). “Technical Investigation of Wake Wash from Fast Ferries Summary & Conclusions.” 5012, Danish Hydraulic Institute, Hørsholm.

KOFOED-HANSEN, H., JENSEN, T., KIRKEGAARD, J. FUCHS, J., (1999). “Prediction of Wake Wash from High-Speed Craft in Coastal Areas,” Hydrodynamics of High Speed Craft. The Royal Institution of Naval Architects, London, pp. 1-10.

KOFOED-HANSEN, H., JENSEN, T., SØRENSEN, O.R. FUCHS, J., (2000). “Wake Wash Risk Assessment of High-Speed Ferry Routes - A Case Study and Suggestions for Model Improvements.” The Royal Institution of Naval Architects, London.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

KOFOED-HANSEN, H. AND MIKKELSEN, A.C., (1997). “Wake Wash from Fast Ferries in Denmark.” In Proceedings of the 4th International Conference on Fast Sea Transportation, Sydney, Australia.

MACFARLANE, G.J., BOSE, N. AND DUFFY, J.T., (2012), “Wave Wake: Focus on vessel operations within sheltered waterways”, Proceedings of the SNAME Annual Meeting, Providence,, Rhode Island, 24-26th October 2012.

MITCHELL, J. H. (1998). "The Wave Resistance of Ships". Philosophical Magazine, 45 (series 5): 106-123.

MOLLAND, A.F., WILSON, P.A., CHANDRAPRABHA, S. (2000). "The prediction of ship generated Near-Field Wash Waves Using Thin-Ship Theory. Hydrodynamics of High-Speed Craft". The Rotal Institution of Naval Architects, London, pp. 1-13.

RAVEN, H.C., (2000). “Numerical Wash Prediction Using a Free-surface Panel Code”, Hydrodynamics of High Speed Craft Wake Wash & Motion Control. The Royal Institution of Naval Architects, London, pp. 1-12.

TUCK, E.O., SCHULLEN, D.C., LAZAUSKAS, L. (2001). "Ship Wave PAtterns in the Spirit of Michell. IUTAM Conference on Free SUrface Flows". The University of Birgmingham, Birmingham.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Interacción entre la reflexión y la generación de formas de lecho

Cobos, Manuel[a]; Clavero, María[a]; Longo, Sandro[b]; Baquerizo, Asunción[a] y Losada, Miguel Ángel[a]
[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA). Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA) – Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n. 18006, Granada. mcobosb@ugr.es, mclavero@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es [b]Dipartimento di Ingegneria e Architettura (DIA), Università di Parma, Parco Area delle Scienze, 181/A, 43124 Parma, Italia. sandro.longo@unipr.it

Resumen

Este artículo presenta un análisis de la evolución temporal de las características hidrodinámicas del oleaje, por medio de la valoración del coeficiente de reflexión, y de las características morfodinámicas del lecho, a través del perfil de fondo. Se ha realizado una serie de 10 ensayos en canal de oleaje bajo las siguientes premisas: reflexión parcial del oleaje originado por un dique vertical poroso, oleaje fuera de la zona de rompientes y transporte del sedimento por fondo. En el análisis experimental se observa que durante la generación y evolución del lecho, se reduce el módulo del coeficiente de reflexión entre un 4% y un 9%, así como que la fase se reduce, a su vez, desplazando la envolvente del oleaje y del perfil de fondo hasta un veinteavo de longitud de onda. Los efectos adversos de este desplazamiento en el frente del dique expuesto al oleaje son por una parte la sobrelevación del oleaje, y por otra, la erosión del lecho a pie de dique.

Palabras clave: *reflexión, rizaduras, barras, formas de lecho, transporte por fondo.*

1. Introducción

El oleaje, en su viaje hacia la costa, puede encontrarse con números elementos que impiden parcial o totalmente su propagación. Algunos de estos elementos, como acantilados o playas de elevada pendiente, tienen su origen en la naturaleza, otros son obras artificiales construídas con el fin de crear zonas abrigadas del oleaje, facilitar el acceso a un puerto o evitar la erosión en playas, por ejemplo. Entre ellos, unos interactúan con el oleaje de forma suave y gradual, siendo la cantidad de energía que devuelven sus contornos relativamente pequeña. Otros, sin embargo, reflejan una porción importante de la energía incidente modificando el patrón oscilatorio por la superposición de las oscilaciones incidente y reflejada. En la figura 1 se muestran algunos ejemplos de elementos reflejantes que interactúan con el oleaje incidente.

En algunos de estos lugares, el lecho marino dispone de sedimento en abundancia. En ellos el sedimento se desplaza y da lugar a la erosión o acumulación de sedimento en distintas zonas, bajo la acción permanente y moderada de la corriente conducida por el oleaje. Este proceso de transporte del sedimento del fondo puede comprometer en muchos casos la estabilidad de diques por la erosión de su pie; puede producir una acumulación excesiva de sedimento que soterre y obstruya conducciones submarinas; o puede aterrar zonas de los canales de navegación de los puertos.

El proceso de transporte de sedimentos en general desarrolla formas rítmicas del fondo. Estas estructuras sedimentarias se conocen como formas de lecho. En las últimas décadas, el estudio de las características geométricas y cinemáticas y de las condiciones hidrodinámicas que dan lugar a los diferentes patrones del fondo bajo oleaje progresivo, han sido ampliamente estudiados (Nielsen, 1992). Sin embargo, la naturaleza de las aréas costeras describe un nuevo escenario donde la reflexión cobra un papel fundamental (Baquerizo, 1995; Landry, 2011). Bajo condiciones de reflexión moderada, como pueden ser las que se dan en playas disipativas e intermedias, la altura de ola total varía en la dirección perpendicular al elemento reflejante. La relación que se establece entre la altura de la ola que progresa hasta el elemento reflejante y la que es devuelta, se denomina como coeficiente de reflexión, y su expresión matemática se define como el cociente entre las amplitudes complejas reflejada, A_R e incidente, A_I:

$$\frac{A_R}{A_I} = Ke^{i\varphi} \qquad (1)$$

y es un número complejo que está determinado por su módulo, K, y su fase, φ.

El incremento de la altura de ola que supone la presencia de un elemento reflejante es una variable presente en el diseño y construcción de obras marítimas. Esta reflexión, además, genera patrones rítmicos en el fondo que perturban, a su vez, las condiciones del oleaje. La interacción entre *formas de lecho – oscilación parcialmente estacionaria* es, por tanto, un proceso que evoluciona en el tiempo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 1. Elementos que inciden en la propagación del oleaje generando reflexión.

Este artículo presenta un análisis preliminar de la evolución temporal de las características hidrodinámicas del oleaje por medio de la valoración del coeficiente de reflexión y de las características morfodinámicas del lecho a través del perfil de fondo. Con tal fin, la sección 2 muestra de manera simplificada el estudio teórico de la generacion de formas de lecho en condiciones de reflexión y la configuración y metodología de experimentación que se ha seguido para abordar el problema. En la sección 3 se muestran y discuten los resultados de los métodos de análisis del fondo, de la reflexión y la incidencia conjunta. Por último, la sección 4 cierra el artículo con las conclusiones del trabajo.

2. Métodos y materiales

Esta sección se divide en dos. La primera parte ilustra el procedimiento teorico para explicar el proceso físico que permite la generación y evolución posterior de los patrones rítmicos de fondo por el oleaje total o parcialmente estacionario. La segunda parte describe el procedimiento experimental llevado a cabo para estudiar el fenómeno y los métodos de análisis que se emplean para cuantificarlo.

2.1 Estudio teórico del problema hidromorfodinámico.

Se considera una situación ideal en la que una oscilación progresiva de altura H_I incide perpendicularmente sobre un elemento vertical reflejante de anchura infinita. La onda reflejada, de altura H_R se propaga en sentido contrario superponiéndose a la primera y formado una oscilación parcial o totalmente estacionaria. Se asume que no se produce la rotura de la oscilación, que el espesor de la capa límite es inferior a la altura de ola, y la altura de la ola inferior a la profundidad del agua. Estas condiciones se encuentran habitualmente en la zona de asomeramiento y permiten la simplificación del problema al estudio 2DV del oleaje con teoría lineal. La superposición de ambas ondas origina un perfil de ola parcialmente estacionario cuyas características espaciales quedan definidas por la posición de los quasi- nodos y quasi-antinodos. El perfil de velocidades que resulta bajo estos elementos estacionarios se representa en la figura 2.a. En la capa de límite de fondo (CLF), el perfil de velocidades se adapta de forma que se cumplan las condiciones de contorno de fondo y de acuerdo entre capas.

Al extender el análisis teórico al segundo orden (considerando tan sólo los términos medios) es cuando aparece el papel tan importante que juega la reflexión. El transporte unidireccional de masa en la CLF, que se obtiene en condiciones de oleaje progresivo, se convierte en una circulación en forma de celdas de longitud equivalente a un cuarto de longitud de onda y cuya dirección se invierte de la CLF al núcleo (figura 2.b). La circulación que se obtiene es horaria entre los quasi-nodos y -antinodos en la dirección de propagación del oleaje. Para más información del análisis teórico, se remite a los libros de Dean y Dalrymple (1991) y Mei *et al.* (2005).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

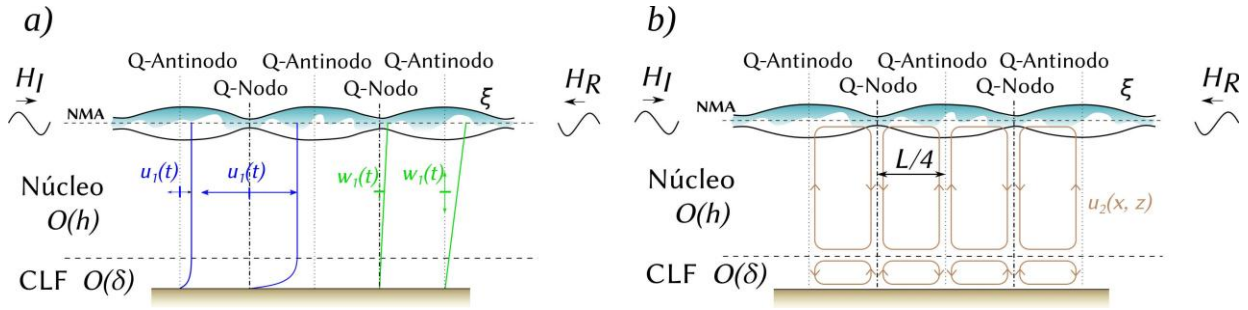


Fig. 2. Patrón de corrientes en condiciones de reflexión parcial. a) Perfiles verticales de velocidad horizontal (u_1 - azul) y vertical (w_1 - verde) bajo los quasi-nodos y -antinodos que se forman en condiciones de reflexión parcial (solución de primer orden de teoría lineal con reflexión). b) Celdas de recirculación [$u_2(x, z)$] que se obtienen de la resolución teórica de la componente media de la velocidad del segundo orden. Los términos NMA, ξ, h, δ y CLF son el nivel medio del agua, envolvente del oleaje, espesor o profundidad de la capa no viscosa, espesor de la capa viscosa y capa límite de fondo, respectivamente.

Por otro lado, el proceso de generación de rizaduras con oleaje parcialmente estacionario es similar al del oleaje progresivo. La velocidad de la corriente debida al oleaje genera un esfuerzo cortante en el fondo que si supera el cortante crítico del sedimento (en la práctica se asume inicio del movimiento con un parámetro crítico de Shields, $\theta \sim 0{,}05$), lo pone en movimiento (Nielsen, 1992). Esto da lugar a pequeñas agrupaciones de sedimentos que elevan el factor de fricción y permiten la aparición y el desarrollo de rizaduras (figura 3.a). En el caso de las barras, se asume que el transporte de sedimento se produce por fondo, o en otras palabras, en la CLF. Por lo tanto, las celdas de recirculación de la CLF, al incluir los términos medios del segundo orden en condiciones de reflexión, desplazan el sedimento activo para formar las barras, cuyas crestas y senos se localizan en los quasi-nodos y -antinodos, respectivamente (figura 3.b).

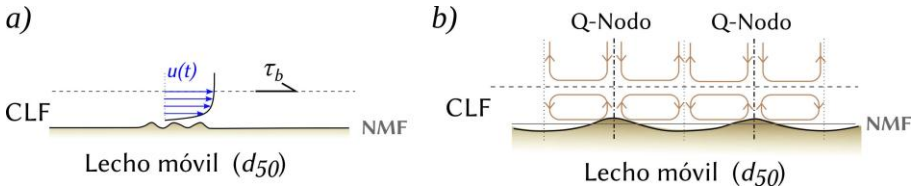


Fig. 3. Generación de formas de lecho en condiciones de reflexión parcial. a) Formación de rizaduras y b) formación de barras. Las características hidrodinámicas se describen en la Figura 2. Los términos NMF y d_{50} son el nivel medio del fondo y el diámetro medio del sedimento.

2.2 Estudio experimental

2.2.1 Configuración de los experimentos

Se ha realizado un estudio experimental que ha constado de 10 ensayos distintos en el canal de oleaje y corriente del IISTA (Universidad de Granada). El canal está equipado con una pala tipo pistón dotada de un sistema de absorción activa de la reflexión. En él se ha construido una playa horizontal de arena homogénea de sedimento no cohesivo de tamaño medio de grano 0,32 mm. Se ha colocado un dique poroso vertical que produce la reflexión parcial del oleaje. Las características del oleaje se detallan en la tabla 1. La figura 4 muestra la configuración experimental donde las distancias están en centímetros.

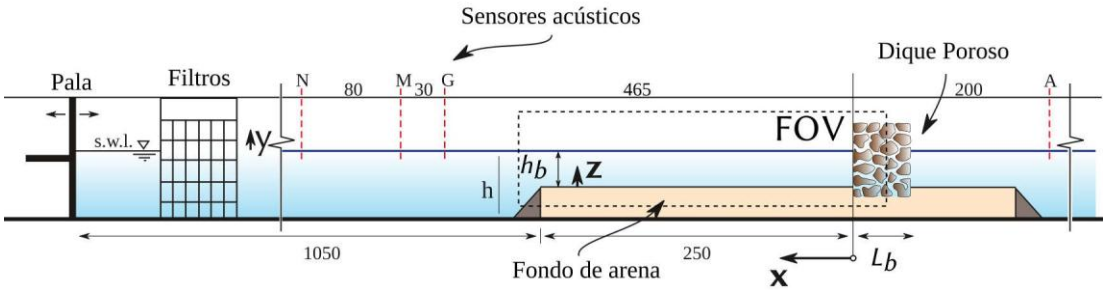


Fig. 4. Esquema del canal con la configuración experimental. Los términos en negrita se corresponde con los ejes utilizados. Los términos h, h_b y L_b son la profundidad del agua en el canal, la profundidad hasta la cama de arena y la longitud del dique poroso.

Se han realizado ensayos en los que se ha generado oleaje regular o irregular en intervalos de 20 minutos. En ellos se ha medido la superficie libre con tres sensores acústicos de nivel (N, M y G) situados fuera de la zona de influencia de la playa. La evolución del fondo se ha registrado fotográficamente cada 20 minutos dentro del campo de visión (FOV) que se observa en la figura 4. La cámara se instaló sobre un trípode situado a una distancia de 2 metros. Este proceso se ha

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

repetido hasta que se ha alcanzado el equilibrio dinámico de las barras (más detalles del procedimiento experimental en Cobos *et al.*, 2017a y b). Los ensayos 008 – 010 no partieron del perfil de fondo horizontal, sino del fondo resultante del ensayo anterior.

2.2.2 Análisis de la generación de formas de lecho

El análisis de la generación y evolución de las formas de lecho se ha realizó a partir de las imágenes tomadas por la cámara. A las imágenes del fondo se le aplicó el método de rastreo descrito en Baglio *et al.* (1998) para obtener la evolución del fondo. Las instantáneas se procesaron de la siguiente manera: (1) el chroma azul permitía un mejor contraste entre el agua y el fondo, así que se convirtió a gris, (2) se intensificó el contraste de la imagen, (3) se agruparon los pixeles en dos grupos a partir del algoritmo *k-media*, (4) se enfatizó el contorno con la aplicación de un filtro tipo Gabor; (5) se rastreo el fondo buscando la posición del contorno; y, (6) se rescaló el perfil del fondo obtenido. De la aplicación, se obtuvieron entre 9 y 16 perfiles del fondo con una resolución mínima de 0,6 mm aproximadamente.

Test	Caso	T, T_p (s)	H, H_{rms} (cm)	u_{b0} (cm/s)	Ψ	Duration (min)
001*	RFP	1,05	4	15,8	5	20
002*	RFP	1,05	5	19,8	8	20
003	RFP	1,05	6	23,8	11	160
004*	RFP	1,30	4	18,2	6	40
005	RFP	1,30	5	23,0	10	200
006	RFP	1,30	6	28,2	15	200
007	IFP	1,30	6	27,5	15	300
008	IFP	1,30	7	32,4	20	320
009	IFP	1,30	7,5	35,3	24	280
010	IFP	1,30	8	37,8	28	240

*Tabla 1. Parámetros de los experimentos. Columna caso: 'R' e 'I' significa oleaje regular e irregular; 'F' se utiliza para fondo horizontal y 'P' para reflexión parcial. T y T_p son el periodo y el periodo de pico para oleaje regular e irregular; H y H_{rms} son la altura de ola y altura de ola media cuadrática; u_{b0} es la amplitud de la velocidad de fondo calculada de acuerdo a la teoría de flujo potencial; $\psi = u_{b0}^2/(g(s-1)d_{50})$ es el número de movilidad. El símbolo * identifica los experimentos en los que no se detectó movimiento del fondo.*

2.2.3 Evaluación de la reflexión

El análisis de la reflexión se ha llevado a cabo a partir del método de separación de la señal incidente y reflejada de Baquerizo (1995). Este método calcula el módulo y la fase de la reflexión (ec. 1) de tres señales continuas y simultáneas de sensores situados en diferentes posiciones, en la dirección de propagación del oleaje y a la misma profundidad. Los coeficientes de las ondas incidente y reflejada se obtienen de la minimización del valor absoluto de la suma del error medio cuadrático entre las señales registradas y teóricas en los tres sensores:

$$E = \sum_{m=1}^{3} |\epsilon^m|^2 \qquad (2)$$

$$\epsilon^m = \sum_{j=1}^{} z^j_I e^{ik_j x_m} + z^j_R e^{-ik_j x_m} - B^{j,m} \qquad (3)$$

donde e e i son la exponencial y el número imaginario, z^j_I y z^j_R son las amplitudes complejas incidentes y reflejadas que minimizan el error total E; $B^{j,m}$ es el coeficiente de Fourier complejo de la serie de superficie registrada para la frecuencia j en la posición m; k_j es el número de onda de la frecuencia j y x_m es la posición del sensor m. El módulo de la reflexión se obtiene de la la raiz cuadrada de la división entre la suma de la densidad espectral reflejada e incidente y la fase se obtiene como la diferencia angular entre la componente espectral incidente y reflajada del pico espectral.

3. Resultados

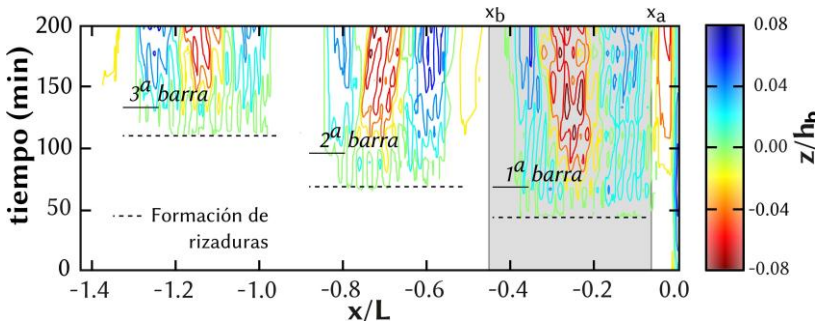
El análisis y la interpretación de los resultados ha seguido la metodología descrita.

3.1. Análisis de la generación de las formas de lecho.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

El foco en este análisis se ha puesto en la detección del instante en el que las formas de lecho de diferentes escalas emergían en el perfil de fondo. Como comentario general, el número de Rouse en todos los ensayos fue superior a 8 por lo que el transporte de sedimento en la CLF se producía por fondo. A lo largo de los experimentos se constató que parte de este transporte tenía lugar fuera de la capa límite de fondo, si bien, el transporte de sedimentos continuaba respondiendo a los patrones de recirculación descritos en la figura 2.b. Así, las crestas de las barras se localizarón bajo los quasi-nodos.

Fig. 5. Evolución espacial y temporal de las formas de lecho para el ensayo número 005.



La figura 5 muestra un ejemplo de la evolución espaciotemporal del perfil de fondo para el ensayo número 005 (oleaje regular con altura de ola de 5 cm y periodo de 1,3 segundos). Se describen a continuación los procesos teóricos hidromorfodinámicos que tienen lugar en la ventana espacial definida entre x_a y x_b. Se observa como el perfil no comienza a evolucionar hasta el minuto 40. Durante esta etapa, el transporte de sedimentos es prácticamente inapreciable. El parámetro de movilidad obtenido para este ensayo se muestra en la tabla 1. Se observa que valores por debajo 10 no generaron transporte de sedimento. En este caso (ψ = 10), el sedimento se agrupa muy lentamente formando pequeñas rugosidades. En la segunda etapa (t = 40 – 60 minutos) comienzan a aparecer las primeras rizaduras. Estas incrementan localmente el factor de rugosidad favoreciendo su evolución. Al final de esta etapa, el sedimento del fondo se mueve, permitiendo que entre en juego la dinámica más lenta de formación de barras. De esta forma, durante la última etapa, son tres los procesos hidromorfodinámicos que tienen lugar en el perfil: (1) la evolución vertical de la barra (su longitud esta confinada por la longitud de las celdas de recirculación o distancia entre quasi- nodos y quasi-antinodos); (2) las rizaduras en equilibrio dinámico comienzan a experimentar la corriente desigual inducida por la diferencia de profundidad entre cresta y seno de la barra, y por lo tanto, comienzan a adaptar su geometría con respecto a la de la barra (Cobos *et al.*, 2017a y b); (3) el desarrollo íntegro de rizaduras y barras modifica el factor de fricción permitiendo la evolución de nuevas formas de lecho en el perfil.

3.2. Análisis de la reflexión

La reflexión global del sistema se cálculo mediante la aplicación de las ecuaciones 2 y 3 con los datos de superficie libre registrados por los sensores acústicos G, N y M (figura 4).

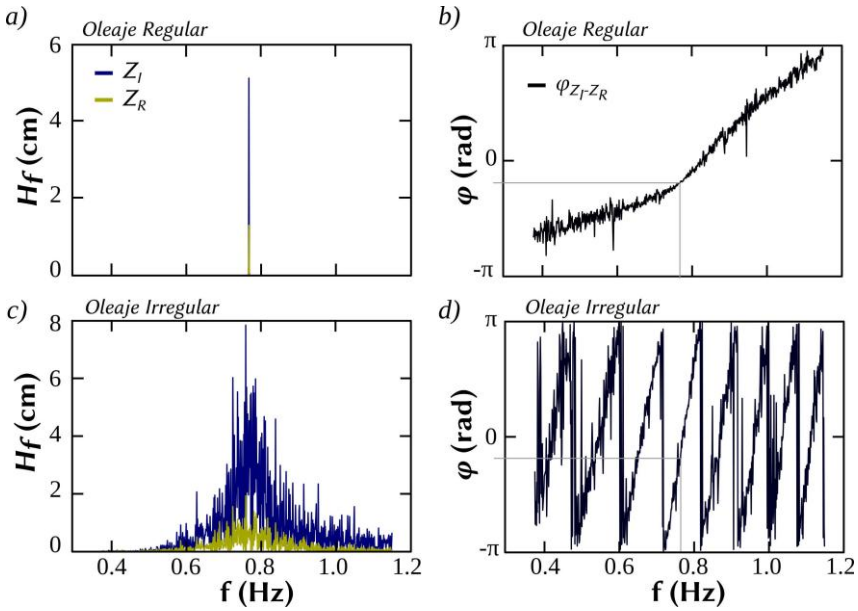


Fig. 6. Módulo de los coeficientes complejos (a y c) y fase de la reflexión (b y d) para el primer intervalo de los ensayos con oleaje regular e irregular número 005 y 007.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Para que exista coherencia entre señales, la distancia entre los sensores acústicos se seleccionó de manera que cumplieran: (1) la mayor distancia entre sensores fuera inferior a una longitud de onda; (2) se evitó que estuvieran uniformente espaciados.

Las componentes espectrales se calcularon entre las frecuencias mínimas y máximas dadas por la mitad y una vez y media la frecuencia de pico (inversa del periodo pico). La figura 6 muestra los resultados de la aplicación del modelo entre estas frecuencias para oleaje regular e irregular. El panel *a)* muestra la única componente espectral del oleaje para oleaje regular que resulta del análisis teórico. El error que se obtiene de la medición y de la aplicación del método hace que aunque no sean visibles los módulos de la componente espectral, si lo sean las diferencias de sus fases (figura 6.b). El valor del pico se seleccionó para el cálculo de la fase. En el caso de oleaje irregular, se observa una distribución de las componentes espectrales acorde al espectro definido en la generación del oleaje por la pala.

3.3. Perturbación de las características hidromorfodinámicas.

La interacción entre los procesos hidrodinámicos y morfodinámicos da lugar al equilibrio dinámico. El perfil de fondo, en concreto, las características geométricas de las formas de lecho a través del transporte de sedimentos, y las condiciones hidrodinámicas, caracterizadas de manera simplificada por el coeficiente de reflexión, evolucionan de manera que la transformación de uno impulsa la alteración del otro, y vicevesa.

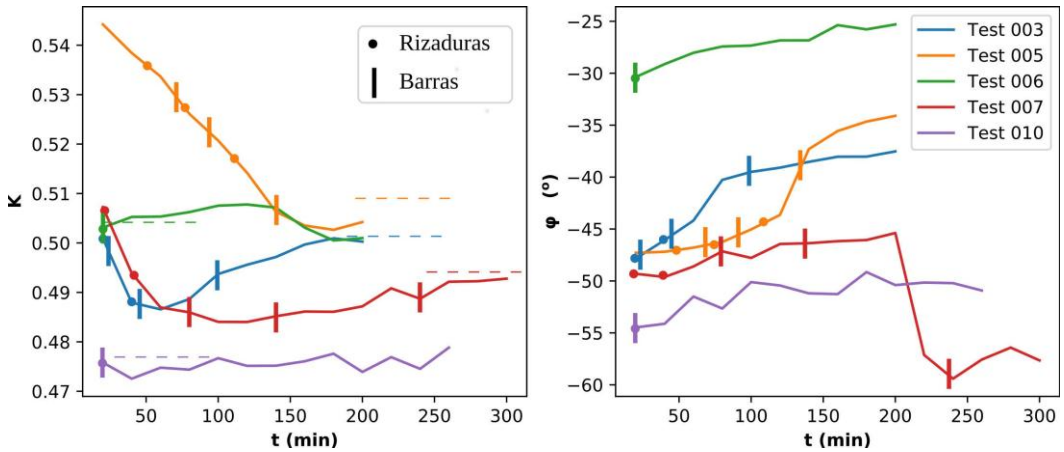


Fig. 7. Evolución de las características hidrodinámicas en términos del coeficiente de reflexión. K y φ son el módulo y la fase de la reflexión.

La figura 7 presenta la evolución del coeficiente de reflexión (módulo y fase) en el tiempo junto con los instantes en los que nuevas formas de lecho (rizaduras y barras) aparacen en el perfil de fondo. Partiendo del fondo horizontal, la celeridad con la que se consigue el equilibrio dinámico depende de ψ y del tipo de oleaje. El número de movilidad en los ensayos 003 y 005 fue de 11 y 10, respectivamente. En la figura 7.a se observa como el tiempo para alcanzar este estado es de 200 minutos para el ensayo 003 y superior a 200 minutos en el ensayo 005. Sin embargo, en los ensayos 006 y 007 (ψ = 15) la altura y el periodo del oleaje fue el mismo pero no el tipo de oleaje. Se observa como el perfil con oleaje regular (ensayo número 006) se desarrolla completamente en los primeros 20 minutos del ensayo, mientras que el perfil bajo oleaje irregular se desarrolla completamente aproximadamente a los 280 minutos. La diferencia entre los instantes de equilibrio en ambos casos radica en la hidrodinámica del proceso. El oleaje regular desarrolla las celdas de recirculación de la componente media de la corriente del segundo orden con una longitud fija y definida de $L/4$. Esto permite la creación de barras muy definidas y localizadas como se observa en la figura 5. Sin embargo, con oleaje irregular, la corriente se genera por la contribución de diferentes componentes espectrales del oleaje, cuyo periodo es diferente, y cuyas longitud de celda también. De esta manera la acción del oleaje irregular sobre el fondo se suaviza.

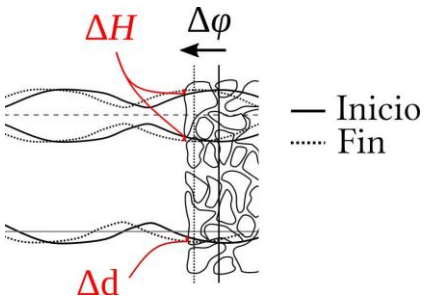


Fig. 8. Desplazamiento de la envolvente del oleaje y del perfil del fondo por efecto de la variación en la fase de la reflexión.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En general, se aprecia como la generación de rizaduras y barras disminuye la reflexión y la fase tiende a anularse. En términos energéticos, la generación de formas de lecho reduce la energía disponible resultando en un descenso del coeficiente de reflexión. Alcanzado el equilibrio dinámico, *K* se estabiliza.

En cuanto a la fase de la reflexión, el efecto sobre el oleaje y el perfil de fondo en el contorno reflejante es notable. En el primero, la reducción de la fase supone un desplazamiento del quasi-antinodo localizado virtualmente en el interior del dique hacia el contorno, aumentando la altura de ola registrada en él. El efecto sobre el fondo es el inverso. Este desplazamiento induce el movimiento de la barra en consonancia con el del quasi-nodo, aumentando la erosión en el pie del dique. Este proceso es el que se muestra en la figura 8 y que también se identifica en la figura 5 con el desplazamiento de las crestas de las barras hacia los quasi-antinodos alternos.

4. Conclusiones

La metodología teórico-experimental propuesta permite abordar el problema de la cuantificación de la evolución conjunta de las características hidromorfodiñamicas en términos del coeficiente de reflexión, y la generación de formas de lecho. Se observa que en condiciones de reflexión parcial y con lecho horizontal, la generación y evolución del fondo reduce el módulo del coeficiente entre un 4 % y un 9 %. Parte de la energía incidente y reflejada del oleaje se invierte en movilizar el sedimento del fondo dando lugar a rizaduras y barras. Por otro lado, se observa una reducción de la fase de hasta 13º. El quasi-antinodo virtualmente emplazado en el interior del dique se desplaza hacia el contorno a barlomar. La implicacion en este caso es doble al incidir sobre la envolvente del oleaje y sobre el patrón de fondo. En el primer caso aumenta la altura de ola que se mide en el paramento a barlomar del dique, mientras que en el fondo, se produce una mayor erosión en el pie del dique.

Agradecimientos

Este estudio ha sido parcialmente financiado por el Campus de Excelencia Internacional BioTic Granada bajo el proyecto titulado *'Formación y evolución de formas de lecho en la zona de asomeramiento de playa reflejantes'* y por el Campus de Excelencia Internacional del Mar (CEIMAR).

Referencias

BAGLIO, S. FARACI, C. y FOTI, E. (1998). «Structured light approach for measuring searipple characteristics». In *OCEANS'98* Conference Proceedings (Vol. 1, pp. 449-453). IEEE.

BAQUERIZO, A. (1995). *Wave reflection on beaches: Methods of assessment and forecasting*, Ph.D. thesis, University of Cantabria (in Spanish).

BAQUERIZO, A., LOSADA, M.A. y SMITH, J.M. (1995). *Wave reflection from beaches: A prediction model.* Journal of Coastal Research, 14 (11,291-298. Royal Palm Beach (Florida), ISSN 0749-0208.

COBOS, M., CHIAPPONI, L., LONGO, S., BAQUERIZO, A. y LOSADA, M.A. (2017a). R*ipple and sandbar dynamics under mid-reflecting conditions with a porous vertical breakwater.* Coastal Engineering, 125, 95-118.

COBOS, M., CLAVERO, M., L., LONGO, S., BAQUERIZO, A. y LOSADA, M.A. (2017b). «Laboratory experiments about bed patterns in the shoaling region under regular waves and reflecting conditions». *Coastal Engineering Proceedings*, 1(35), 25

DEAN, R.G. y DALRYMPLE, R.A. (1991). *Water wave mechanics for engineers and scientists* (Vol. 2). World Scientific Publishing Co Inc.

LANDRY, B.J. (2011). *Sand bed morphodynamics under water waves and vegetated conditions.* Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

MEI, C.C., STIASSNIE, M. Y YUE, D.K (2005). *Theory and applications of ocean surface waves: nonlinear aspects.* World Scientific Publishing Co Inc.

NIELSEN, P. (1992). *Coastal bottom boundary layers and sediment transport* (Vol. 4). World Scientific Publishing Co Inc.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Tipologías de Perfiles de Playas en el Litoral de la Provincia de Cádiz

Contreras, Antonio[a]; Gómez-Pina, Gregorio[a]; Muñoz-Pérez, Juan José[a] y Chamorro, Gabriel[b]

[a] Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. de Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz. antonio.contreras@uca.es, gregoriogpina@yahoo.es, juanjose.munoz@uca.es, [b] ETSI Univ. de Sevilla, Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería, Camino de los Descubrimientos S/N, 41092. Sevilla. gchamorro1@us.es.

Resumen

El litoral de la provincia de Cádiz dispone de una amplia variedad de tipología de perfiles de playa inducida por la existencia de zonas con lajas/rocas que interrumpe el desarrollo normal del perfil típico biparabólico en mares con marea. Es por tanto fundamental, identificar correctamente la tipología del tramo de playa a estudiar, para a partir de ahí, establecer los parámetros característicos que define el perfil, con el objeto de su aplicación, en futuros proyectos de regeneraciones de playas. Para ello, se hace previamente una revisión de distintos aspectos relacionados concretamente con la teoría de perfiles de equilibrio. Se relaciona los distintos datos de campo utilizados para el desarrollo del presente estudio, así como, se describe la base de datos utilizada para el tratamiento y análisis de los datos de campo. Con el fin de poder identificar cada uno de los perfiles de playa encontrados en todo el litoral de Cádiz, se propone una serie de tipologías en mares con marea. Conviene separar las dos grandes tipologías que aparecen en las playas con marea: Perfiles del tipo biparabólico (PB) y monoparabólico (PM).

Palabras clave: *Playas, perfil de equilibrio, monoparabólico, biparabólico, lajas, marea*

1 Introducción

Cuando se pretende hacer un proyecto de regeneración de una zona de playa es importante identificar el perfil de equilibrio. Existe el problema, como ya han expuesto algunos autores previamente (Gómez-Pina, 2001), que dicho perfil de equilibrio depende de la tipología de perfil existente, ya que dicha tipología condiciona sus parámetros de diseño.

De forma general podemos definir el perfil de equilibrio como la situación o estado al que llega un perfil de playa, en situación de oleaje constante, durante un tiempo suficiente.

Realmente, no existe la situación de equilibrio en la naturaleza, sino, situaciones prolongadas en las que sí podemos suponer la existencia de situaciones de este tipo. Los cambios estacionales de los perfiles de playa que se originan como respuestas a los grandes temporales de invierno y los más pequeños del verano, dan lugar a una posición estacional de equilibrio de acuerdo con los cambios en los oleajes dominantes.

Diferentes autores Fenneman (1902), Johnson (1919), Bruun (1981), Schwartz (1982), Moore (1982), Larson y Kraus (1989), Larson (1991), Kriebel et al (1991), Pilkey et al. (1993) han definido el concepto de perfil de equilibrio.

Dean (1983) lo definió como: "*una idealización de las condiciones que ocurren en la naturaleza para unas características del sedimento particulares y condiciones estables del oleaje"*, posteriormente, Dean (1991) añade una definición como "*el balance entre fuerzas constructivas y destructivas".*

Para determinar la formulación matemática del Perfil de Equilibrio en Playas, Bruun (1954) y posteriormente, Dean (1977) tras analizar 504 perfiles de playas a los largo de la Costa Atlántica de Estados Unidos, con datos tomados por Hayden et al (1975) desde *Long Island* hasta Méjico (ajustando por mínimos cuadrados a la función de tipo exponencial propuesta por Bruun (1954)), obtuvo:

$$h = A \cdot x^{2/3} \qquad (1)$$

Cuando existe una variación cíclica del nivel del mar, como es la marea, se producen cambios que afectan a la morfodinámica de las playas, y por consiguiente al perfil de equilibrio (Muñoz-Pérez y Medina, 2005).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Masselink y Short (1993), Inman et al. (1993), González (1995) y Bernabeu et al. (2002) desarrollan una formulación del perfil de equilibrio en dos tramos: perfil emergido (perfil de rotura) y perfil sumergido (perfil se asomeramiento), lo que se ha venido llamando como un perfil biparabólico. Pero, estos autores no han tenido en cuenta los efectos causados en el perfil de equilibrio por la existencia de zonas con lajas en el perfil.

El conocimiento de los perfiles con laja es de gran importancia principalmente en las zonas costeras donde las lajas rocosas o arrecifes juegan un papel predominante desde el punto de vista de la morfodinámica costera. Muñoz-Perez (1996) fue el primer investigador que abordó, de forma teórico-práctica, utilizando los datos de la tesina de Gómez-Pina (1995), un modelo que permitía de manera relativamente sencilla el diseño práctico de playas apoyadas. En los estudios de Muñoz-Pérez et al (1999) se enfatiza principalmente en la relación existente entre el parámetro de forma con laja (A_{CL}) y sin laja (A_{SL}).

$$A_{CL} = 1{,}48\, A_{SL} \qquad (2)$$

Gómez-Pina (2001) propone un modelo biparabólico de perfiles de playa en mares con marea basado en datos de campo del litoral español que permite la cuantificación de una serie de parámetros relacionados con el perfil de playa. También propone un modelo para el tratamiento de lajas mareales como caso particular del anterior, cuando el modelo biparabólico no llega a desarrollarse completamente, interseccionando con la laja, transformándose en monoparabólico. Las formulaciones y recomendaciones propuestas son de aplicación a las fachadas mareales de la costa española. Gómez-Pina, amplió la formulación de Muñoz-Pérez, introduciendo el parámetro de "altura de ola relativa" (H/F_L) , ó su término equivalente de "francobordo relativo" (F_L/H), uno de los parámetros clásicos de mayor influencia sobre la transmisión del flujo de energía en los diques impermeables sumergidos (como son las lajas rocosas) en la forma siguiente:

$$A_L^{Medido} = A_{Dean}\, f\left({}^{B_L}/_{F_L}, {}^{H}/_{F_L}\right) \qquad (3)$$

Donde B_L es el ancho de laja (m), F_L es el francobordo (m) y H la altura de ola (m).

El perfil de equilibrio se extiende hasta una "profundidad límite" ("seaward limit") o "profundidad de cierre" (closure depth), más allá de la cual no existe transporte significativo de material, y que es la que determina el límite de validez del perfil.

Por tanto, como se ha expuesto, la existencia de la marea y de las lajas, condicionan la tipologia del perfil y por consiguiente, los parámetros de diseño del perfil de equilibrio. Es por ello, que el objetivo de este artículo es la definición de las distintas tipologías de perfiles de playa en el litoral de la provincia de Cádiz, con la intención de que una vez identificada la tipología, se puedan asignar los parámetros de diseño para la aplicación en proyectos de regeneración de playas.

2 Área de estudio

El área de estudio comprende las playas del litoral de la provincia de Cádiz. La provincia limita al Norte con las provincias de Sevilla y Huelva, al Este con la provincia de Málaga, al Suroeste con el océano Atlántico, al Sureste con el mar Mediterráneo, y al Sur con el estrecho de Gibraltar y el territorio británico de Gibraltar (Fig. 1)

Las aguas costeras de Cádiz pueden considerarse como una región de transición debido a la confluencia del mar Mediterráneo y del Océano Atlántico. La situación entre dos mares le confiere unas características únicas. Sus costas poseen unas condiciones ambientales diferentes según nos encontremos en la vertiente atlántica o en la mediterránea (HIDTMA, 2013). Además, el Estrecho de Gibraltar se conforma como lugar de intercambio de aguas entre el Océano Atlántico y el Mar Mediterráneo dando lugar a unas condiciones oceanográficas muy singulares.

Se han analizado un total de 71 playas en el total de los 285 kilómetros de costa del litoral de la Provincia de Cádiz.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

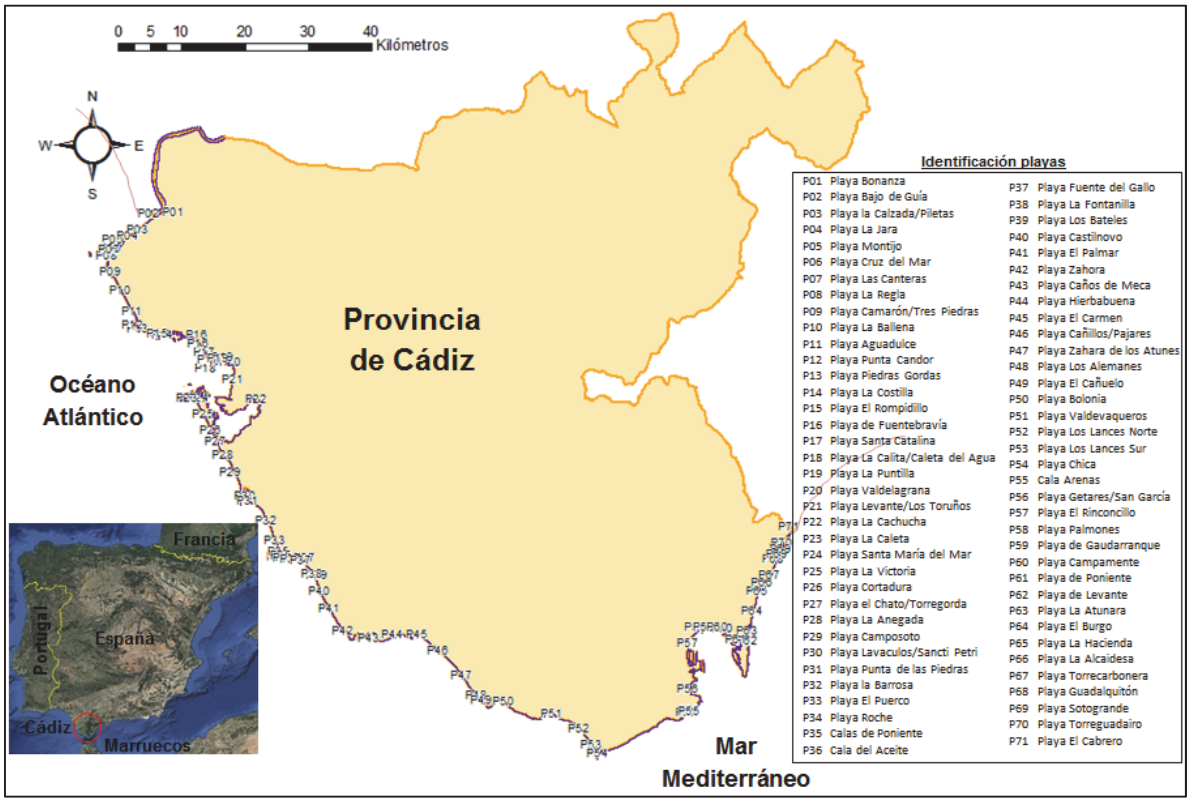


Fig. 1 Localización de la zona de estudio

3 Metodología

Inicialmente se ha efectuado una revisión del "estado del arte" de los principales aspectos relacionados con este estudio.

Para poder analizar las diferentes tipologías que definen el perfil de equilibrio en playas se ha realizado una recopilación de datos de campo para el posterior análisis, según se describe en el siguiente punto.

Una vez recopilados todos los datos, éstos se han ido integrando en una base de datos generada en MICROSOFT EXCEL 2010 (a excepción de los datos fotográficos), para posteriormente ser tratados y analizados.

Después de haber procesado cada uno de los perfiles de playas, se hace necesaria la agrupación de los perfiles por tipología similares, de manera que nos permita discretizar cada uno de los parámetros característicos del perfil, para su posterior aplicación en proyectos de regeneraciones de playas.

Para la definición de las distintas tipologías de perfiles de playa, se ha partido de la propuesta realizada por Gómez-Pina (2001), a las cuales les han sido añadidas dos nuevas tipologías.

Básicamente, los perfiles han sido separados en dos grandes tipologías que aparecen en las playas con marea: Perfiles del tipo biparabólico (PB) y perfiles de tipo monoparabólico (PM). En los PB están incluidos la mayor parte de perfiles en mares con marea, mientras que los PM están condicionados por la ausencia de marea o por algún tipo de restricción física en su parte sumergida (laja o fondo rocoso).

3.1 Datos de Campo y base de datos

3.1.1 Datos de Campo

Los datos de campo utilizados para la realización del presente trabajo constan de:

- Datos de la cartografía terrestre
- Datos batimétricos
- Datos de sedimentos
- Datos de morfología del terreno

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Datos de clima marítimo
- Datos fotográficos

Los datos de la cartografía, batimétricos, sedimentos, morfología y parte de los fotográficos se han obtenido del "Estudio Ecocartográfico de la Provincia de Cádiz" encargado por el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente a la UTE Ecoatlántico (HIDTMA, 2013).

3.1.2 Tratamiento de datos

Para el tratamiento de datos, se ha partido de la cartografía incluida en el GIS del estudio Ecocartográfico referenciado en el punto anterior. Los datos en formato GIS no nos permiten el análisis de los distintos parámetros que definen el perfil de equilibrio, por lo que se hace necesaria su transformación integrándolos en una base de datos.

Para comenzar, se han visualizado en ArcMap (GIS) las capas correspondientes a la topografía, batimetría, línea cero (referida al nivel medio del mar de Alicante), línea de localización de los perfiles transversales, así como la calidad de sedimentos. En la Fig. 2 se muestra un ejemplo de la visualización en GIS de la playa de Bolonia.

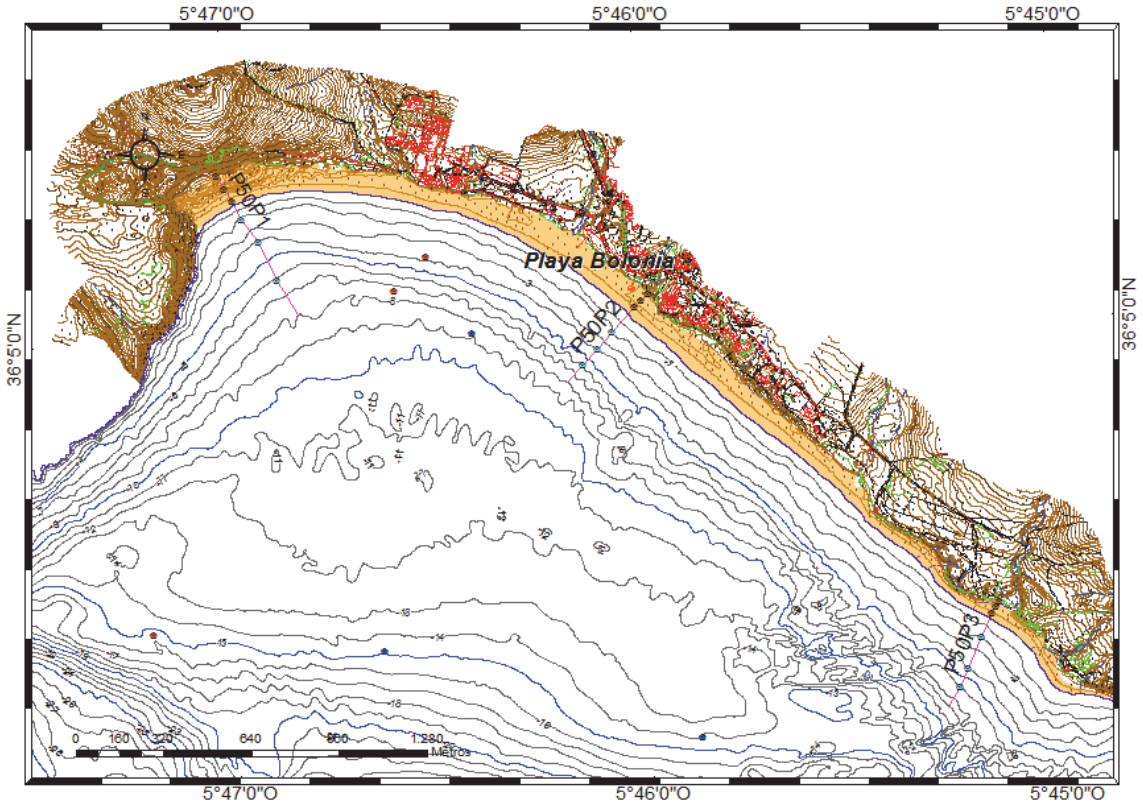


Fig. 2 Ejemplo de la topografía y batimetría, junto con la alineación de los perfiles transversales y la localización de las muestras de sedimentos integrada en Arcmap (GIS) de la Playa de Bolonia.

A través de la herramienta "*Arctoolbox*" de ArcMap se han exportado los datos de las capas de topografía, batimetría, línea cero y línea de localización de los perfiles transversales a un fichero CAD. Los datos de sedimentos, a través de las tablas de ArcMap, se han editado y trasladado a la base de datos que se expondrá en los apartados siguientes.

Los ficheros CAD han sido tratados mediante la aplicación ACAD Civil 3D de Autodesk. A partir de las curvas de nivel, se ha procedido a la creación de superficies en las que se han integrado las propias curvas de nivel.

Las líneas que localizan la situación de los perfiles transversales se han transformado en alineaciones, para posteriormente, determinar el perfil transversal tal y como se muestra en la Fig. 3. En dicha figura, se representa en el eje de abscisa la distancia en metros, de cada punto del perfil, con respecto al origen de la alineación (playa seca), mientras que en el eje de ordenadas se representa la cota del terreno con respecto al Nivel Medio de Mar de Alicante. Dichas cotas posteriormente (en la base de datos) se corregirán para referenciarlo al cero local de cada playa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

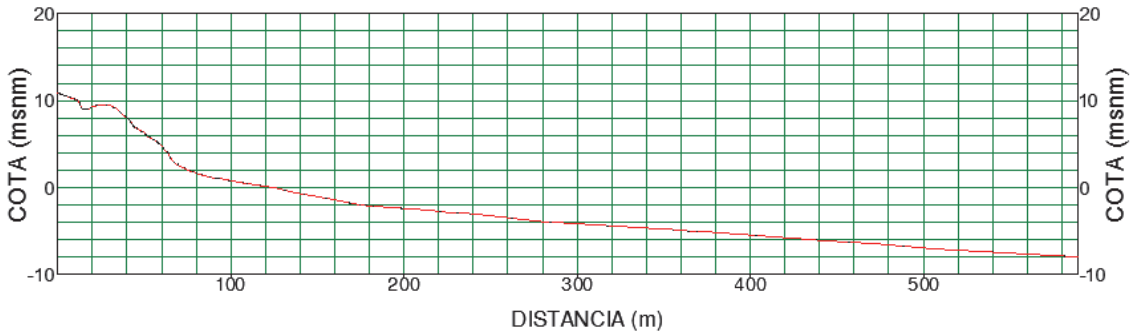


Fig. 3 Ejemplo del perfil transversal obtenido mediante el software ACAD Civil 3D de Autodesk de la Playa de Bolonia (perfil P50P1).

Una vez obtenido el perfil de la playa, se ha editado en CAD la geometría de dicho perfil, obteniendo los distintos puntos en coordenadas (*x,y*) que lo definen. Obtenido este listado de puntos, se han seleccionado y editados en la base de datos.

Destacar, que las capas de batimetría y topografía de ArcMap (GIS) tienen tal elevada densidad de datos que no nos ha permitido realizar el proceso anteriormente descrito de una sola vez, sino que ha tenido que ir haciéndose en pequeños tramos de playa, incluso recortando parte de la batimetría que por su elevada profundidad ya no eran de interés para el estudio del perfil de equilibrio.

Incluso haciéndolo de la forma descrita, el proceso de exportación de datos de ArcMap a CAD, la triangulación de las mallas en ACAD, así como la introducción de dichos datos en la base de datos, ha sido un proceso lento, que sumado al elevado número de playas a estudiar (71), así como por tanto, al elevado número de perfiles realizados (165), ha resultado un proceso bastante laborioso.

3.1.3 Base de datos

En la base de datos mencionada anteriormente, se ha comenzado con la importación de los datos de los perfiles transversales de playa (coordenadas "*x*" y "*h*") procedentes de listado de salida del editor de geometría de ACAD Civil 3D.

A partir de los datos de perfil natural del terreno, seleccionando el número de perfil a través de una "macro" creada en Excel, obtenemos la representación gráfica del perfil de playa según la Fig. 4. Conocido el perfil transversal natural de playa y conjuntamente con la morfología del terreno, se procedió al modelado del perfil, en función de la tipología de perfiles propuesta.

Se fueron ajustando los distintos parámetros que definen el perfil hasta encontrar aquellos, que mejor se ajustaban al perfil de real de playa. El mejor ajuste se consiguió visualmente, observando las gráficas de salida del perfil transversal propuesto, y cuantitativamente, haciendo mínimo el error medio cuadrático entre el perfil real y el perfil propuesto.

En la Fig. 5, se observa visualmente el ajuste realizado para la playa de Bolonia (P50P1). En dicha figura se puede observar las diferentes partes del perfil.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

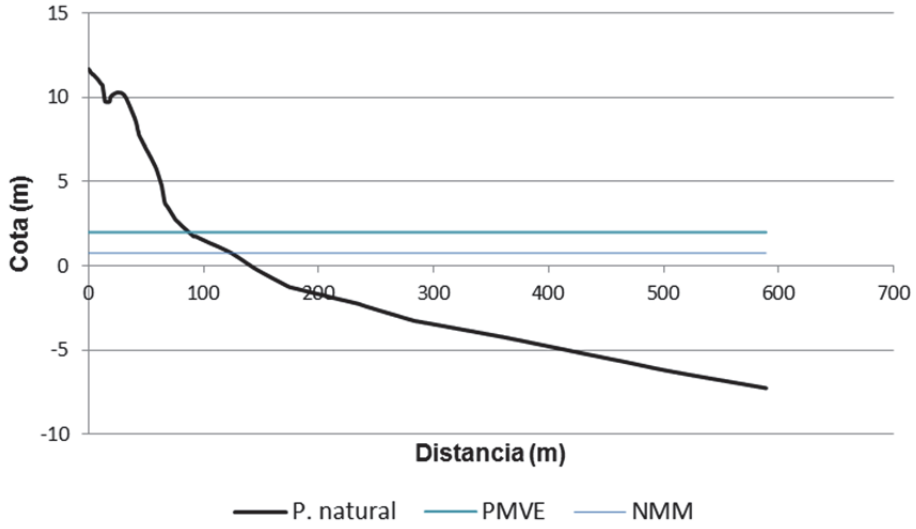


Fig. 4 Ejemplo de perfil transversal de Playa de Bolonia (P50P1)

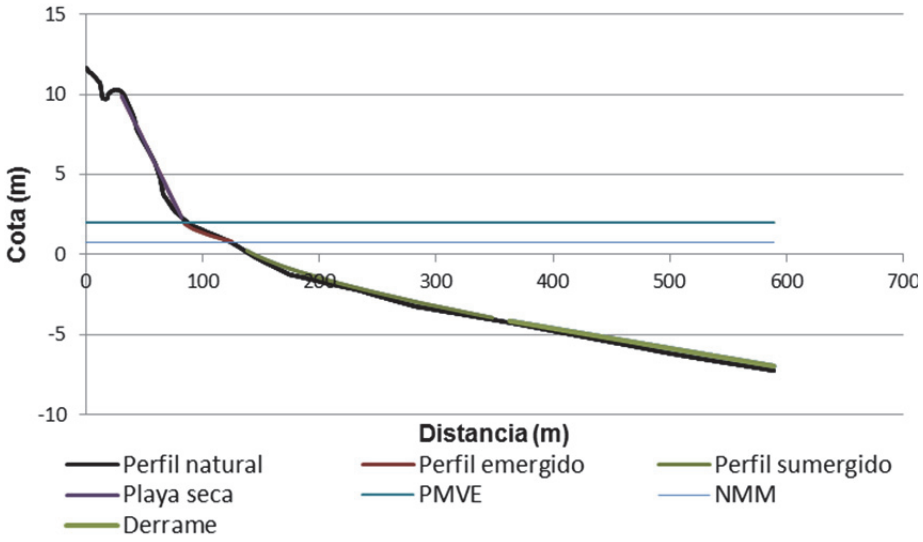


Fig. 5 Ejemplo del mejor ajuste de parámetros al perfil transversal de la Playa de Bolonia

Con todos los datos incluida en la tabla de base de datos y mediante la opción de "tablas y gráficos dinámicos" de Microsoft Excel 2010, se han ido extrayendo gráficos y tablas de relaciones entre parámetros.

Con respecto al análisis del clima marítimo se han utilizado los datos de la boya del golfo de Cádiz, los cuales fueron aportados por la División de Banco de Datos Oceanográficos del Organismo Público de Puertos de Estado.

Dichos datos fueron ordenados y clasificados en una nueva base de datos, en función de su análisis temporal. Para el análisis direccional del oleaje, se eliminaron aquellos registros en los que no se disponían de datos direccionales.

4 Resultados y discusión

Con el fin de poder identificar cada uno de los perfiles de playa encontrados en todo el litoral de Cádiz, se propone una serie de tipologías de perfiles en mares con marea.

Las tipologías propuestas están basadas inicialmente en las que definió en su Tesis Doctoral Gómez-Pina (2001). Sobre el catálogo de 6 perfiles iniciales, se han añadido 2 tipologías nuevas que no aparecían anteriormente (Fig. 6). Destacar que de los 6 perfiles definidos por Gómez-Pina no se ha identificado ningún perfil con la tipología de perfil monoparabólico emergido con laja sumergida horizontal a la BMVE con marea (PME0LHM). Aun no habiéndose encontrado ningún perfil con dicha tipología se ha mantenido en el catálogo propuesto.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Conviene separar las dos grandes tipologías de perfiles que aparecen en las playas con marea: Perfiles del tipo biparabólico (PB) y perfiles de tipo monoparabólico (PM). En la Fig. 6 se resumen las distintas tiplogias de perfiles de playa, que se describen a continuación.

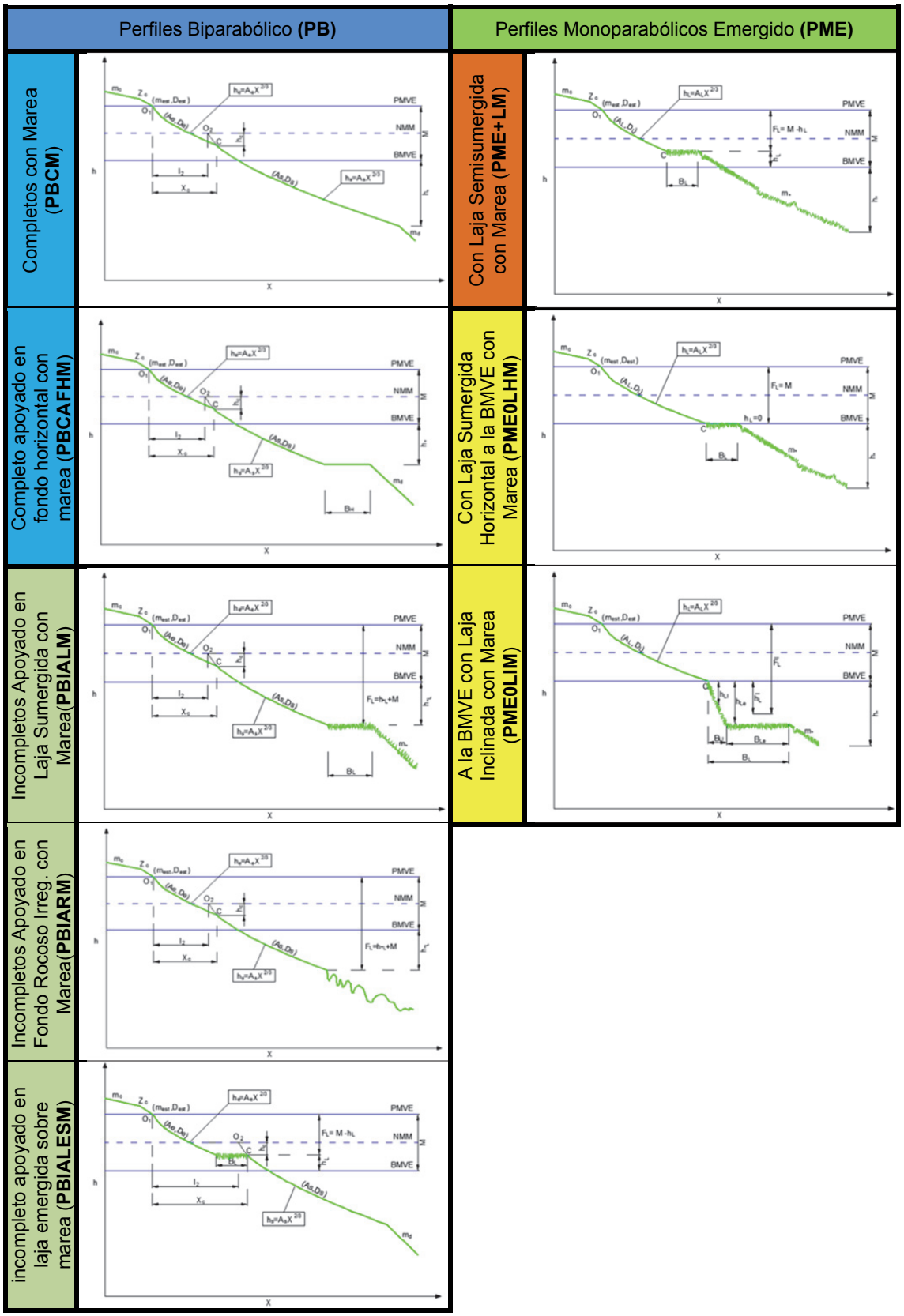


Fig. 6. Resumen de tipología de perfiles

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4.1 Perfiles biparabólicos con marea (PBM)

El perfil biparabólico con marea se caracteriza fundamentalmente por estar formado por parábolas con un cambio de curvatura en la mayoría de los casos estudiados al nivel medio de mar (NMM), aunque este cambio puede llegar a producirse a una cota inferior hasta la BMVE.

Esto hace modificar la propuesta de tipología inicial de Gómez-Pina (2001), quien apuntaba que el cambio de curvatura entre la primera y segunda parábola se daba por debajo de la BMVE o en la misma BMVE, dependiendo del mayor o menor grado de exposición energética del perfil. En la fachada cantábrica, con un mayor grado de exposición energética el cambio de curvatura se produce en la mayoría de los casos por debajo de BMVE (Bernabéu, Medina, Vidal, & Muñoz-Perez, 2001), (Gómez-Pina, 2001).

Las dos partes del perfil (emergida y sumergida) están definidas por dos parábola "tipo Dean" ($h=A\ x^{2/3}$), con centros respectivamente en la PMVE y en el NMM.

La disipación de energía en este tipo de perfiles se produce de forma gradual en las partes emergida y sumergida. El punto "c" (ver Fig. 6), definido por (X_c,h_c) depende en gran medida del grado de exposición energética del oleaje a pie de perfil. Comparativamente con la fachada cantábrica, a mayor energía del oleaje, mayor profundidad del punto "c", mientras que en la fachada gaditana, menor energía del oleaje, mayor cota del punto "c", que obliga como hemos comentado anteriormente, a que el punto de apoyo de la parábola sumergida se encuentre sobre el NMM.

A partir de la forma del perfil y de la existencia o no de zonas con lajas o rocosas, podemos subdividir la tipología de perfiles biparabólico con marea en: perfil biparabólico completo con marea (PBCM) y perfil biparabólico incompleto con marea (PBIM).

4.1.1 Perfil biparabólico completo con marea (PBCM)

En esta tipología, todo el perfil sumergido se desarrolla hasta la profundidad de cierre h* (ver Fig. 6). Los elementos que pudiesen alterar el comportamiento del perfil (lajas, zonas rocosas,…) se encuentran por debajo de h*, por lo que no van a causar una disipación adicional apreciable de energía del oleaje. Son los perfiles "clásicos" de mares con marea.

Los parámetros característicos de este tipo de perfil son los siguientes (ver Fig. 6): Carrera de marea (M), cambio de curvatura "c" (X_c, h_c), altura de cierre (h*), parámetro de forma emergido (A_e), parámetro de forma sumergido (A_s), diámetro medio D_{50} emergido y sumergido (D_e, D_s), distancia entre el origen de la parábola emergida y origen de la parábola sumergida (I_2), y la pendiente de derrame (m_d).

Dentro de los perfiles biparabólico completos, encontramos la variante "PBCAFHM" (Perfil Biparabólico Completo Apoyado en Fondo Horizontal con Marea), en el que parábola sumergida que termina en una superficie arenosa horizontal. Dicha tipología no estaba contemplado en la relación que definió Gómez-Pina (2001).

Como parámetro adicional a los mencionados para el PBCM, tenemos el ancho de fondo horizontal (B_H).

4.1.2 Perfil biparabólico incompleto con marea (PBIM)

Se da en los casos en los que el perfil sufre algún tipo de restricción física en su parte emergida o sumergida (normalmente fondo rocoso sobre el que se apoya el perfil).

Si la restricción física se sitúa en el pie de la parábola sumergida, que hace que no sea posible el desarrollo de está, hasta la profundidad de cierre, sino hasta una profundidad menor, nos encontramos las tipologías de: "Perfiles biparabólico incompleto apoyado en laja sumergida con marea" (PBIALM) y los "Perfiles biparabólico incompleto apoyado en fondo rocoso irregular con marea" (PBIARM)

Por el contrario, si la restricción la tenemos entre la parábola emergida y sumergida, nos encontramos con una nueva tipología (no definida inicialmente por Gómez-Pina) que hemos denominado como "perfil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea" (PBIALESM). Cuando termina la laja intermedia entre ambas parábolas, el perfil continúa hasta la profundidad de cierre (h*) con la forma de la parábola sumergida.

A continuación se describen los parámetros característicos de las tres tipologías de perfiles biparabólico incompletos en mares con marea.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Perfiles biparabólico incompleto apoyado en laja sumergida con marea (PBIALM))

Como se ha comentado anteriormente, la restricción física donde se apoya la parábola sumergida presenta una forma geométrica clásica de laja sumergida, donde B_L se define como el ancho de laja, F_L como el francobordo (profundidad de la laja desde la PMVE) y m* como la pendiente exterior, desarrollándose solamente hasta la profundidad h_L menor que la profundidad de cierre h*. Esta circunstancia hace que el perfil reciba una altura de ola menor, comparativamente al que recibiría un perfil completo desarrollado hasta h*, debido a la menor profundidad del pie de talud, como a la disipación de la energía del oleaje por la existencia de la laja.

Por tanto, el comportamiento de una laja sumergida es equivalente al de un dique sumergido, en cuanto a la disipación de la energía (Gómez-Pina, 1995).

La morfodinámica del perfil de playa viene condicionado por los tres parámetros característicos (B_L, F_L y m*) de la siguiente forma:

- Ancho de laja B_L: Cuanto mayor sea el ancho de laja, mayor será la disipación de energía por iteración con el fondo, por lo que dará lugar a un aumento del parámetro de forma "A" a lo largo de todo el perfil.
- Francobordo F_L: Cuanto menor sea el francobordo mayor será la disipación de energía.

El parámetro adimensional B_L/F_L es un buen indicador de la disipación de energía y como consecuencia del cambio morfodinámico de la pendiente del perfil. A mayor relación del factor B_L/F_L, se producirá una disminución del flujo de energía y por consiguiente un aumento del parámetro de forma A, volviéndose el perfil más vertical.

- Pendiente exterior de la laja m*: Este parámetro parece tener menos influencia que los anteriores en la disipación de la energía.

Los parámetros caracterismos de los perfiles biparabólico incompleto apoyado en laja sumergida con marea (PBIALM) son: Carrera de marea (M), cambio de curvatura "c" (X_c, h_c), profundidad de la laja (h_L), parámetro de forma emergido (A_e), parámetro de forma sumergido (A_s), diámetro medio D_{50} emergido y sumergido (D_e, D_s), distancia entre el origen de la parábola emergida y origen de la parábola sumergida (I_2),ancho de laja (B_L) y francobordo (F_L). Resaltar, que h_L (profundidad de la laja desde la BMVE) y F_L son parámetros dependientes ($F_L=M+h_L$), siendo $h_L<h^*$.

Perfiles biparabólico incompleto apoyado en fondo rocoso irregular con marea (PBIARM)

Esta tipología de perfiles es prácticamente similar al caso anterior (PBIALM), con la única diferencia de la forma irregular de apoyo de la parte sumergida del perfil, presentando por tanto una menor disipación de energía del oleaje que con él de la forma lajosa regular comentado anteriormente.

Los parámetros característicos serán por tanto los mismo que los mencionados en el punto anterior, a excepción de B_L y F_L, siendo el parámetro h^*_L el que marque la altura de ola que pueda llegar al perfil.

Perfil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea (PBIALESM)

La tipología de perfil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea, es un caso muy particular de perfiles biparabólico, en los que podría llegar a asimilarse a perfiles monoparabólico (en la parábola emergida). Esta tipología se caracteriza por presentar una laja emergida que actúa como pie de la parábola emergida. Esta laja no tiene suficiente recorrido para alcanzar la altura de cierre h* (si lo alcanzase se convertiría en un perfil monoparabólico), por lo que el perfil continúa hasta la profundidad de cierre con una parábola sumergida.

El ancho de laja B_L y el francobordo F_L son parámetros que van a condicionar el perfil emergido, condicionado a diferencia de los PBIALM, en que la profundidad de la laja se encuentre por encima de la BMVE, siendo el francobordo inferior a la marea, y por tanto, mayor la disipación de energía.

Los parámetros característicos son los mismos que para el caso de PBIALM, con la diferencia que la altura de laja está por encima de la BMVE, y como consecuencia ($F_L=M-h_L$) y la existencia de la pendiente de derrame como lo perfiles biparabólico completos con marea.

En el análisis de los parámetros emergidos, se pueden considerar por su similitud, como perfiles monoparabólico (se describe en el siguiente punto).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.2 Perfiles monoparabólico emergido con marea (PMEM)

Dependiendo que la laja quede por encima o por debajo de la BMVE, así como si la laja es horizontal o inclinada, podemos subdividir los perfiles monoparabólico emergidos en:

- Perfil monoparabólico emergidos con laja semisumergida con marea (PME+LM)
- Perfil monoparabólico emergido con laja sumergida a la BMVE con marea (PME0LM), que a su vez subdividimos en:
    - Perfil monoparabólico emergido con laja sumergida horizontal a la BMVE con mares (PME0LHM)
    - Perfil monoparabólico emergido a la BMVE con laja inclinada con marea (PME0LIM)

4.2.1 Perfil monoparabólico emergidos con laja semisumergida con marea (PME+LM)

El perfil emergido se encuentra restringido por una laja por encima de la BMVE, quedando por tanto parte de dicho perfil semisumergida y el resto emergida. Esto hace que nos encontremos con el tipo de perfil más corto en cuanto a su desarrollo, respondiendo su forma a una única parábola tipo Dean ($h=A\,x^{2/3}$).

Los parámetros característicos de esta tipología son: Carrera de Marea (M), profundidad de la laja (h_L), parámetro de forma emergido (A_L), ancho de laja (B_L) y francobordo (F_L). El francobordo se adopta como $F_L=M-h_L$, estando h_L por encima de la BMVE.

A igualdad de ancho de laja, con respecto a otras tipologías de perfil monoparabólico, se produce mayor disipación de energía, con el consiguiente aumento del parámetro de forma A_L, obteniendo mayor pendiente del perfil.

4.2.2 Perfil monoparabólico emergido con laja sumergida horizontal a la BMVE con marea (PME0LHM)

Esta tipología de perfiles presenta solamente la parte emergida, la cual está restringida por una laja horizontal situada a la BMVE.

En estos perfiles $h_L=0$, y por tanto $F_L=M$, estando la altura de ola fijada por la h_L fundamentalmente, y en parte también por la pendiente exterior de la laja m*.

En este tipo de perfiles, es de aplicación al igual que los casos anteriores de perfiles con laja, la relación entre el parámetro amortiguamiento de laja B_L/F_L y el parámetro A_L. Aumento del parámetro B_L/F_L originan perfiles monoparabólico de mayor pendiente (A_L mayor), a igualdad de flujo de energía del oleaje incidente.

Los parámetros característicos son por tanto: Marea (M), profundidad de la laja (h_L), parámetro de forma emergido (A_L), ancho de laja (B_L), francobordo (F_L) y pendiente de derrame de laja (m*).

4.2.3 Perfil monoparabólico emergido a la BMVE con laja inclinada con marea (PME0LIM)

Este perfil consta de un único tramo emergido que se encuentra restringido a la BMVE por una laja inclinada en dos tramos con profundidades h_{LI} y h_{Le}, con un ancho total medio de laja B_L, francobordo medio F_L y con una pendiente exterior m*.

La única diferencia de este perfil con el anterior estriba en la determinación del ancho de laja y el francobordo, pudiéndose estimar un valor medio para el caso de laja inclinada de la siguiente forma:

$$B_L = B_{LI} + B_{Le} \qquad (4)$$

$$\overline{h_L} = \frac{B_{LI} \cdot h_{LI} + B_{Le} \cdot h_{Le}}{B_{LI} + B_{Le}} \qquad (5)$$

A igualdad de condiciones energéticas y de sedimento el perfil de laja inclinada disipará menos energía que el de laja completamente horizontal al tener, para igual B_L un mayor francobordo F_L.

Los parámetros característicos, con las modificaciones de ancho de laja medio y francobordo medio, son los mismo que la tipología de PME0LHM.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5 Conclusiones

El litoral de la provincia de Cádiz dispone de una amplia variedad de tipología de perfiles provocado por la existencia de zonas con lajas/rocas que interrumpe el desarrollo normal del perfil típico biparabólico en mares con marea. Es por tanto fundamental, identificar correctamente la tipología del tramos de playa a estudiar, para a partir de ahí, establecer los parámetros característicos que define el perfil de playa, con el objeto de su aplicación, en futuros proyectos de regeneraciones de playas.

Para poder analizar las distintas tipologías de perfiles de playa, es necesario, en el caso de que la batimetría se haya obtenido a través de la triangulación de puntos, disponer de la información morfológica y análisis de sedimentos de la playa sumergida, que permitan identificar las zonas con lajas.

Existen dos grandes tipologías de perfiles que aparecen en las playas con marea: Perfiles del tipo biparabólico (PB) y perfiles de tipo monoparabólico (PM). En los biparabólico (PB) están incluidos la mayor parte de perfiles en mares con marea, mientras que los monoparabólico (PM) están condicionados por algún tipo de restricción física en su parte sumergida (laja o fondo rocoso).

Los perfiles biparabólico con marea se caracterizan fundamentalmente por estar formados por dos líneas de tipo parabólico con un cambio de curvatura en la mayoría de los casos estudiados al nivel medio de mar (NMM), aunque este cambio puede llegar a producirse a una cota inferior hasta la BMVE. Las dos líneas de perfil (parte emergida y sumergida) están definidas por dos parábola "tipo Dean" ($h=A\ x^{2/3}$), con centros respectivamente en la PMVE y en el NMM. A partir de la forma del perfil y de la existencia o no de zonas con lajas o rocosas, podemos subdividir la tipología de perfiles biparabólico con marea en: perfil biparabólico completo con marea (PBCM) y perfil biparabólico incompleto con marea (PBIM). Estos a su vez se clasifican en:

- Perfil biparabólico completo con marea (PBCM): Perfil biparabólico completo con marea (PBCM) y Perfil Biparabólico Completo Apoyado en Fondo Horizontal con Marea (PBCAFHM)
- Perfil biparabólico incompleto con marea (PBIM): Perfiles biparabólico incompleto apoyado en laja sumergida con marea (PBIALM)), Perfiles biparabólico incompleto apoyado en fondo rocoso irregular con marea (PBIARM) y Perfil biparabólico incompleto apoyado en laja emergida sobre marea (PBIALESM)

Los perfiles monoparabólico se dan en el caso de que una zona con laja o rocosa interrumpan el desarrollo del perfil, no permitiendo la existencia de la parábola sumergida. Dependiendo que esta laja o zona rocosa quede por encima o por debajo de la BMVE, así como si la laja es horizontal o inclinada, podemos subdividir los perfiles monoparabólico emergidos en:

- Perfil monoparabólico emergidos con laja semisumergida con marea (PME+LM)
- Perfil monoparabólico emergido con laja sumergida a la BMVE con marea (PME0LM), que a su vez subdividimos en: Perfil monoparabólico emergido con laja sumergida horizontal a la BMVE con mares (PME0LHM) y Perfil monoparabólico emergido a la BMVE con laja inclinada con marea (PME0LIM).

6 Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico su colaboración en la aportación de datos para la confección del presente artículo.

7 Referencias

Bernabéu, A., Medina, R., Vidal, C., & Muñoz-Perez, J. J. (2001). Estudio morfológico del perfil de playa: modelo de perfil de equilibrio en dos tramos.

Bernabeu-Tello, A., Muñoz-Perez, J., & Medina-Santamaria, R. (2002). Influence of a rocky platform in the profile morphology: Victoria Beach, Cadiz (Spain). *Ciencias Marinas*, *28*(2), 181-192.

Bruun, P. (1954). *Coast Stability. Volúmenes 1-7*. University of Minnesota.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Bruun, P. (1981). Definición del perfil de equilibrio. *Coastal Geomorphology vs Post Engineering*.

Dean, R. G. (1977). *Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coast*. Newark, DE, USA.

Dean, R. G. (1983). Models of beach profile response. En P. Komar and J. Moore (Editors) (Ed.), (pp. 151-165.). CRC Handbook of Coastal Processes and Erosion. CRC Press, Boca Raton,.

Dean, R. G. (1991). Equilibrium Beach Profiles : Characteristics and Applications. *Journal of Coastal Research*, *7*(1), 53-84. http://doi.org/10.2307/4297805

Fenneman, N. M. (1902). Development of the Profile of Equilibrium of the Subaqueous Shore Terrace. *The Journal of Geology*, *10*(1), 1-32.

Gómez-Pina, G. (1995). *Análisis de perfiles de playa en las fachadas Cantábricas y Atlantica de la costa Española y su aplicaición a proyectos de regeneración. Tesina de Magister Ingeniería del Litoral. Universidad de Cantabria*.

Gómez-Pina, G. (2001). *Modelo biparabólico de cuantificación de perfiles de playa en mares con marea basado en datos de campo del litoral español. Tesis doctoral.* Universidad Politécnica de Madrid.

González, E. M. (1995). *Morfología de playas en equilibrio, planta y perfil. Tesis doctoral.* Universidad de Cantabria.

Hidtma S.L. (2013). UTE Ecoatlántico. Estudio ecocartográfico del litoral de la provincia de Cádiz. Referencia 28-4983.

Inman, D. L., Elwany, M., & Jenkin, S. (1993). Shorerise and Bar-berm Profiles on Ocean Beaches. *Journal of Geophysical Research*, *98*(C10), 18181-18199.

Johnson, D. W. (1919). *Shore Processes and Shoreline Development.* Columbia Univ. Press, New York (Hafner Facsimile ed., 1952.).

Kriebel, D. L., Kraus, N. C., & Larson, M. (1991). Engineering Methods for Predicting Beach Profile Response. *Proc. Coastal sediments´91 ASCE*, 557-571.

Larson, M. (1991). Equilibrium Profile of a Beach with varying Grain Size. *Proc. Coastal sediments´91 ASCE*, 905-919.

Larson, M., & Kraus, N. C. (1989). *SBEACH: Numerical Model to Simulate Storm-Induced Beach Change*.

Masselink, G., & Short, A. D. (1993). The effect of tide range on beach morphodynamics and morphology: a conceptual beach model. *Journal of Coastal Research*, *9,3*, 785-800.

Moore, B. (1982). *Beach Profile Evolution in Response to Changes in Water Level and Wave Height*. University of Delaware.

Muñoz-Pérez, J. J. (1996). *Análisis de la morfología y variedad de playas apoyadas en lajas rocosas. Tesis doctoral.* Universidad de Cádiz.

Muñoz-Pérez, J. J., Tejedor, L., & Medina, R. (1999). Equilibrium beach profile model for reef-protected beach. *Journal of Coastal Research*.

Muñoz-Pérez, J., & Medina, R. (2005). Short-term variability on reef protected beach profiles: An analysis using EOF. *Coastal Dynamics 2005: State of the practice ASCE ISBN: 978-0-7844-0855-1*.

Pilkey, O., Young, S. R., Riggs, S. R., Smith, W. S., & Wu y W. D. (1993). The Concept os Shore Face Profile of Equilibrium: A Critical Review. *Journal of Coastal Research*, *9*(1).

Schwartz, M. L. (1982). *The Encyclopaedia of Beach and Coastal Environments*. Stroudsburg: Hutchinson.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Mapas de Peligrosidad por Maremoto en la Costa Española como Apoyo para el Establecimiento de los Planes de Actuación de C.C.A.A.

González, Mauricio[a]; Aniel-Quiroga, Íñigo[a]; García, Pablo; Quetzalcoatl, Omar[a] y Fernández, Patricia[a]
[a] Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. gonzalere@unican.es, anieli@unican.es, pablo.garciaal@alumnos.unican.es, gutierrezoq@unican.es, fernandezqp@unican.es

Resumen

La costa española ha sufrido los efectos de tsunamis o maremotos a lo largo de su historia, tanto en la costa Atlántica donde son poco frecuentes pero muy destructivos, como en le costa Mediterránea donde son más frecuentes, pero de menor magnitud. En respuesta a esta peligrosidad real de tsunami en nuestra costa, la Dirección general de protección Civil y Emergencias (DGPCE) consideró que el riesgo de maremotos debía de ser objeto de planificación y, por ello, estableció mediante el Real Decreto 1053/2015 de 20 de noviembre, la Directriz Básica de planificación de protección civil ante el riesgo de maremotos. En esta directriz se establecen tres niveles en los que se deben elaborar planes de actuación: Nacional, regional y local.

La cartografía ya elaborada a escala nacional ha permitido identificar que todas las CCAA excepto Cantabria y País vasco deben proceder a la realización del estudio en el segundo nivel. Como los resultados del nivel nacional no son aplicables al nivel autonómico se infiere la necesidad de elaborar una nueva cartografía, esta vez a nivel autonómico que permita identificar qué municipios deben proceder con la planificación a nivel local, incluyendo estudios completos de riesgo a alta resolución, planes de evacuación, propuesta de medidas de mitigación del riesgo, etc.

Pero los tsunamis son fenómenos globales, y como tales afectan de manera simultánea a varias comunidades y varias localidades. Por ello es importante establecer una metodología común que permita obtener resultados con cierta continuidad geográfica, facilitándose así su elaboración. La metodología que aquí se presenta pretende proporcionar un marco de trabajo común que evite la creación de mapas de peligrosidad diferentes en cada zona de estudio de manera que la difusión y la proyección de los mismos se vean optimizadas. Esta metodología se basa en la simulación numérica de eventos de tsunami, utilizando para ello una topobatimetría de calidad y la caracterización de los mecanismos focales de las zonas sísmicas con capacidad para generar tsunamis afectando a la costa española. Como resultado se obtienen mapas de peligrosidad a escala autonómica que proporcionan variables tales como la altura de ola, el run-up provocado por el tsunami y la longitud de inundación alcanzada, y que son utilizados a su vez para la zonificación de los municipios costeros en función del nivel de acción que requieren.

Estos mapas permiten cumplir con el segundo nivel de planificación dispuesto en la Directriz Básica

Palabras clave: *Ensayos, diques en talud, tsunami, maremoto, estabilidad, onda solitaria, mitigación, interacción tsunami-estructura.*

1. Introducción

Los maremotos o tsunamis son fenómenos poco frecuentes pero muy destructivos a los que España no ha sido ajena a lo largo de su historia. Quizás el ejemplo más conocido lo tengamos en el terremoto de Lisboa de 1755, el cual generó un gran tsunami que afectó principalmente a la zona del golfo de Cádiz, provincias de Huelva y Cádiz. No todos los tsunamis tienen efectos devastadores. Algunos de ellos, generados por terremotos de menor magnitud, pueden provocar daños en puertos y zonas litorales muy cercanas a la línea de costa. Así, en mayo de 2003, un terremoto de magnitud 6.7

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

en la costa de Argelia generó un tsunami de pequeñas dimensiones que en apenas 40 minutos alcanzó las costas de las islas Baleares provocando daños en puertos y generando efectos resonantes en algunas bahías. Ambos tipos de tsunami, grandes y pequeños, son susceptibles de provocar daños humanos, económicos, medioambientales, a infraestructuras etc. y por ello deben ser estudiados. De esta manera, la ocurrencia de tsunami afectando a las costas Atlánticas y Mediterráneas ha justificado en los últimos años varias iniciativas internacionales y proyectos europeos (TRANSFER, ASTARTE, NEARTOWARN, y otros). Estos proyectos han buscado profundizar en la caracterización de Europa ante tsunamis, poner de manifiesto la situación de riesgo existente, y avanzar en el planteamiento y aplicación de medidas que lleven a reducir el riesgo. Como resultado de estos proyectos y de los estudios que contienen ha quedado de manifiesto que el riesgo de maremotos en la costa española es alto.

A la vista de esto, la Dirección general de protección Civil y Emergencias (DGPCE) consideró que el riesgo de maremotos debía de ser objeto de planificación y, por ello, estableció mediante el Real Decreto 1053/2015 de 20 de noviembre, la Directriz Básica de planificación de protección civil ante el riesgo de maremotos. En esta directriz se establecen tres niveles en los que se deben elaborar planes de actuación.

Un primer nivel, Plan Estatal, determina las comunidades autónomas que deben abordar un plan propio de acuerdo a una zonificación de la peligrosidad de maremoto. El estudio nivel nacional fue sacado a concurso y adjudicado y ha sido ejecutado, proporcionando una cartografía de peligrosidad que ha permitido determinar las comunidades autónomas que deben proceder con el segundo nivel de planeamiento. La cartografía ha arrojado como resultado que todas las CCAA excepto las cantábricas más orientales (Cantabria y País Vasco) deben abordar el siguiente nivel de estudio. La cartografía proporcionada no puede ser utilizada para este segundo nivel ya que no posee la resolución suficiente para aproximar la escala autonómica y además en su ejecución no se han calculado datos de inundación en tierra, limitándose por tanto a proporcionar datos de altura de ola en costa.

El segundo nivel, Plan de Comunidad Autónoma, establece que se debe proporcionar como mínimo una zonificación de la misma en función de la peligrosidad de maremoto, desarrollando en caso necesario estudios de peligrosidad más específicos y precisos. Esta nueva cartografía a escala autonómica es el objeto de este trabajo. Dicha zonificación especificará qué municipios deben abordar un plan a escala local. Además, se deben establecer directrices para la elaboración de planes de actuación de ámbito local. Indicándose expresamente que debe existir una colaboración con las autoridades locales para la previsión de la organización y los medios necesarios para alertar a la población potencialmente afectada en caso de tsunami.

Finalmente, en un tercer nivel, a escala local, se realizarán Planes de Actuación de Ámbito Local, incluyendo estudios de riesgo y elaboración de cartografía, en aquellas municipalidades en las que el plan de comunidad autónoma haya establecido esta necesidad. Estos planes deberán incluir detalladamente el sistema de alerta a la población y el plan o los planes de evacuación.

Teniendo en cuenta esta directriz y los 3 niveles de planificación comentados, en este estudio se ha abordado la evaluación de la peligrosidad por maremoto a escala autonómica, de manera que, aquellas C.C.A.A. que, en base al plan Estatal, deben realizar un Plan de Comunidad Autónoma puedan basarse en la metodología y los mapas que aquí se detallan para identificar qué zonas de su comunidad se encuentran bajo mayor peligrosidad, y, por tanto exigen un Plan de Actuación de Ámbito Local, y cumplir de esta manera con la directriz aprobada. Los mapas elaborados como resultado de este estudio incluirían no sólo datos de alturas de tsunami sino también un primer cálculo del run-up y de la longitud de inundación, basados en los resultados de simulaciones numéricas de los peores eventos de tsunami que podrían afectar la costa española, desde un punto de vista determinista. Estos mapas superan las limitaciones del mapa a escala nacional para alcanzar el siguiente paso de la directriz.

2. Metodología

La metodología que aquí se presenta para la elaboración de mapas a escala autonómica sigue una aproximación determinista. Es decir, se basa en la caracterización de los peores casos posibles que podrían afectar a las costas de España, y en la propagación de los mismos a través de una topo-batimetría de calidad, utilizando para ello un modelo numérico validado internacionalmente para obtener la inundación provocada por dicho evento, así como las variables asociadas a

este proceso: tiempo de llegada, altura de ola, run-up, longitud de inundación. Esta metodología ha sido utilizada con éxito en diversos proyectos y estudios (Álvarez-Gómez et al, 2013, Aniel-Quiroga et al, 2015)

A continuación, se detalla esta metodología mapas elaborados como resultado de este estudio incluirían no sólo datos de alturas de tsunami sino también un primer cálculo del run-up y de la longitud de inundación, basados en los resultados de simulaciones numéricas de los peores eventos de tsunami que podrían afectar la costa española, desde un punto de vista determinista.

2.1 Caracterización de fuentes tsunamigénicas

Se ha abordado la caracterización los mecanismos focales presentes en las estructuras sísmicas cuyos terremotos pueden ser capaces de generar tsunamis afectando nuestra costa.

Así para las fuentes tsunamigénicas situadas en el océano Atlántico se han analizado los catálogos existentes, así como los últimos proyectos a los que el IHCantabria, como socio de los mismo ha tenido acceso, como el proyecto europeo ASTARTE (, en el que se redefinieron las posibles fuentes, actualizando los estudios precedentes con los últimos datos encontrados. A modo de ejemplo en la tabla 1 se muestran los parámetros de los mecanismos focales utilizados en la zona de generación donde se generó el tsunami de Lisboa de 1755.

Nombre FUENTE	Componentes	Longitud (m)	Anchura (m)	Profundidad Focal	Latitud (°)	Longitud (°)	STRIKE (°)	DIP (°)	RAKE (°)	Slip (m)	Magnitud
HSF +CP I +CP II	HSF	165000	70000	5000	35.796	-9.913	42,1	35	90	15	8,5+7+7= 8,6
	CP I	60000	61660	15480	35.398	-11.318	315	30	90	1,68	
	CP I	60000	61660	15480	35.415	-10.743	315	30	90	1,68	
HS + MP	HSF	165000	70000	5000	35.796	-9.913	42,1	35	90	15	8,5 + 8,25= 8,75
	MP	110000	70000	5000	36.656	-10.203	20,1	35	90	8	
GF	GF	200000	50000	1000	37.415	-19.085	82	88	160	11	8,3
CWF	CWF	170000	200000	5000	34,53	-9.121	349	5	90	20	8,75
GBF	GBF	200000	80000	5000	36.283	-11.351	53	35	90	10	8,5

Tabla 1. Parámetros de los mecanismos focales utilizado en el océanos Atlántico, validados por expertos internacionales a través del proyecto europeo FP/ ASTARTE.

Del mismo modo se ha analizada la bibliografía, estudios y proyectos existentes para definir los mecanismos focales de los terremotos en el mar Mediterráneo que pueden generar tsunami afectando a nuestras costas. Las fuentes seleccionadas desde un punto de vista determinista proviene en su mayoría de los estudios del JRC, y de Alvarez-Gómez et al (2011) los cuales analizaron y detallaron el Mediterraneo occidental y establecuerokn la s fallas con capacidad para generar terremotos de magnitud suficiente como para propicira un tsunami que se propague has las costas españoas (ver figura 1).

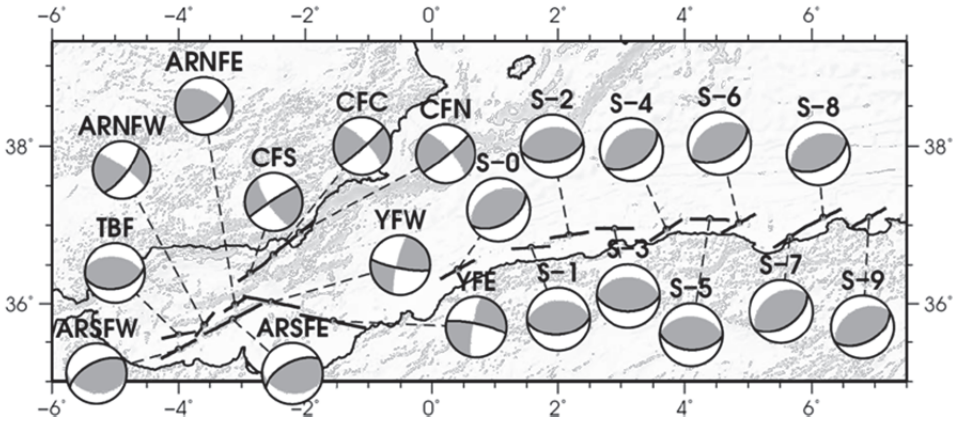


Figura 1. Alvarez-Gómez et al, 2011. Esquema de las fuentes existentes en el mar de Alborán y costa de Argelia. El evento de 2003 se generó en esta zona sísmica.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.2 Reconstrucción topo-batimétrica

Se ha realizado una reconstrucción topo-batimétrica de la zona de estudio, basada en todas las fuentes de datos existentes. Se ha dispuesto de datos ofrecidos por el Instituto Geográfico Nacional (Modelo Digital del terreno con resolución 5 m), Instituto Hidrográfico de la Marina, bases de datos topobatimétricas globales, EmodNet, GEBCO. Además de estas bases de datos se ha procedido a la digitalización de cartas náuticas en zonas donde se ha considerado necesario, y se han incluido los resultados campañas batimétricas existentes a lo largo de la costa española.

Como resultado de esta reconstrucción batimétrica se ha elaborado una serie de mallas que fueron utilizadas como entrada para las simulaciones numéricas que posteriormente se explicaran. Estas mallas forman un entramado anidado que cubre toda la extensión costera de las CCAA. Así se ha utilizado una malla nacional con una resolución de 926 m y una serie de mallas regionales con resolución de 150 m. Aquellas comunidades con más kilómetros de costa se han cubierto con varias mallas regionales. Además, en su elaboración se ha tenido en cuenta la marea existente en cada zona. La inclusión de la marea es fundamental para obtener datos apropiados en cada zona costera, tanto en las comunidades del Mediterráneo donde su incidencia es menor como en las comunidades atlánticas donde su no inclusión daría lugar a imprecisiones desde la perspectiva determinista que se ha seguido.

2.3 Simulaciones numéricas

A partir de la batimetría reconstruida y las fuentes tsunamigénicas, se han realizado simulaciones numéricas de tsunami con del modelo C3 (Cantabria-COMCOT-Tsunami Claw), (Olabarrieta et al, 2011) el cual es capaz de calcular la propagación de la onda de tsunami, desde la zona de generación hasta la inundación de la zona costera. Este modelo resuelve las ecuaciones de aguas someras, tanto lineales como no lineales a través de un esquema re resolución de diferencias finitas. La deformación inicial de la superficie libre es obtenida a través del modelo de Okada el cual transforma los parámetros que definen el mecanismo focal en dicha deformación. Este modelo está amplían e internacionalmente validado.

El run-up ha sido calculado a su vez mediante perfiles. El valor del run-up en cada perfil considerado se ha calculado utilizando para ello la metodología presentada por Gutiérrez et al, en 2014. Esta metodología calcula el run-up por interpolación sobre una base de datos de cientos de casos de cálculos de run-up. Esta base de datos está formada por la combinación de perfiles topobatimétricos y olas de tsunami. El run-up de cada una de estas combinaciones fue calculado con un modelo numérico hibrido acoplado, el modelo C3-IH2VOF, que combina las SWE (Shallow Water Equations) con el modelo IH2VOF (Volume of fluid, Lara et al), optimizándose así el cálculo de la inundación de manera que cada esquema numérico es utilizado allí donde mejores resultados proporciona, optimizándose el resultado.

3. Resultados

Sólo los valores de altura de ola no son suficientes para caracterizar la afección del tsunami. Se debe tener en cuenta con qué se encuentra la ola al llegar a la costa: acantilado, playa, etc. Esto se consigue combinando la altura de ola con los valores en tierra de Run-up y longitud de inundación

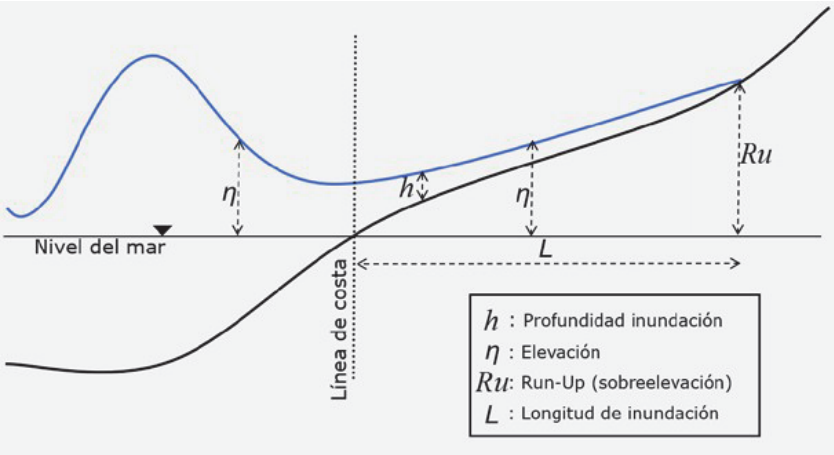


Figura 2. Esquema de un perfil topobatimétrico con las variables fundamentales que definen la inundación en el mismo: Run-up y longitud de inundación.

Como resultado, se han elaborado mapas de peligrosidad que contienen diversas variables. Así, se proporciona la altura de ola de tsunami en cada punto y, al inundar en tierra, se proporciona también la profundidad de la lámina de agua en cada punto, el run-up máximo y la longitud de inundación, variables fundamentales en la evaluación de la peligrosidad dentro de cada comunidad autónoma.

Estas variables son representadas en mapas, realizados por comunidades autónomas, que permiten identificar qué zonas se encuentran ante una mayor peligrosidad, y que, por tanto, requerirían de un estudio de mayor detalle, a mayor resolución, a escala local. En la figura 3 se ve puede observar un mapa de peligrosidad para la costa de la Región de Murcia.

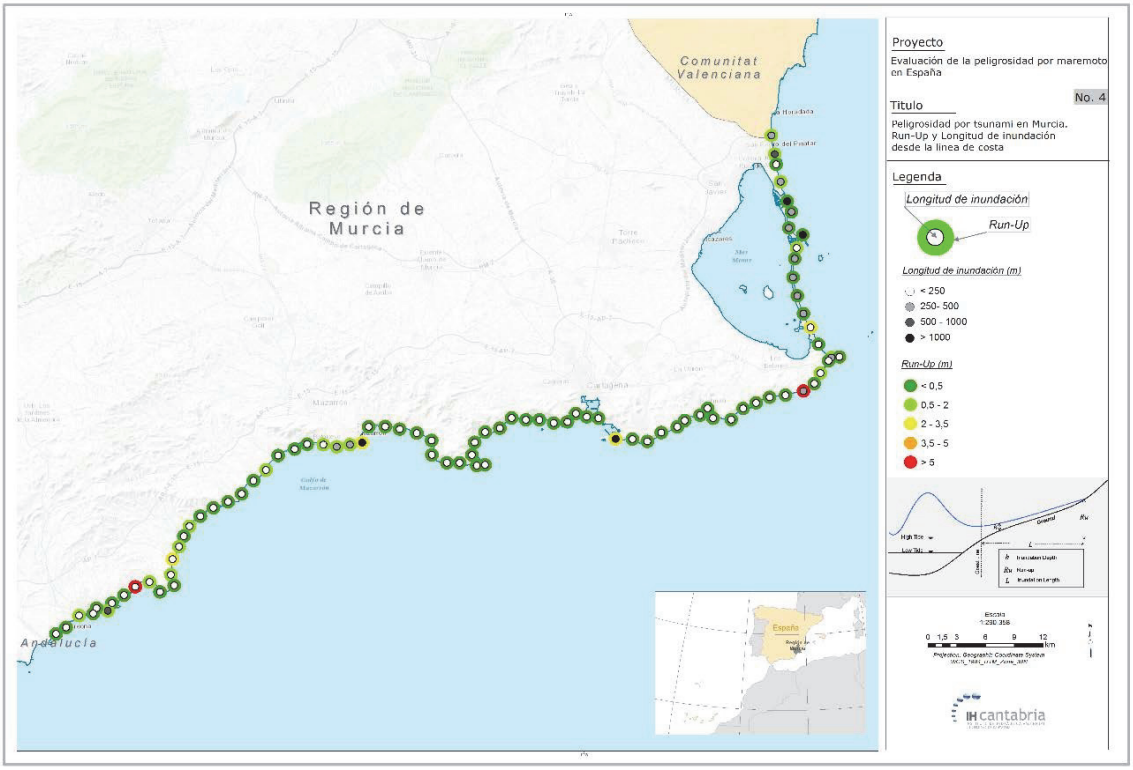


Figura 3 Mapa de peligrosidad por maremoto en la Región de Murcia

Los mapas por comunidades que recogen las variables de run-up e inundación, resultado de la aplicación de la metodología presentada, son utilizados para elaborar mapas tipo "semáforo" que contiene la zonificación que la propia directriz exige proporcionar en este segundo nivel de planeamiento. Cada color del "semáforo" indica un nivel de actuación diferente.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Así, un nivel rojo indicaría la necesidad para la zona en cuestión de abordae un estudio de ruesgo de detalle, planes de evacuación completos, medidas de mitigación etc. Un nivel amarillo indicaría que la zona con peligrosidad se limita a los primeros metros de costa y playas y el nivel verde indicaría que la alerta únicamente sería pertinente para puertos y zonas de mar cercanas a la costa, para las que habría que elaborar las medidas de mitigación del riesgo pertinentes.



Figura 4. Mapa tipo "semáforo".

4. Conclusiones

Los tsunamis son fenómenos globales, que afectan de manera simultánea a varios países, varias comunidades y varias localidades. Por ello es importante establecer una metodología común que pueda ser seguida por todos los niveles para poder obtener unos resultados con cierta continuidad. La metodología que aquí se ha presentado pretende proporcionar un marco de trabajo común que evite la creación de mapas de peligrosidad diferentes en cada zona de estudio de manera que la difusión y la proyección de los mismos se vean facilitadas.

Como ha quedado probado a través del análisis de los eventos históricos que nos han afectado, la peligrosidad por tsunami en la costa de España existe y varía en función de la zona de estudio. La costa Atlántica Andaluza es la zona de mayor peligrosidad mientras que en el mar Mediterráneo, los tsunamis son más frecuentes, pero de menor importancia, y su origen principal es la zona de subducción en la costa de Argelia. Finalmente, en la costa Norte, la peligrosidad es más baja debido a que las ondas de tsunami que la alcanzan desde el sur llegan debilitadas por sus transformaciones en la propagación a lo largo de la costa de la península ibérica.

Esta peligrosidad justificó la elaboración de la directriz Básica de planificación de protección civil ante el riesgo de maremotos, la cual establece 3 niveles de planificación: Nacional, Autonómico y local. La evaluación de la peligrosidad a nivel Nacional ha establecido que todas las CCAA excepto Cantabria y País vasco deben proceder al segundo nivel. Los resultados de este estudio no son aplicables a la escala autonómica ya que no contienen datos de inundación en tierra y la resolución utilizada no es suficiente para un estudio de más detalle.

En este trabajo se ha abordado la metodología a aplicar para la obtención de los mapas de peligrosidad a escala autonómica. Esta metodología, utilizada y validada internacionalmente permite, abordar con garantías el siguiente escalón de la aplicación de la directriz Básica.

Estos mapas, tomando como ejemplo el aquí presentado, permiten a las CCAA identificar qué localidades o municipios deben alcanzar un grado mayor de planificación en caso de tsunami, incluyendo el tercer nivel dispuesto en la directriz. En ese nivel, el local, se incluirían el estudio de alta resolución de la zona, el cálculo de la vulnerabilidad y el riesgo, el establecimiento de medidas de mitigación del mismo, la elaboración de planes de evacuación, estudios de afección a puertos, etc.

Referencias

ÁLVAREZ-GÓMEZ, J.A.; Í. ANIEL-QUIROGA, M. GONZÁLEZ, L. OTERO, (2012) Tsunami hazard at the Western Mediterranean Spanish coast from seismic sources, Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 11 (2011) 227–240.

ÁLVAREZ-GÓMEZ, J.A.; Í. ANIEL-QUIROGA, O.Q. GUTIÉRREZ-GUTIÉRREZ, J. LARREYNAGA, M. GONZÁLEZ, M. CASTRO, F. GAVIDIA, I. AGUIRRE-AYERBE, P. GONZÁLEZ-RIANCHO, E. CARREÑO, (2013) Tsunami hazard assessment in El Salvador, Central America, from seismic sources through flooding numerical models., Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 13 (2013) 2927–2939. doi:10.5194/nhess-13-2927-2013.

ANIEL-QUIROGA, Í.; J.A. ALVAREZ-GÓMEZ, M. GONZÁLEZ, I. AGUIRRE-AYERBE, F. FERNÁNDEZ, M.S. JARA, P. GONZÁLEZ-RIANCHO, R. MEDINA, S. AL-YAHYAI, (2015) Tsunami Hazard assessment and scenarios database development for the tsunami warning system for the coast of Oman, in: Int. Conf. Reducing Tsunami Risk West. Indian Ocean, Muscat, Omán, 2015.

LARA, J.L.; N. GARCIA, I.J. LOSADA, (2006) RANS modelling applied to random wave interaction with submerged permeable structures, Coast. Eng. 53 (2006) 395–417. doi:10.1016/j.coastaleng.2005.11.003.

OLABARRIETA, M.; R. MEDINA, M. GONZALEZ, L. OTERO, (2011) C3: A finite volume-finite difference hybrid model for tsunami propagation and runup, Comput. Geosci. 37 (2011) 1003–1014. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.cageo.2010.09.016.

WEATHERALL, P.; K.M. MARKS, M. JAKOBSSON, T. SCHMITT, S. TANI, J.E. ARNDT, M. ROVERE, D. CHAYES, V. FERRINI, R. WIGLEY, (2015) A new digital bathymetric model of the world's oceans, Earth Sp. Sci. 2 (2015) 331–345. doi:10.1002/2015EA000107.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Mapas de Peligrosidad frentre a Maremotos en las Costas Españolas

Palao-Domínguez, Ángela[a]; Crespo, María[b]; Tintoré-Parra, Ángela[a]; Lacoma-Aller, Luis[b] y Fernández-Espinosa, Ana María[a]

[a] PROES Consultores, Dpto. de Ingeniería de Puertos y Costas, Madrid. apalao@proes.engineering, atintore@proes.engineering, afernandez@proes.engineering [b]PRINCIPIA Ingenieros Consultores, Madrid. maria.crespo@principia.es, luis.lacoma@principia.es.

Resumen

En noviembre de 2015 se publicó en el BOE el RD 1053/2015, por el que se aprobaba la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Maremotos. Según esta, la Dirección General de Protección Civil y Emergencias debe establecer una cartografía de peligrosidad ante maremotos que permita determinar los ámbitos territoriales en los que resulta imprescindible, aconsejable o innecesaria la elaboración de los correspondientes planes de protección civil.

La UTE Proes Principia resultó adjudicataria de esta asistencia técnica, llevando a cabo la recopilación de datos y los análisis necesarios para proporcionar, en base a una metodología determinista, una cartografía descriptiva de la peligrosidad ante los maremotos en las costas española.

El presente artículo resume los trabajos realizados y algunas de las conclusiones más significativas.

Palabras clave: *maremoto, peligrosidad, falla, elevación.*

1. Introducción

En noviembre de 2015 se publicó en el BOE el RD 1053/2015, por el que se aprobaba la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Maremotos. Esta directriz incluye la necesidad de establecer, por parte de la Dirección General de Protección Civil y Emergencias, una cartografía de peligrosidad ante maremotos que permita determinar los ámbitos territoriales en los que resulta imprescindible, aconsejable o innecesaria la elaboración de los correspondientes planes de protección civil.

La UTE Proes Principia resultó adjudicataria de esta asistencia técnica. Su cometido consistió en llevar a cabo la recopilación de datos y los análisis necesarios para proporcionar, en base a una metodología determinista, una cartografía descriptiva de la peligrosidad ante los maremotos en las costas española. El presente artículo resume los trabajos realizados y algunas de las conclusiones más significativas.

Se debe destacar que, como se verá en los siguientes apartados, el estudio requiere hacer uso de una aproximación multidisciplinar para tener en cuenta los deferentes procesos que rigen el desencadenamiento y propagación del maremoto y sus efectos locales en la costa. También hay que resaltar la complejidad asociada al tratamiento de grandes volúmenes de datos, que requiere identificar las herramientas e hipótesis más adecuadas para poder manejar estos datos sin disminuir la calidad de los resultados

2. Metodología

Un cálculo de peligrosidad frente a maremotos supone un estudio multidisciplinar que precisa de la aplicación de conocimientos de geología, sismología, dinámica de fluidos, cálculo numérico y juicio ingenieril.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La metodología involucra por tanto todas estas áreas de conocimiento. Las sucesivas tareas deben mantener la consistencia y los resultados producidos en cada una deben ajustarse a las necesidades de partida de las siguientes. Estas tareas incluyen:

- Identificación de las fuentes tsunamigénicas y caracterización en base a los parámetros que alimentarán el modelo numérico de generación de maremotos.
- Confección de una batimetría que permita analizar la propagación del maremoto y de una topografía de la zona costera para poder calcular los efectos locales.
- Realización de las simulaciones numéricas pertinentes a partir de la información anterior.

Las fuentes potencialmente generadoras de maremotos son fundamentalmente de origen sísmico. Se han recopilado e inspeccionado dos tipos de bases de datos: catálogos sísmicos, que reflejan la actividad sísmica pasada, y bases de datos de fallas sismogénicas, con información sobre fallas con potencial de generar terremotos.

Los terremotos se producen por desplazamiento relativo de los dos bloques de terreno situados a ambos lados de la superficie de una falla. Para que un terremoto genere un maremoto es necesario que produzca una rotura en la superficie del fondo marino. Los desplazamientos del fondo marino son más probables a medida que aumenta la magnitud del terremoto, pero no hay una magnitud a partir de la cual pueda garantizarse que el terremoto dará lugar a un desplazamiento del fondo, ni tampoco una magnitud por debajo de la cual este desplazamiento pueda descartarse absolutamente. Por ello estos temas suelen tratarse en términos de probabilidad.

Existen diversos estudios que evalúan la probabilidad de que un terremoto produzca una rotura de la superficie del terreno en función de la magnitud. Es el caso de las curvas mostradas en la Figura 1 (IAEA, 2015), que muestran la probabilidad de que se produzca una rotura en superficie en función de la magnitud.

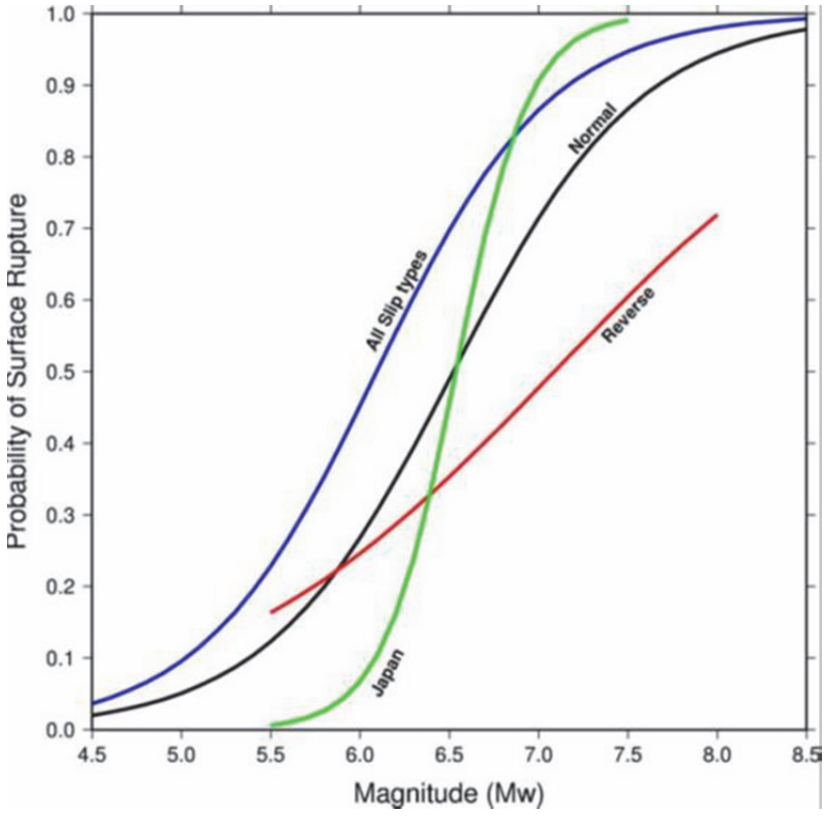


Fig. 1. Probabilidad de ruptura en superficie (IAEA, 2015)

La fuente principal de información es la base de datos de fallas, habiéndose identificado todas las fallas cuya traza se encuentra en el fondo marino, bien en su totalidad o en más de la mitad de su extensión. Los datos recopilados sobre estas fallas son:

- Traza: intersección de la falla con la superficie del terreno, definida por las coordenadas de uno de sus extremos (fault location) y el azimut (strike).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- Buzamiento (dip): ángulo que forma el plano de falla con la horizontal.
- Ancho del plano de falla (width), medido en dirección normal a la traza.
- Ángulo de cabeceo (rake), que es el ángulo formado por el vector que define el desplazamiento sobre el plano de falla con la horizontal

Los elementos citados se muestran en la Figura 2, tomada de IGME (2016).



Fig. 2. Parámetros definitorios de una falla (IGME, 2016)

A partir de estos datos se puede estimar una magnitud momento máxima Mw asociada a la falla en base a correlaciones empíricas, entre las que destaca la clásica de Wells y Coppersmith (1994), aunque en el estudio se han empleado otras más recientes, en concreto las de Stirling y Goded (2012).

Con la magnitud y los parámetros indicados más arriba, se determina el desplazamiento que tiene lugar en el plano de la falla al producirse un terremoto de dicha magnitud. Así mismo, conocida la magnitud momento Mw, se puede obtener el momento sísmico a partir de la relación de Hanks y Kanamori (1979):

$$M_w = \frac{2}{3}\log M_0 - 10{,}7$$

donde: Mw es la magnitud momento

M0 es el momento sísmico

El momento sísmico es probablemente el parámetro con mayor significado físico para describir el tamaño de un terremoto en función de los parámetros de la falla que lo origina. El desplazamiento y el momento sísmico están relacionados por:

$$M_0 = \mu A_r D \quad (2)$$

donde: μ es el módulo a cortante

Ar es el área de ruptura del plano de falla

D es el desplazamiento medio de la superficie que desliza

Una vez obtenido el desplazamiento medio de cada falla, la obtención del desplazamiento en superficie se obtiene mediante la relación de Okada (1985).

Las fuentes de información de las que se han obtenido los datos que definen las fallas consideradas en el proyecto se describen a continuación.

La base de datos principal es la Quaternary Active Fault Database of Iberia (QAFI) desarrollada por García-Mayordomo et al (2012) y que se puede consultar en la página web del IGME (2016). La base de datos QAFI incluye únicamente fallas que hayan sido objeto de estudios específicos publicados. La aplicación web de la QAFI incluye la posibilidad de representar fallas cartografiadas en el Mapa Neotectónico de España (ITGE-ENRESA, 1998), distinguiendo dos tipos según el período que alcance su actividad: Plioceno y Cuaternario.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En este caso pareció adecuado considerar ciertas fallas del mapa neotectónico cuya actividad alcanza el período cuaternario. Se trata en general de fallas que, además de aparecer en el mapa neotectónico, están referenciadas en otros estudios geológicos de tipo regional.

Se ha consultado también la base de datos europea de fallas sismogénicas (The European Database of Seismogenic Faults – EDSF) compilada en el marco del proyecto europeo SHARE (Basili et al, 2013).

Por último, otra fuente de información que se ha consultado es la literatura técnica general, en especial aquélla relacionada con fallas tsunamigénicas, siendo el trabajo de Álvarez-Gómez et al (2009) el que se ha tomado como referencia para las fallas del norte de Argelia y el de Mezcua et al (1992) para la zona de las Islas Canarias.

4. Propagación y efectos

4.1. Topo-batimetría de cálculo

Para la confección de las mallas de propagación se ha sido recopilado la información topo-batimétrica disponible del área comprendida entre las zonas seleccionadas de generación de los maremotos y la costa española. Concretamente se ha recopilado información batimétrica que se extiende hasta Islandia por el norte, el Caribe al oeste, Canarias al sur y el extremo oriental del Mediterráneo.

Una vez recabada esta información, se ha procedido a seleccionar y homogeneizar la que más se ajusta a las necesidades del estudio. La información topo-batimétrica debe tener una resolución acorde al tamaño de malla que se vaya a utilizar en cada caso y estar referida a un único nivel de elevación y sistema de coordenadas.

Los datos de topografía y batimetría empleados en la generación de las mallas han sido los siguientes:

- Información topográfica del Instituto Geográfico Nacional (IGN), que engloba datos batimétricos del EMODnet ensamblados con topografía. Se trata de una malla de puntos con información cada 25 m, que incluye toda la costa española.
- Datos batimétricos de la red GEBCO. Esta información se encuentra en coordenadas geográficas y en el sistema de referencia WGS84. (https://www.bodc.ac.uk/data/online_delivery/gebco/). Se utiliza para completar la información batimétrica en las mallas de maremotos originados en el Caribe.
- Información batimétrica facilitada por el Instituto Hidrográfico de la Marina (IHM). Se trata de información de la red de datos de EMODnet (http://www.emodnet.eu) que consiste en una malla de puntos con datos de batimetría cada 200 m.

Con esta información se cubre la topo-batimetría de toda la zona de estudio con una resolución que en su mayor parte es de 25 m. Las zonas de menor resolución corresponden a las de generación de maremotos, donde el grado de detalle requerido es menor.

Homogeneizada y solapada esta información batimétrica, se generan las mallas de propagación del modelo de simulación.

4.2. Simulaciones numéricas

Esta fase del estudio conlleva la simulación de la generación y propagación de más de 60 maremotos. Para ello se ha utilizado el modelo hidrodinámico Delft3D-FLOW, que resuelve las ecuaciones hidrodinámicas transitorias de aguas someras en 2D (promediadas en vertical) mediante el método de diferencias finitas y utilizando para ello mallas anidadas.

La metodología empleada para las simulaciones numéricas comprende varios puntos:

- Sectorización por zonas de ubicación de fallas tsunamigénicas: se han diferenciado un total de 8 zonas en función de las áreas de generación de los maremotos (Figura 3).
- Generación de una malla general que se extiende desde cada una de las zonas de generación de los maremotos hasta la costa española a fin de poder simular su propagación.
- Determinación de las condiciones iniciales de elevación del nivel del mar como consecuencia del terremoto que se produce en cada falla tsunamigénica identificada (ejemplo en la Figura 4)
- Extracción y análisis de los resultados de elevación obtenidos en mallas de 50 m x 50 m que engloban toda la costa española, tras la propagación de todos los maremotos seleccionados para el estudio (ejemplo de resultados en la Figura 5).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Delimitación de los tramos de costa donde cabe esperar las mayores elevaciones del nivel del mar, así como de las fallas generadoras de los maremotos responsables de provocar estas elevaciones máximas.
- Simulación de los maremotos condicionantes con mayor grado de detalle, utilizando mallas con una resolución no inferior a 50 m x 50 m.
- Obtención de resultados de las simulaciones:
    - Evolución en planta de la elevación del nivel.
    - Evolución temporal de la elevación del nivel del mar en puntos de la costa

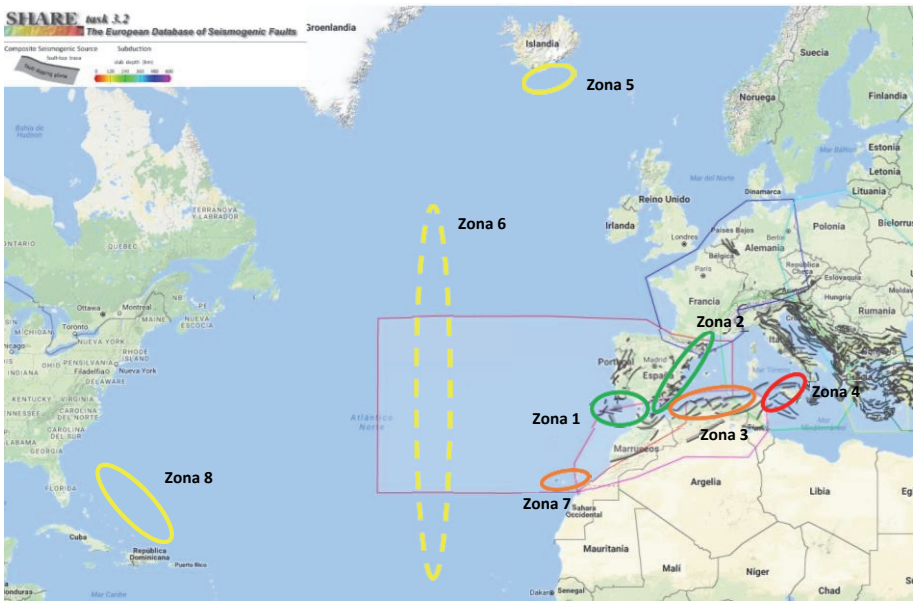


Fig. 3. Sectorización por zonas de ubicación de fallas generadoras de maremotos

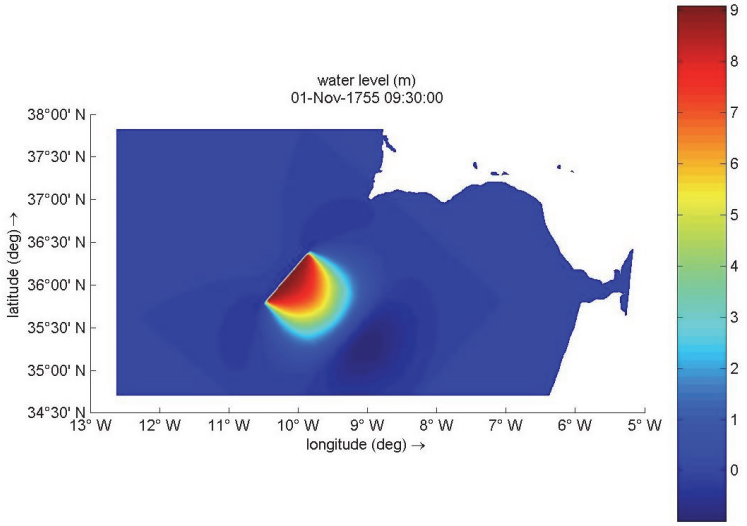


Fig. 4. Ejemplo de condiciones iniciales de elevación del nivel del mar.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

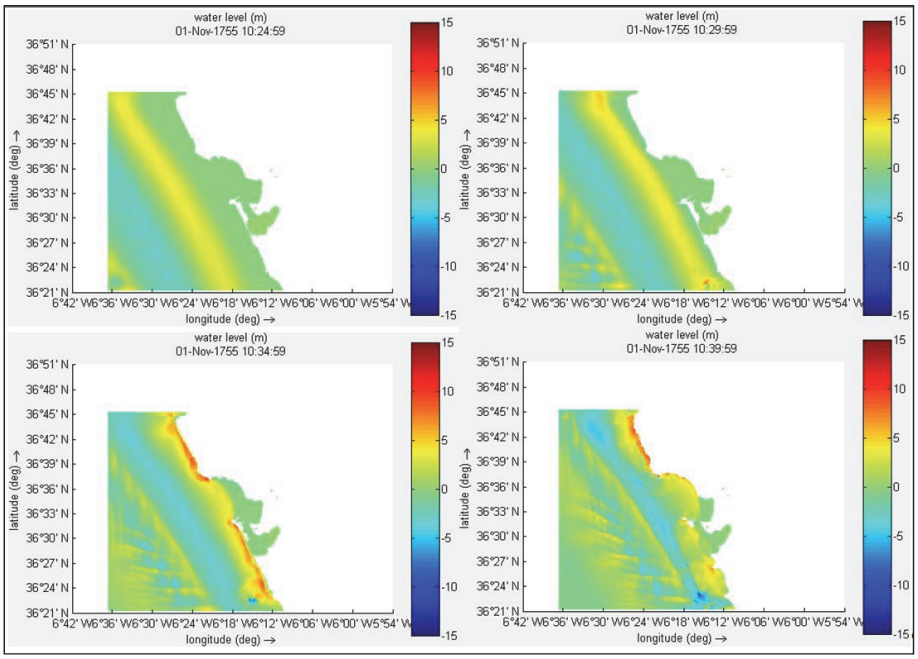


Fig. 5. Instantáneas de la elevación del nivel del mar en una simulación.

5. Generación de mapas de resultados

A partir de los resultados obtenidos en las simulaciones, se elabora la cartografía de peligrosidad haciendo uso de la herramienta ArcGIS. Para ello, es necesario combinar previamente los resultados en puntos concretos de todas las simulaciones realizadas y extraer la elevación máxima esperable en cada punto de la costa española.

Como cartografía de peligrosidad se presenta en la Figura 6 el mapa de elevación máxima generada a lo largo de la costa



Fig. 6. Elevación máxima que podría alcanzarse por efecto de un maremoto

Además de este mapa, para facilitar la comprensión de los fenómenos estudiados y analizar en mayor profundidad los resultados obtenidos en las simulaciones, se presentan los siguientes resultados:

- Mapa de fallas generadoras de la elevación máxima, a partir de los cuales se seleccionan los maremotos "críticos", que son los que generan elevaciones máximas en costa superiores a 0.5 m (Figura 7).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- Mapas de elevación máxima asociada a los maremotos críticos seleccionados. A modo de ejemplo, la Figura 8 muestra las elevaciones máximas asociadas a maremotos generados en la falla de Horseshoe.
- Mapas de elevación máxima superior a 0.5 m, con tiempos de llegada de estas elevaciones máximas y las fallas generadoras asociadas, tal como puede verse en la Figura 9.



Fig. 7. Fallas generadoras de los maremotos que provocarían las mayores elevaciones en la costa española

6. Conclusiones y recomendaciones

Se ha llevado a cabo un estudio determinista de la peligrosidad frente a maremotos en las costas españolas, que ha producido las máximas elevaciones del nivel y los tiempos de llegada para cada comunidad autónoma, Algunos resultados destacables son:

- Las mayores elevaciones se producirían en la costa occidental andaluza y en Canarias, con valores que podrían superar 8 m, asociadas en ambas zonas a eventos generados en las fallas de Marqués de Pombal y de Horseshoe. Los tiempos de llegada de estas elevaciones máximas rondarían 55 minutos en Andalucía y más de una 1 hora en las Islas Canarias. En la costa occidental andaluza también podrían experimentarse maremotos menores con un tiempo de llegada de unos 30 minutos.
- En la costa oriental andaluza los maremotos con mayores elevaciones potenciales son los generados en la falla de Alborán Sur, que podrían alcanzar 5 m en Málaga y en la ciudad autónoma de Melilla, con tiempos de llegada de 20 minutos.
- Las menores elevaciones máximas se dan en la cornisa cantábrica, con valores inferiores a 50 cm en Asturias, Cantabria y País Vasco. El País Vasco es la comunidad autónoma con menores elevaciones máximas, del orden de 20 cm con tiempos de llegada superiores a 6 horas.
- En Galicia se podrían alcanzar elevaciones máximas de casi 2 m, asociadas a eventos de gran magnitud en el Banco de Gorringe, con tiempos de llegada superiores a 1 hora.
- A la costa mediterránea podrían llegar maremotos de muy diversas fuentes, con efectos muy locales. Destaca la falla de La Marina, que podría generar elevaciones máximas superiores a 3 m. En esta costa algunos maremotos se asocian a fallas muy cercanas, por lo que su llegada sería casi instantánea; es el caso de las fallas de Golfo de Rosas, Neotectónica de Barcelona-Tarragona, Crevillente, Santa Pola y La Marina, que podrían producir elevaciones máximas superiores a 1 m.
- La costa norte murciana podría verse afectada por un maremoto generado en la falla de La Marina, con elevaciones en torno a 2 m en unos 30 minutos. En el resto de la costa murciana las elevaciones máximas son inferiores a 50 cm.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- En Baleares no se esperan elevaciones superiores a 1 m. En la franja norte de Mallorca y Menorca las máximas elevaciones estarían asociadas a la falla Neotectónica de Barcelona-Tarragona y no llegarían a 60 cm, con un tiempo de llegada de 20 minutos. En el resto de la costa balear, las elevaciones máximas se asocian a eventos en las fallas de Argelia, con elevaciones de hasta 95 cm y tiempos de llegada del orden de 30 35 minutos.

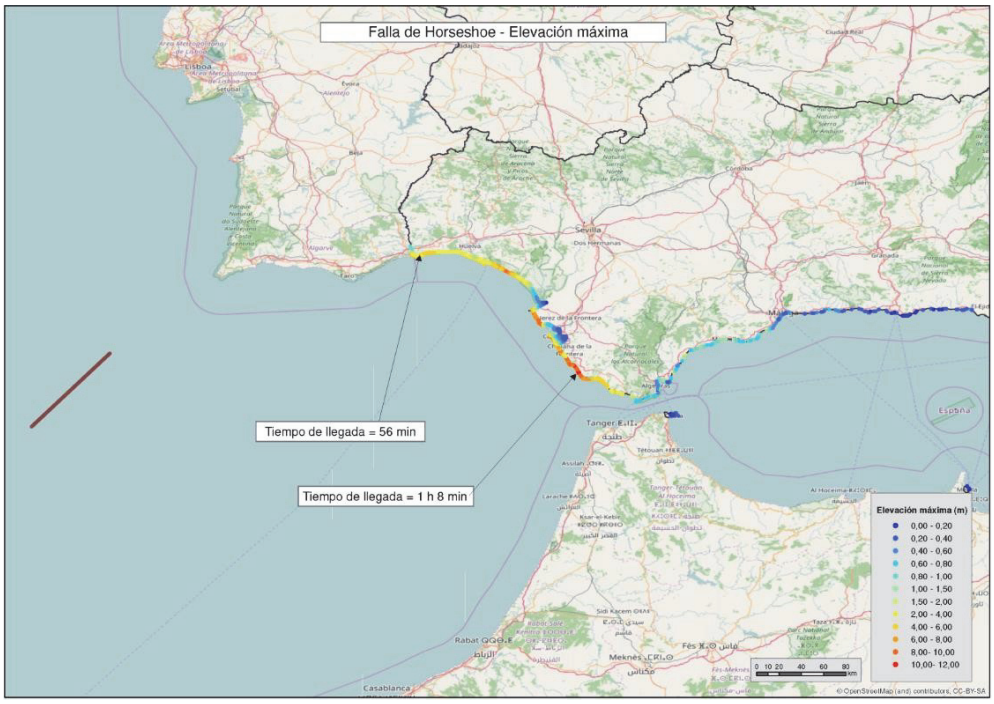


Fig. 8. Elevación máxima esperable asociada al maremoto originado en la falla de Horseshoe y tiempos de llegada de estas elevaciones máximas



Fig. 9. Elevación máxima (superior a 0.5 m) con tiempos de llegada y principales fallas generadoras

- En la ciudad autónoma de Ceuta, se podrían producir elevaciones máximas de 1,20 m como consecuencia de un evento en la falla de Jebha, con un tiempo de llegada de esta elevación máxima de unos 20 minutos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Al haberse empleado una metodología determinista, no se pueden asignar probabilidades de ocurrencia a los resultados anteriores, probabilidades que de hecho están lejos de ser uniformes. En el proceso de identificación de fallas se han observado fuertes diferencias en los períodos de recurrencia, desde 1000-2000 años en las fallas del Banco de Gorringe a decenas de miles de años en ciertas fallas frente a la costa mediterránea.

El análisis realizado es de tipo regional y cumple el objetivo fijado por la Directriz Básica de Planificación de Protección Civil ante el Riesgo de Maremotos, aprobada en el Real Decreto 1053/2015, permitiendo determinar los ámbitos territoriales en que resulta imprescindible, aconsejable o innecesaria la elaboración de los correspondientes planes de protección civil de las comunidades autónomas.

En ese cometido la primera tarea debería ser la elaboración de un estudio específico de peligrosidad frente a maremotos, que se recomienda cuando las elevaciones del nivel en costa pueden alcanzar 50 cm. Los estudios deberían ser probabilistas a fin de suministrar información sobre la probabilidad de ocurrencia de las distintas elevaciones. En este contexto, las fallas identificadas como condicionantes deberían ser objeto de un estudio detallado para cuantificar las incertidumbres de los parámetros que las caracterizan.

Por último, la peligrosidad es sólo un elemento en la determinación del riesgo, cuya evaluación requeriría combinar estos resultados con los de estudios de vulnerabilidad que incorporen las características locales de cada emplazamiento.

Referencias

ÁLVAREZ-GÓMEZ, J.A., OLABARRIETA, O., GONZÁLEZ, M., OTERO, L., CARREÑO, E. y MARTÍNEZ-SOLARES, J.M. (2009) "The Impact of Tsunamis on the Island of Majorca Induced by North Algerian Seismic Sources", Turkish Journal of Earth Sciences, Vol. 19, pp. 367-383.

BASILI R., KASTELIC V., DEMIRCIOGLU M.B., GARCIA MORENO D., NEMSER E.S., PETRICCA P., SBORAS S.P., BESANA-OSTMAN G.M., CABRAL J., CAMELBEECK T., CAPUTO R., DANCIU L., DOMAC H., FONSECA J., GARCÍA-MAYORDOMO J., GIARDINI D., GLAVATOVIC B., GULEN L., INCE Y., PAVLIDES S., SESETYAN K., TARABUSI G., TIBERTI M.M., UTKUCU M., VALENSISE G., VANNESTE K., VILANOVA S. Y WÖSSNER J.
(2013). "The European Database of Seismogenic Faults (EDSF) compiled in the framework of the Project SHARE" http://diss.rm.ingv.it/share-edsf/, doi: 10.6092/INGV.IT-SHARE-EDSF.

GARCIA-MAYORDOMO, J., INSUA-AREVALO, J.M. MARTÍNEZ-DÍAZ, J.J. JIMENEZ-DIAZ, A. MARTIN-BANDA, R. MARTIN-ALFAGEME, S. ÁLVAREZ-GOMEZ, J.A., RODRIGUEZ-PECES, M. PEREZ-LOPEZ, R. RODRIGUEZ-PASCUA, M.A. MASANA, E. PEREA, H. MARTIN-GONZALEZ, F. GINER-ROBLES, J. NEMSER,
E.S. CABRAL, J. AND THE QAFI COMPILERS WORKING GROUP (2012) "The Quaternary Active Faults Database of Iberia (QAFI v.2.0)", Journal of Iberian Geology, 38(1): 285-302.

HANKS, T.C. AND KANAMORI, H. (1979) "A Moment Magnitude Scale", Journal of Geophysical Research, Vol. 84, No. B5.

IAEA – International Atomic Energy Agency (2015) "Ground Motion Simulation Based on Fault Rupture Modelling for Seismic Hazard Assessment", IAEA Safety Reports Series No. 85.

IGME – Instituto Geológico y Minero de España (2016) "QAFI – Quaternary Active Faults Database of Iberia v.3", http://info.igme.es/qafi, último acceso 14 octubre

ITGE y ENRESA (1998) "Mapa Neotectónico y Sismotectónico de España", 2 Vol. 2 mapas.

MEZCUA, J., BUFORN, E., UDIAS, A. Y RUEDA, J. (1992) "Seismotectonics of the Canary Islands", Tectonophysics, Vol. 208, Issue 4, pp. 447–452

OKADA, Y. (1985) "Surface Deformation Due to Shear and Tensile Faults in a Half-Space", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 75, No. 4, pp. 1135-1154

STIRLING, M.W. Y GODED, T. (2012) "Magnitude Scaling Relationships", Report Produced for the GEM Faulted Earth & Regionalisation Global Components, GNS Science Miscellaneous Series 42.

WELLS, D.L. Y COPPERSMITH, K.J. (1994) "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Barreras naturales para la defensa de la costa: marco estratégico y aplicaciones

Menéndez, Pelayo[a]; Losada, Iñigo J.[a]; Beck, Michael W.[b] y Reguero, Borja G.[b]
[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria – Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011 Santander. menendezfp@unican.es, [b]The Nature of Conservancy, Center for Ocean Health, 100 Shaffer Road, University of California, Santa Cruz, CA, USA. mbeck@tnc.org

Resumen

Los riesgos frente a la erosión e inundación en zonas costeras han aumentado durante las últimas décadas, poniendo de manifiesto la vulnerabilidad de las infraestructuras actuales para hacer frente a estos impactos. Ejemplo de ello son las consecuencias de los temporales de Febrero y Marzo de 2014 que produjeron unos costes de reparación en la costa cantábrica de más de 35 millones de euros (MAPAMA). Las soluciones convencionales de la ingeniería de costas, basadas en estructuras rígidas, pueden verse cada vez más comprometidas por la nueva situación climática, haciendo que sus costes de mantenimiento lleguen a ser insostenibles para algunas proyecciones futuras.

También se ha visto aumentado riesgo en zonas costeras a escala global, densamente pobladas (23% de la población mundial y el 50% de la gente pobre, Small & Nicholls 2003). Esto las convierte en áreas más vulnerables frente a amenazas climáticas como la subida del nivel del mar, oleaje, mareas y viento (Wong et al. 2014). En este contexto, ecosistemas naturales, como los arrecifes de coral, los manglares, humedales o las playas y dunas, proporcionan servicios ecológicos, culturales, económicos y de protección básicos para la subsistencia de estas comunidades. Sin embargo, estos servicios se ven amenazados por la degradación, observada y prevista, de estos ecosistemas (30% de la cobertura de coral desaparecida en las tres últimas décadas; Barbier 2008; y 60% más de pérdida estimada en los próximos 30 años).

Palabras clave: *protección costera, cota de inundación, cambio climático, modelos hidrodinámicos, modelos de inundación.*

1. Objetivos

El objetivo es demostrar que la conservación, restauración, potenciación o creación de nuevos servicios naturales costeros, puede ser una alternativa de protección, sostenible ambiental y económicamente, para ser usada sola o conjuntamente con soluciones convencionales. La evaluación cuantitativa de los servicios de protección prestados por los ecosistemas costeros y su afección por el cambio climático requiere una metodología robusta, bases de datos específicas y modelos matemáticos capaces de reproducir los procesos relevantes, Además de herramientas predictivas capaces de asistir al diseño, proyecto y construcción, así como de informar los análisis de coste-beneficio, equiparando el proceso de toma de decisiones al utilizado en la ingeniería convencional.

2. Metodología

A raíz de este análisis surgen cuatro preguntas, cuyas respuestas pueden sentar las líneas de futuras estrategias de adaptación basadas en soluciones naturales y proporcionar a los gobiernos, gestores o aseguradoras, soporte científico que les ayude en la toma de decisiones y en las políticas de adaptación frente al cambio climático: ¿Por qué están desapareciendo los ecosistemas costeros? ¿Cuál es el valor global de cada ecosistema? ¿Cómo responderán estos ecosistemas ante el cambio climático? ¿Cómo podemos gestionar su desaparición y potenciar su uso como alternativa a las soluciones convencionales?

Los impactos directos de la actividad humana son la principal razón de la desaparición de los ecosistemas marinos, por delante del Cambio Climático (Scavia et al. 2002; Lotze et al. 2006). Por ello, se requiere una metodología para evaluar los servicios de protección, abordable a diferentes escalas, y que proporcione una valoración económica de cada

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ecosistema, para informar a los gobiernos o cualquier organismo interesado del valor de las posibles alternativas de restauración y adaptación ante escenarios futuros. Solo a partir de una metodología robusta se plantea llegar a definir una guía de medidas de adaptación que ayude a optar por soluciones naturales, artificiales o híbridas según el contexto que se trate. Esta metodología general se articula en base a cinco pasos:

1. Determinación de las bases de datos climáticas "offshore" (viento, olas, marea astronómica, marea meteorológica, nivel del mar, ciclones tropicales…)
2. Transferencia de las condiciones climáticas desde las zonas "offshore" a zonas "nearshore" (downscaling), mediante herramientas numéricas y estadísticas.
3. Efecto de cada tipo de ecosistema en la propagación las dinámicas.
4. Determinación de los impactos de erosión e inundación.
5. Cuantificación de las consecuencias, valoración de las propuestas de adaptación y creación de una herramienta para la ayuda a la toma de decisiones.

3. Aplicación

Se mostrará una aplicación de la metodología que se ha puesto en marcha a escala global para cuantificar económicamente el valor de los arrecifes de coral y el riesgo asociado a su hipotética desaparición. Entre las conclusiones a las que se ha llegado destaca que el valor de los daños materiales asociados a un evento de periodo de retorno de 100 años en caso de pérdida total de la cobertura de coral (menor fricción y por consiguiente, menor capacidad de disipación del oleaje) asciende a 272.000 mill.$ en todo el mundo (20% del PIB de España), resultado de la inundación de casi 50.000 km2 adicionales (10% de la superficie de España); cifra que ascendería a final de siglo ante un escenario de subida de nivel del mar RCP 8.5 a los 70.000 km2 (14% de la superficie de España). Sin embargo, el interés práctico de cuantificar el valor de los arrecifes de coral reside en escalas más pequeñas (nacionales o locales) que permitan a los gobiernos incluir el valor del capital natural en sus cuentas. Por ello, en este análisis se ha establecido un ranking por país de pérdidas económicas medias anuales asociadas a la desaparición de los arrecifes de coral, situándose a la cabeza del mismo, países como Indonesia (639 mill$), Philipinas (590 mill$) o México (452 mill$).

Agradecimientos

Este trabajo está subvencionado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte del Gobierno de España (Beca FPI, Convocatoria 2015).

Referencias

ÁLVAREZ FANJUL, E., PÉREZ GÓMEZ, B. Y RODRÍGUEZ SÁNCHEZ-ARÉVALO, I. (2001). "Nivmar: a storm surge forecasting system for Spanish Waters". *SCI. MAR.*, 65 (Suppl. 1): 145-154.

BARBIER, EB (2007). "Valuing ecosystem services as productive inputs". *Economic Policy* (49):178-229.

WONG, P.P., LOSADA, I.J., GATTUSO, J-P, HINKEL, J. (2014). "Coastal systems and low-lying areas." In: Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Part A: Global and Sectoral Aspects. Contribution of Working Group II to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 2014, pp. 361-409.coastal cities. *Nature Climate Change* 3(9):802-806.

LOTZE, H. K., LENIHAN, H. S., BOURQUE, B. J., BRADBURY, R. H., COOKE, R. G., KAY, M. C., ... & JACKSON, J. B. (2006). "Depletion, degradation, and recovery potential of estuaries and coastal seas". *Science*, 312(5781), 1806-1809.

SCAVIA, D., FIELD, J. C., BOESCH, D. F., BUDDEMEIER, R. W., BURKETT, V., CAYAN, D. R. & REED, D. J. (2002). "Climate change impacts on US coastal and marine ecosystems". *Estuaries*, 25(2), 149-164

SMALL, C., & NICHOLLS, R. J. (2003). "A global analysis of human settlement in coastal zones". *Journal of Coastal Research*, 19(3): 584-599.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Ensayo en Modelo Físico a Gran Escala de las Operaciones de Reperfilado de Playas para la Protección del Territorio frente a Temporales de Oleaje

Sánchez-González, José Francisco[a]; Martín-Hidalgo, Melva[a] y de la Peña Olivas, José Manuel[c]
[a] Centro de Estudios de Puertos y Costas (Centro de Experimentación de Obras Públicas), C/Antonio López, nº 81, 28026 Madrid, jose.f.sanchez@cedex.es, melva.martin@cedex.es, jose.m.pena@cedex.es

Resumen

El objetivo de este trabajo es analizar la eficacia de dos alternativas de actuación basadas en el reperfilado de playas en mares con mareas de hasta 4.5 m (mareas vivas en el mar Cantábrico), para mejorar temporalmente la protección de paseos marítimos en previsión de oleajes extremos coincidentes con un nivel del mar muy elevado. Debe tenerse en cuenta que las condiciones consideradas como extraordinarias hoy en día, podrían ser habituales tras el eventual ascenso del nivel del mar como consecuencia del cambio climático.

Este análisis se ha llevado a cabo mediante el ensayo en modelo físico 2D a gran escala, con fondo móvil, de un perfil de playa sometido a oleajes erosivos y acumulativos de distinta intensidad y duración, bajo distintas condiciones de protección.

En esta ponencia se describe la metodología empleada en este estudio, cuyos resultados aún no están disponibles por no haberse entregado al cliente (DGSCM).

Palabras clave: *Modelo, físico, gran, escala, reperfilado, playas, protección, inundaciones, duna, berma*

1. Introducción

El objetivo principal del trabajo es analizar la eficacia de dos tipos de actuación en playas de urbanas de mares con marea. Estas actuaciones consisten en modificar el perfil de playa con el fin de proteger provisionalmente sus paseos marítimos, en previsión del ataque de temporales de oleaje coincidentes con un nivel del mar muy elevado (más de 4.0 m de rango de marea, o mareas vivas en el mar Cantábrico). Estas condiciones, consideradas como extraordinarias hoy en día, podrían ser condiciones habituales en el contexto de un eventual ascenso del nivel medio del mar como consecuencia del cambio climático.

Los resultados del estudio permitirán elaborar unas recomendaciones de actuación en playas, al objeto de que se pueda disponer de un instrumento de gestión de playas cuando los servicios meteorológicos pronostiquen la llegada de fuertes temporales de oleaje.

Para ello, se ha ensayado un perfil de playa en modelo físico 2D a gran escala, con fondo móvil, y sometido a oleajes erosivos de intensidad media y alta, así como a oleajes acumulativos, de baja altura de ola y largo periodo.

Aprovechando la ejecución de este modelo a gran escala, se podrán estudiar también otros aspectos relacionados con el perfil de playa y las actuaciones descritas, como por ejemplo:

- los efectos de escala en ensayos 2D con fondo móvil.
- el remonte en playas,
- la dinámica del perfil de playa.

Tal como se ha indicado, se han considerado dos alternativas de actuación, siendo una restricción fundamental que no puede incorporarse nuevo material a la playa, es decir, la actuación únicamente conlleva la modificación del perfil de playa. Adicionalmente, se pretende que las actuaciones puedan realizarse exclusivamente por medios mecánicos (retroexcavadora y pala).

En estas condiciones, la primera alternativa consiste en crear una duna artificial con arena procedente de la parte superior de la berma (la que se encuentra más próxima al muro del hipotético paseo marítimo). Se considerará eficaz

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

esta alternativa cuando actúe como si se tratase de una duna, proporcionando el material necesario para la formación de un perfil disipativo y evitando que se produzcan rebases en el paseo marítimo.

La segunda alternativa consiste en anticipar el movimiento natural del sedimento en el perfil, que pasa de la zona intermareal a la sumergida para formar un perfil más tendido y disipativo. Dadas las restricciones impuestas, en esta segunda alternativa el movimiento de arena estará confinado a la playa emergida, por lo que únicamente podrá moverse material desde la berma hacia la terraza de bajamar, con el fin de favorecer la formación de un perfil disipativo antes de que lleguen los temporales más energéticos, pero sin sobrepasar la orilla. Se considerará eficaz esta alternativa si se reduce el *runup* en la playa y se limitan los rebases sobre el paseo marítimo.

Teniendo en cuenta que el trabajo pretende dictaminar cuáles son las zonas de préstamo y acopio más apropiadas en las actuaciones de reperfilado de playas con propósitos defensivos, se ha considerado que el perfil de playa debe ser realista y representativo de mares con marea, disponiendo de una berma ancha, un frente de playa estrecho (zona intermareal), una terraza de bajamar y la zona de rotura y asomeramiento, Figura 1.

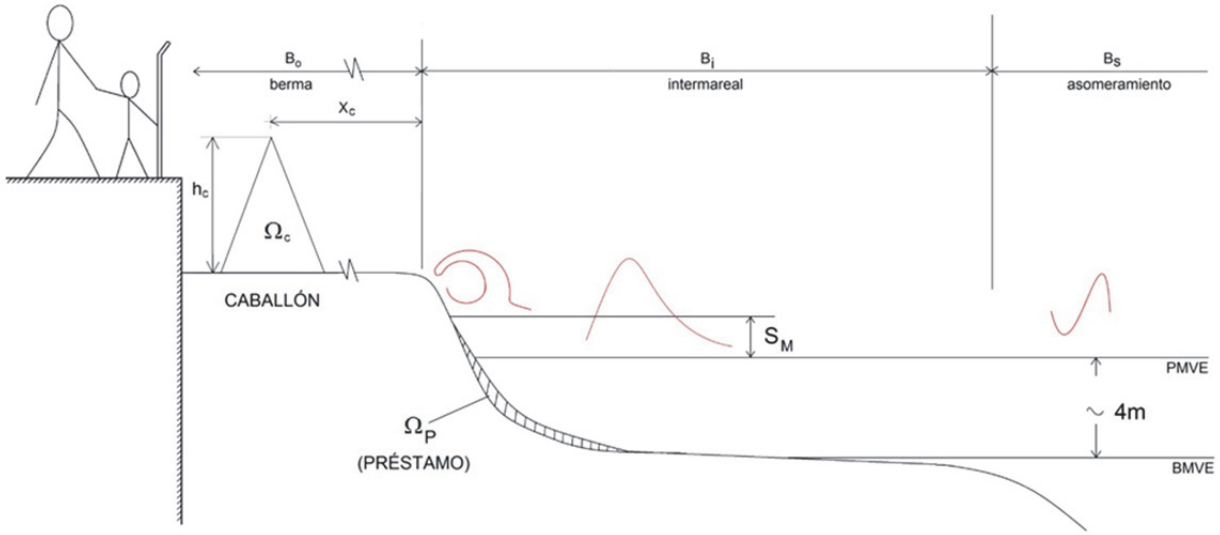


Figura 1. Perfil tipo a reproducir en el modelo. Principales variables del problema.

Este planteamiento más realista, no obstante, presenta algunas desventajas, ya que tienen que evitarse geometrías irreales (más simples) de playa, por ejemplo pendientes uniformes o perfiles únicos como el de Dean. Por ello, en el problema estudiado se han tenido numerosas variables (anchura y elevación de la berma, pendiente del frente de playa y de la terraza de bajamar, etc., Figura 1) que dificultan su análisis dimensional.

Con este planteamiento, se ha considerado como prototipo el perfil de playa de Orzán/Riazor, por dos motivos: en primer lugar, porque en ella se realizan habitualmente movimientos de material para formar dunas al comienzo del invierno, y en segundo lugar, porque la playa tiene un tamaño de árido medio-grueso, lo cual permite reducir los efectos de escala del modelo físico. De este modo, y teniendo en cuenta las características de la instalación de ensayos (descrita más adelante), la escala del modelo resultante es 1/12, que puede considerarse gran escala.

La selección de la playa de Orzán/Riazor para el modelo tiene como principal ventaja que permite comprobar los resultados del modelo con datos reales, siendo además los efectos de escala del modelo de menor importancia. Como contrapartida, su perfil de playa no es común en el Cantábrico, lo cual limita la aplicación directa de los resultados del ensayo, siendo necesario extrapolar sus resultados y extraer conclusiones desde el punto de vista cualitativo, para poder abarcar todo el espectro de playas existente.

Para definir la sección ensayada se tomó un perfil típico de bonanza correspondiente a una campaña de toma de datos de Julio de 2016 recogida en el informe “Seguimiento Morfodinámico de Playas. Levantamiento Topo-Batimétrico de la playas en la ensanada de Orzán/Riazor (A Coruña)”, CEDEX, 2017.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2. Descripción de los ensayos

Todos los ensayos se iniciaban con un perfil de playa típico de situaciones de bonanza climática ("perfil de verano"), y trataron de reproducir, en un tiempo de ensayo razonable, las diferentes situaciones climáticas por las que pasa la playa desde el final del verano hasta comienzos de la primavera. De este modo se pretendía evaluar el movimiento transversal de sedimentos desde la berma hacia las barras, cuantificando tasas de transporte, profundidad de la barra, etc.

Con estos ensayos se pretendía analizar el comportamiento de diversas alternativas de actuación en los que se ha reproducido el mismo programa de oleajes, variando el estado del perfil en el momento de la actuación y la tipología de reperfilado. A continuación se describen las diversas situaciones de ensayo resultantes de este planteamiento. Más adelante se detallarán las condiciones de oleaje y nivel del mar de ensayo.

- Situación 0. Comportamiento natural de la playa

Esta primera fase de ensayos se llevó a cabo con objeto de conocer el comportamiento de la playa sin ninguna actuación. De este modo, la eficacia de dichas actuaciones se mediría por comparación entre esta Situación 0 y las distintas Situaciones reproducidas en ensayos posteriores.

Tanto en esta como en las restantes Situaciones, las principales variables/resultados analizados fueron: evolución del perfil de playa ; el remonte del oleaje (*runup*) ; la rotura y disipación del oleaje ; por último, los rebases sobre el paseo marítimo.

- Situaciones 1-A y 1-B. Actuaciones en el perfil erosionado

Estas dos Situaciones se consideran en principio las actuaciones más normales a realizar en el transcurso normal de la playa. En ellas, el reperfilado se lleva a cabo sobre un perfil erosionado por oleajes de intensidad media, de manera que el perfil sobre el cual se actúa se encuentra en transición verano - invierno. En este perfil, la barra de la zona sumergida es todavía incipiente y la berma está ligeramente erosionada.

Dentro de esta Situación se llevaron a cabo dos ensayos, uno en el que se reprodujo la duna sobre la berma (1-A), y el segundo en el que trató de anticiparse el movimiento transversal natural del perfil (1-B):

  - Situación 1 - A: Duna artificial en la berma próxima al frente de playa.
  - Situación 1 - B: Desplazamiento de arena desde la berma hacia la orilla de bajamar.

Una vez llevado a cabo el reperfilado, se continuaron con los oleajes siguiendo la misma secuencia programada para todos los ensayos.

3. Características generales de los ensayos

3.1 Canal de ensayo, ley de semejanza y escala del modelo

Los ensayos se están llevando a cabo en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala ("canal de gran escala", en otras secciones de este Informe) del Laboratorio de Experimentación Marítima del CEDEX, Figura 2. Las principales características de esta instalación se resumen a continuación:

- Dimensiones: 90 m de longitud, 3.6 m de anchura y profundidad variable de 6 m en la zona generación oleaje a 4.5 m en la de ensayo.
- Pala rotacional oleo hidráulica con trasdós en seco.
- Sistema oleohidráulico de generación de oleaje de 300 kW de potencia.
- Generación de oleaje regular e irregular, con altura de ola máxima 1.60 m para oleaje monocromático y HS ≈ 1 m para oleaje irregular con espectro de banda estrecha.
- Sistema de absorción activa de oleaje reflejado.
- Fondo regulable en altura mediante placas independientes

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 2. Perspectiva del Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala del Laboratorio de Experimentación Marítima del CEDEX.

Tal y como se realiza habitualmente en este tipo de ensayos hidráulicos con superficie libre, donde las fuerzas predominantes son las de gravedad, se ha utilizado el criterio de Froude para establecer la semejanza entre el flujo a las escalas de modelo y prototipo.

En cuanto a la escala del ensayo, tal como se ha señalado anteriormente, se ha adoptado la escala geométrica 1/12, como resultado de armonizar los siguientes factores:

- perfil de playa a modelizar (profundidad y distancia) y dimensiones del canal,
- posibilidades para reproducir el sedimento minimizando los efectos de escala,
- capacidad del sistema de generación de oleaje para reproducir los oleajes extremales.

De estos tres factores, la principal limitación del modelo es la altura de ola que puede generar el canal de ensayo, de hasta Hs = 6.5 m para periodos de pico de Tp = 16 s. El perfil de playa a modelizar y los posibles efectos de escala se tratan a continuación en sendos epígrafes.

3.2 Geometría del modelo

El perfil de playa inicial para cada ensayo se ha definido a partir de un perfil de la playa de Orzán medido por el CEDEX en julio de 2016, en el marco del trabajo "Seguimiento Morfodinámico de Playas: Levantamiento Topo-Batimétrico de las playas en la Ensenada de Orzán/Riazor (A Coruña)", de clave CEDEX 22-414-5-004. Se trata, por tanto, de un perfil típico de bonanza, que se representa de forma esquemática, con el resto del canal, en la Figura 3.

Teniendo en cuenta las características del perfil, la escala de ensayos y las dimensiones del canal, la longitud del modelo con fondo móvil se ha establecido en 50.5 m, equivalentes a unos 600 m en prototipo. Con respecto a las elevaciones, la berma se ha situado a la cota +8.70 m, y la cota mínima en -19.2 m, ambas referidas al datum del puerto de A Coruña, unos 0.5 m por debajo del nivel BMVE.

Teniendo en cuenta estas dimensiones y las del perfil medido en julio de 2016 en la playa de Orzán, ha sido necesario incrementar la pendiente en la zona más profunda del perfil, al objeto de se pueda alcanzar la cota -12 m rápidamente. Por encima de dicha cota (zona de rotura y playa seca) el perfil sí se ajusta a la geometría real de las playas de Orzán/Riazor.

En el perfil se ha incluido también un muro representativo del paseo marítimo, coronado a la cota +10 m, considerado parte del modelo y que servirá para obtener una idea del alcance del mar y la magnitud de los rebases cuando el oleaje supere la cota de la berma y del muro. En cuanto a la zona de generación, la profundidad en prototipo varía en función de la marea, aproximadamente entre 38 y 43 m.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

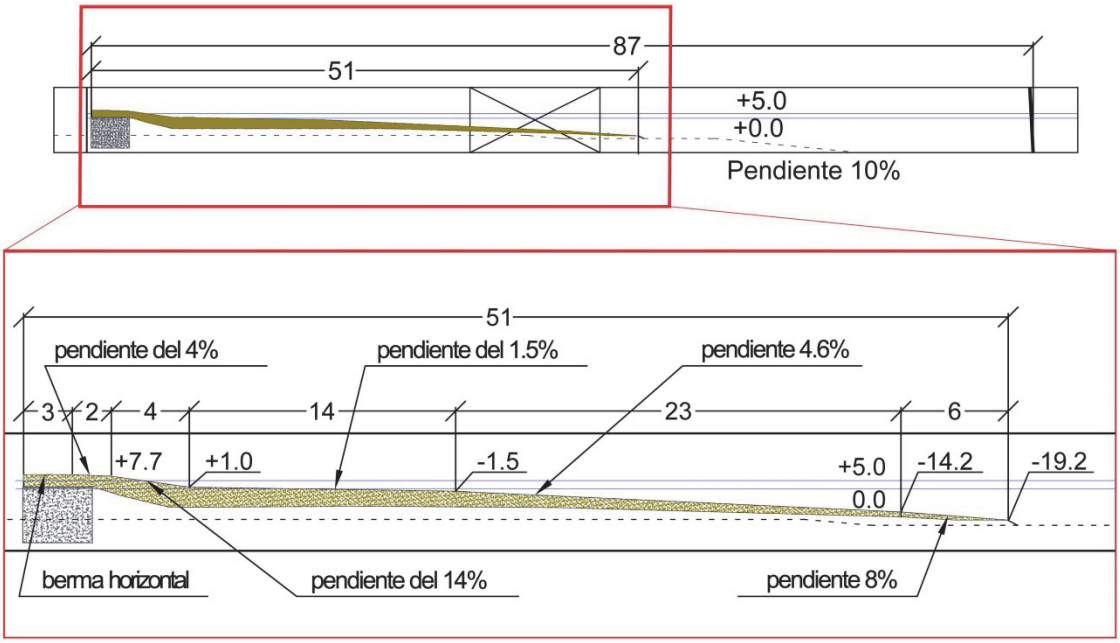


Figura 3. Geometría del modelo: distancias (en unidades de modelo), cotas (en unidades de prototipo) y pendientes.

Para determinar el tamaño equivalente en prototipo del sedimento empleado en el ensayo se ha impuesto la equivalencia de la velocidad adimensional de caída del sedimento (Hughes, 1993; Dean, 1985) en modelo y prototipo.

Por lo que al tamaño de grano en prototipo respecta, se han considerado los resultados del análisis granulométrico de diversas muestras de arena tomadas durante el levantamiento topo-batimétrico de las playas de Orzán y Riazor (trabajo referido anteriormente). Según se indica en este trabajo, el diámetro medio de la arena, desde el frente de playa hasta 7.5 m de profundidad, se sitúa en unos 0.60 mm, si bien con mucha variabilidad a lo largo de la playa.

Sustituyendo en las ecuaciones de la velocidad de caída del grano Hallermeier (1981) los distintos valores de escala, viscosidad del fluido, tamaño de arena en prototipo y densidad del sedimento, se obtiene finalmente un valor del diámetro del grano equivalente en modelo $D_{50,m} \approx 0{,}18$ mm. En los ensayos realizados en el CEDEX se ha empleado un material con tamaño igual al requerido, por lo que se espera que no se produzcan efectos de escala en la zona de rotura del oleaje.

3.3 Nivel de agua de ensayo

Dado que entre las premisas de este trabajo está la presencia de mareas, los ensayos se realizan tratando de reproducir las curvas de marea reales, rectificadas en los tramos de bajamar y pleamar, para que el nivel sea constante, al objeto de facilitar la medida de oleaje. Esta alteración no supone una gran diferencia con respecto a la curva real, como se aprecia en la Figura 4, siempre y cuando se fijen bien las duraciones de sendas estoas. Considerando la escala del modelo, se ha fijado la duración de estas dos fases en 36 minutos en modelo, equivalentes a unas 2 h en prototipo. Redondeando la duración del ciclo de marea a 12 horas, resulta siguiente división del ciclo de marea:

- Llenante: 68 minutos, nivel variable desde la cota +1.0 hasta la cota +5.0
- Pleamar: 36 minutos, nivel constante a la cota +5.0
- Vaciante: 68 minutos, nivel variable desde la cota +5.0 hasta la cota +1.0
- Bajamar: 36 minutos, nivel constante a la cota +1.0

Dado que se pretende ensayar situaciones con elevado nivel del mar, se ha considerado para ensayar una marea de rango 4 m (marea viva), a la cual se ha añadido una sobreelevación por marea meteorológica muy alta, 0.5 m. Teniendo en cuenta que la referencia de elevaciones en este trabajo es el cero REDMAR del puerto de A Coruña, situado unos 0.5 m por debajo de la BMVE o LAT, se tiene la curva de marea de ensayo representada en la Figura 4.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como puede verse en la figura, la elevación máxima del nivel del mar de ensayo es de 5 m, valor típico de los extremos registrados anualmente en el mareógrafo del puerto de A Coruña. Para tener una idea de la magnitud de dichos extremos, puede considerarse, por ejemplo la cota correspondiente al percentil del 95%, ligeramente inferior a 4.25 m sobre el cero REDMAR, es decir, 0.75 m inferior a la de ensayos.

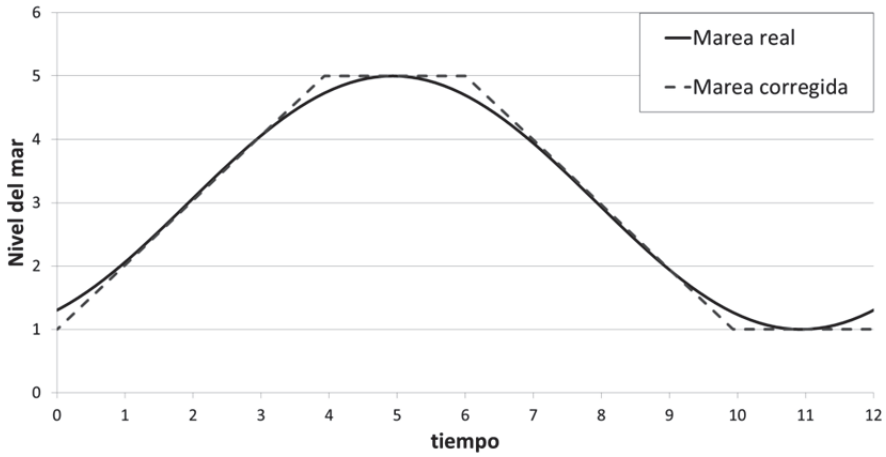


Figura 4. Curvas de marea real (continua) y de ensayo (discontinua).

3.4 Oleajes de ensayo

Tal como se indicaba en el epígrafe 2, todos los ensayos comienzan con un perfil de playa típico de situaciones de bonanza climática ("perfil de verano"), y tratan de reproducir, en un tiempo razonable, diferentes situaciones climáticas por las que pasa una playa a lo largo de un ciclo anual. De este modo, se pretende evaluar el movimiento transversal de sedimentos desde la berma hacia las barras, cuantificando tasas de transporte, profundidad de la barra, etc.

Para ello, cada ensayo se divide en varias fases, al objeto de llevar a cabo un seguimiento minucioso de la evolución del perfil de playa y poder construir las diferentes actuaciones a estudiar en distintos momentos. Las distintas fases de oleaje, que se detallan a continuación, se pueden resumir en tres:

- Oleaje de bonanza
- Temporal de intensidad media
- Temporal de intensidad alta

El oleaje de bonanza se caracteriza por ser acumulativo, por lo que se ha definido siguiendo los trabajos de Sunamura y Horikawa (1974), por una altura de ola significante de H_S = 1m y un periodo de pico T_P = 18s.

Debido a que los procesos de acumulación requieren más tiempo que los de erosión, la duración de estos oleajes también es superior a la de los temporales definidos a continuación. No obstante, la duración del oleaje de bonanza inicial se ha limitado a 4 ciclos de marea (2 días), debido a que el perfil tipo con el que se inicia el ensayo se corresponde con un perfil típico de bonanza.

La segunda fase de cada ensayo se corresponde con un temporal de oleaje típico de otoño, con una duración de 3 ciclos de marea (1.5 días en prototipo), y una altura de ola significante creciente, desde H_S = 2 m hasta H_S = 4 m. Finalmente, el tercer escenario climático corresponde a un temporal típico de invierno, con una duración de 3 ciclos de marea (1.5 días en prototipo).

En estas dos últimas fases, cada ciclo de marea se corresponde con una altura de ola significante y periodo de pico constantes, salvo en el tramo de pleamar, donde se ensayan dos periodos al objeto de disponer de información sobre la influencia de este parámetro. El periodo de pico en los oleajes medios y extremos se ha determinado en función de la altura de ola significante, siguiendo las expresiones dadas por el régimen extremal de la Boya de A Coruña que proporciona Puertos del Estado (Tabla 1).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Boya	Relación Tp(Hs)	Hs = 2 m	Hs = 4 m	Hs = 6 m
A Coruña	$Tp = 9.16\ Hs^{0.26}$	11.0	13.1	14.5

Tabla 1. Relación entre la altura de ola significante correspondientes al temporal de intensidad media y su periodo de pico según el régimen extremal en la Boya de A Coruña, de Puertos del Estado

Las principales características de los oleajes de ensayo se resumen en la Tabla 2.

Ciclo de Marea	Hs (m)	Tp (s)	Tp* (s)	Duración (h)
1 - 4	1.0	18.0	-	4 x 12 = 48
5	2.0	11.0	13.0	12
6	3.0	12.0	14.0	12
7	4.0	13.0	15.0	12
8	4.5	13.5	15.5	12
9	5.5	14.0	13.0	12
10	6.5	14.0	16.0	12

Tp*: Segundo periodo ensayado en el tramo de pleamar

Tabla 2. Oleajes de ensayo, en unidades de prototipo

Como puede verse, la altura de ola significante máxima de ensayo es relativamente pequeña en comparación con las alturas de ola que se presentan en la realidad en el litoral cantábrico y gallego. La razón es que en el ensayo la altura de ola viene limitada por el sistema de generación del modelo, capaz de generar, para la escala y profundidad de agua de ensayo una Hs máxima de 6.5 m, para un periodo de pico de 16 s.

No obstante, esta limitación no tendrá excesiva influencia en los resultados del modelo, pues los primeros rebases de la berma de la playa se producen para oleajes inferiores (4 ó 4.5 m), lo cual permite evaluar adecuadamente la eficacia de las dos alternativas de actuación analizadas en este trabajo.

4. Generación de oleaje, instrumentación y medidas

4.1 Generación y medida de oleaje

La generación de oleaje, así como la adquisición y análisis de datos se realizaron mediante la aplicación GEDAP, software desarrollado por el NRC Hydraulics Laboratory de Canadá. Durante el ensayo, el oleaje generado se midió en todo momento, al objeto de comprobar que sus características se ajustaban a las condiciones previstas en el apartado anterior. Para ello, se emplearon 14 sondas capacitativas, que registraban a una frecuencia de muestreo de 40 Hz.

Cerca de la pala de generación, el canal de gran escala cuenta tres sondas que puede utilizar para llevar a cabo la absorción activa de oleaje, aunque en este caso, dado que el objeto de ensayo es una playa, no se ha utilizado. Este mismo sistema de tres sondas permite separar la altura de ola incidente y la reflejada, para lo cual se emplea el método de separación de Mansard y Funke (1981).

Además de las tres sondas descritas anteriormente, que están situadas fuera del perfil, se dispusieron otras 11 sondas con el fin de estudiar la variación del oleaje durante su propagación, rotura y ascenso a lo largo del perfil (Figura 5). De estas sondas, la S03 y S04 no registraban oleaje, sino que sirvieron para medir el runup sobre el frente de playa; las sondas S05 y S06 medían el setup más el oleaje ya roto que llegaba a la orilla; la Figura 6 muestra este grupo de cuatro sondas situado en el frente de playa. Más alejadas de la orilla se encontraban las sondas S07 a S13, que permitieron caracterizar el setdown, asomeramiento, rotura y disipación del oleaje.

Los resultados de oleaje medido por las sondas se pueden resumir como se presenta en la Figura 7, que muestra la evolución de la altura significante y el setup o setdown a lo largo del canal.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

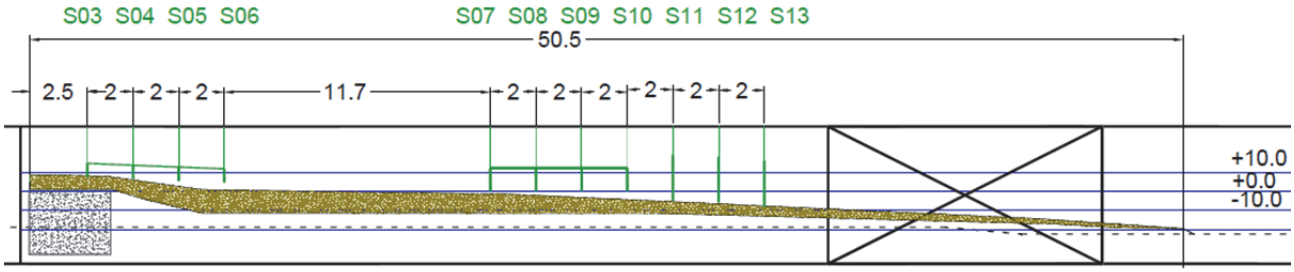


Figura 5. Disposición de las sondas S03 a S13 sobre el perfil ensayado.



Figura 6. Sondas S03 a S06, situadas en el frente de playa

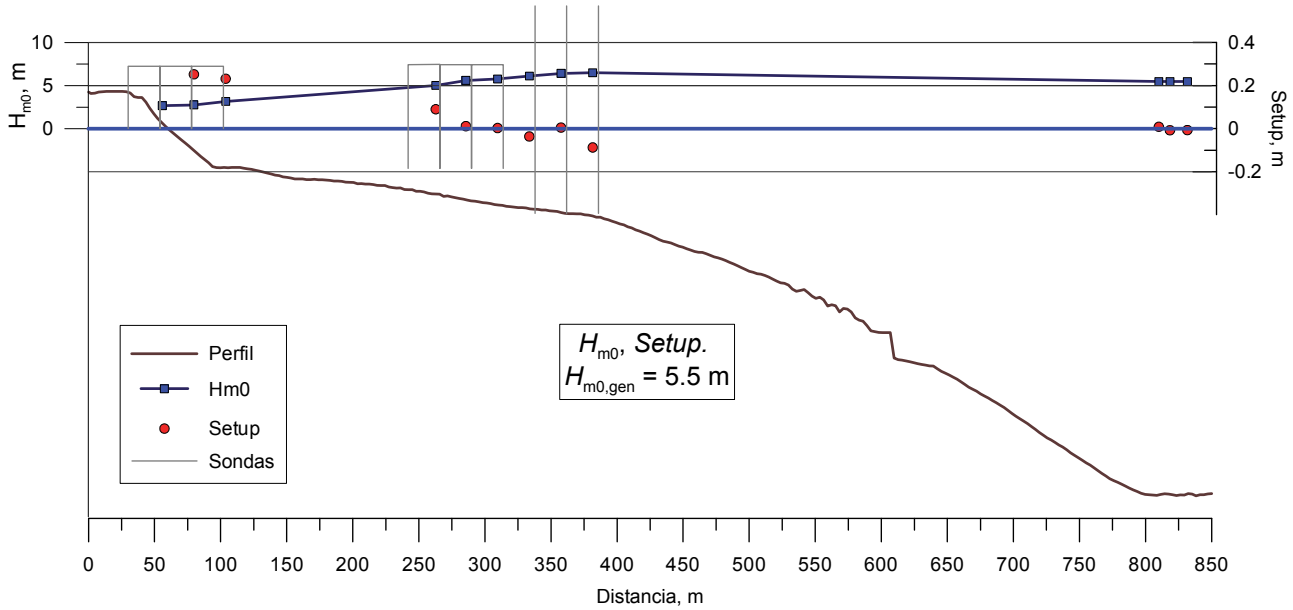


Figura 7. Propagación del oleaje en la playa. Situación 0 - 3ª Fase. Oleaje generado: Hs = 5.5 m.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4.2 Medida de la evolución del perfil

En este trabajo se ha empleado un escáner láser 3D para el seguimiento de la evolución del perfil a lo largo de las distintas fases del ensayo. Para ello, se realizaron varios escaneos del modelo, uno al inicio y otro al final, además de varios escaneos intermedios en cada fase. El escáner incorpora una cámara fotográfica de color (RGB) que facilita la interpretación del escaneo.. Las nubes de puntos obtenidas con el escáner son procesadas, obteniéndose una nube de puntos que puede ser exportada a diferentes formatos (en este caso archivos ASCII "xyz", con una reducción de puntos, de tal forma que la distancia media entre puntos es de 40 mm). El análisis de la evolución de la playa se ha llevado a cabo mediante los modelos digitales de terreno (MDT) obtenidos a partir de los resultados "xyz", mediante el uso del programa de interpolación de superficies Surfer, que permite también cubicar diferencias entre las distintas situaciones medidas en los ensayos, extraer perfiles transversales y representar gráficamente los resultados obtenidos (Figura 8).

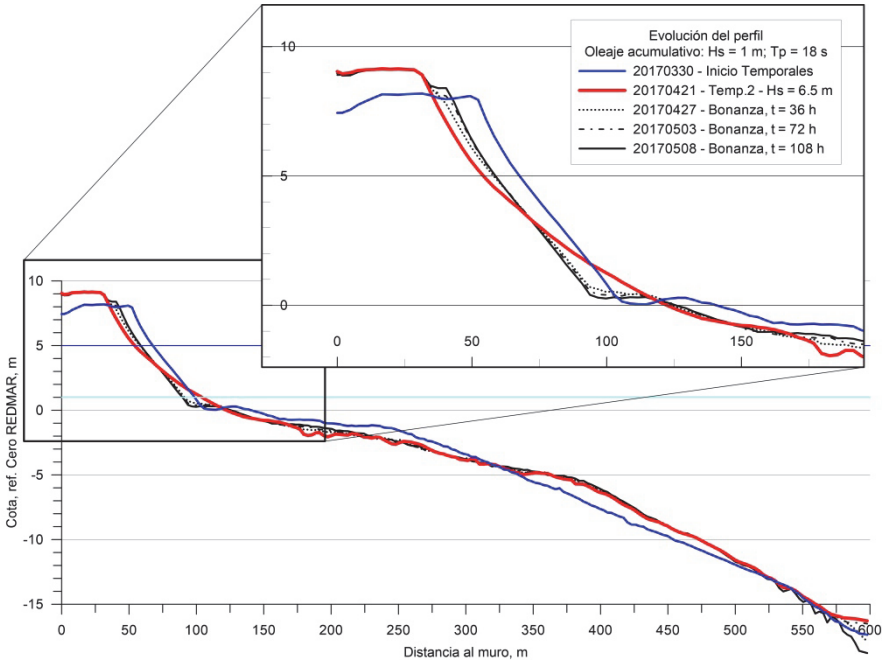


Figura 8. Evolución del perfil con oleaje erosivo.

4.3 Medida del remonte en la playa

Para medir el runup en la playa se emplearon dos técnicas registrando simultáneamente. Por un lado, se ha medido la serie temporal de ascenso-descenso (*swash*, en terminología inglesa), mediante técnicas de video-imagen descritas a continuación; por otro, los máximos ascensos quedan registrados por las dos sondas colocadas en el frente de playa (S03 y S04), citadas anteriormente.

En todo caso, debe tenerse en cuenta que el valor del remonte máximo está limitado por la cota máxima del perfil de playa en cada momento del ensayo, siendo al comienzo la cota +8.68.

4.3.1 Medida del runup con técnicas de video-imagen (Timestack)

Las técnicas de monitorización mediante video-imagen se han venido utilizando en las zonas litorales desde la década de los 80, con resultados muy útiles para analizar la morfodinámica de playas. Entre otros aspectos, mediante estas técnicas es posible caracterizar el runup en la playa, por lo que se ha trasladado esta metodología al laboratorio para obtener información sobre el remonte de la playa en el modelo. A grandes rasgos, la metodología consiste en grabar en vídeo la parte superior de la playa, para lo cual se ha situado en posición horizontal en una de las pasarelas de la cubierta del laboratorio.

Posteriormente se restituyen las imágenes obtenidas mediante fotogrametría, de manera que el resultado sea ortográfico y puedan realizarse medidas sobre él (Figura 9, izquierda). Para ello, es necesario conocer las características internas de la cámara y las coordenadas de un conjunto de puntos visibles en la imagen. La serie de elevaciones en el perfil se obtiene a partir del *timestack* (Figura 9, derecha), una imagen compuesta por la sucesión de segmentos del vídeo correspondientes a una posición fija, en este caso una línea perpendicular a la orilla.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

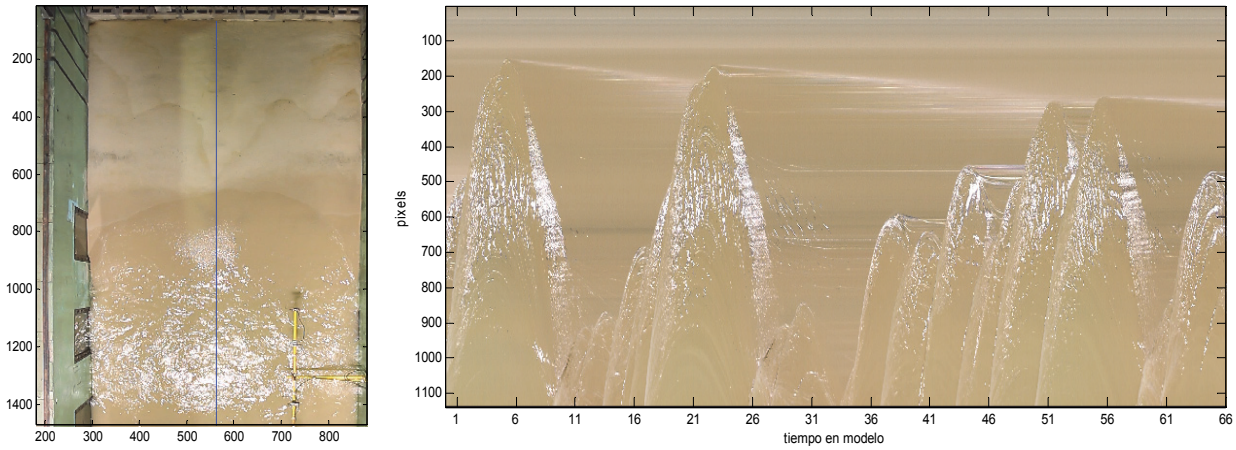


Figura 9. Izquierda: vista de la playa en planta, desde la vídeocámara; en azul se muestra el perfil de playa del que se ha extraído el "timestack". Derecha: "Timestack" resultante (abscisas en segundos, ordenadas en píxeles).

La serie de elevaciones puede digitalizarse en el timestack, bien de forma manual, tal como se ha realizado en este trabajo, o automática. Finalmente, el conjunto de valores del runup máximo de cada ola que llega a la playa dará lugar a los estadísticos habituales con los que se caracteriza este fenómeno.

4.3.2 Medida del runup mediante sondas

Como elemento complementario a la medida del remonte mediante video-imagen se emplearon las 2 sondas más próximas al frente de playa. La sonda S03 se situó a 2.5 m del muro que representaba al paseo marítimo, en el cambio de pendiente entre la berma horizontal y el frente de playa. La sonda S04 se situó a 2.0 m de la anterior, en el tramo central del frente de playa. Estas referencias, lógicamente, corresponden a la situación del perfil de playa al comienzo de cada ensayo. Tal como se ha indicado anteriormente, estas sondas no servían para medir oleaje, al estar por encima del nivel de agua en reposo, pero sí fueron muy útiles para detectar la presencia de la lámina de agua y obtener su elevación.

4.4 Control de los modos propios de oscilación del canal

Las masas de agua confinadas tienen una serie de modos propios de oscilación que dependen de la forma del confinamiento (en planta y perfil). Este fenómeno de ondas largas asociadas al confinamiento del agua se presenta, por ejemplo, en lagos, bahías y dársenas de puertos, pero también en canales y tanques de oleaje, como ocurre en este caso. En el canal de gran escala, cuya longitud es mucho mayor que la anchura, el modo propio más relevante es el longitudinal.

Esta onda larga puede tener un efecto notable sobre los resultados del ensayo, dada la pequeña pendiente de la playa en la zona de medidas. Con el fin de comprobar su importancia en el oleaje y en el runup, se ha registrado la superficie libre durante la generación del oleaje, y una vez ha finalizada ésta, Figura 10. Como puede verse, una vez disipado el oleaje, continúan produciéndose oscilaciones, con un periodo mucho mayor que el del oleaje y una amplitud considerable, de hasta 0.30 m en prototipo. Estos mismos modos de oscilación de baja frecuencia se pueden apreciar en el espectro de oleaje, donde ya se pueden identificar los distintos modos de oscilación.

Estos distintos modos se han obtenido integrando la ecuación general de la onda larga, siguiendo el ejemplo de Kirby *et al*. (2007) , que presentan dos posibles formas de expresar la ecuación lineal de las ondas largas:

$$(hu)_{xx} + \lambda u = 0 \qquad (1)$$

donde h es la profundidad, u es la velocidad horizontal y $\lambda=\omega^2/g$, representa el conjunto de autovalores del problema, directamente relacionados con las frecuencias de cada modo de oscilación.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Las ecuaciones anteriores se han resuelto mediante la transformación $q = h\,u$, a partir de la cual se obtiene la expresión más típica del problema de Liouville, quedando finalmente la ecuación:

$$q_{xx} + \lambda h^{-1} q = 0 \qquad (2)$$

que se ha resuelto numéricamente, por diferencias finitas.

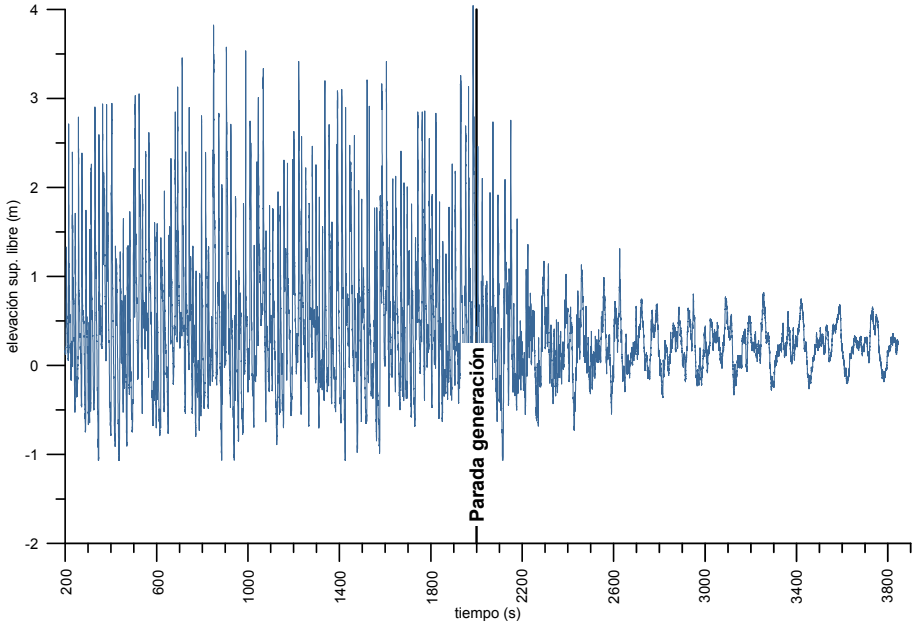


Figura 10. Registro de oleaje y de los modos propios de oscilación correspondiente a la sonda 01.

Una vez obtenidas las frecuencias de los principales modos propios, se ha tratado de calcular la onda larga en cualquier punto del perfil, siguiendo la metodología descrita a continuación.

En primer lugar, para cada modo de oscilación se ha obtenido la amplitud de la onda estacionaria a lo largo del canal integrando la curva de velocidades ($u = \eta_x$, siendo η la superficie libre de la onda larga). De este modo se puede obtener la relación de amplitudes de la onda larga en cada punto con respecto a uno de referencia; en este caso se ha tomado una sonda situada en la zona de generación, S01, por estar poco afectada por fenómenos propios de aguas someras. A partir de esta relación de amplitudes, y una vez conocida la oscilación a las frecuencias de interés (modos) en el punto de referencia (obtenida mediante filtros de paso banda), se puede estimar la onda larga en cualquier punto del canal.

Estas ondas largas son diferentes en función del perfil de playa, por lo que deberán calcularse en varias ocasiones.

En la Figura 11 se ha representado un ejemplo donde se comprueba que la onda larga estimada a partir de la S01 se ajusta con exactitud a la onda larga registrada. Se compara el registro de las sondas en la fase de "calma" mencionada anteriormente, donde no hay oleaje (salvo en los primeros instantes de la medida, en que éste todavía se está disipando). La figura compara la onda larga medida y estimada siguiendo la metodología descrita en la sonda S06, situada frente a la orilla.

En conclusión, de esta forma es posible obtener un registro de oleaje que no está afectado por la onda larga propia del canal, en el que las frecuencias más bajas corresponden a fenómenos reales costeros (grupos, surf beat y runup). Para ello, únicamente habría que restar la onda larga estimada del registro original. Esta metodología se ha empleado para el filtrado de las señales de runup obtenidas mediante las sondas (S03 y S04) y las técnicas de vídeo descritas anteriormente. Para ello, se ha obtenido el punto de intersección del perfil de la playa con la superficie libre correspondiente a la onda larga (prolongando linealmente las medidas en las sondas S05 y S06, Figura 12).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

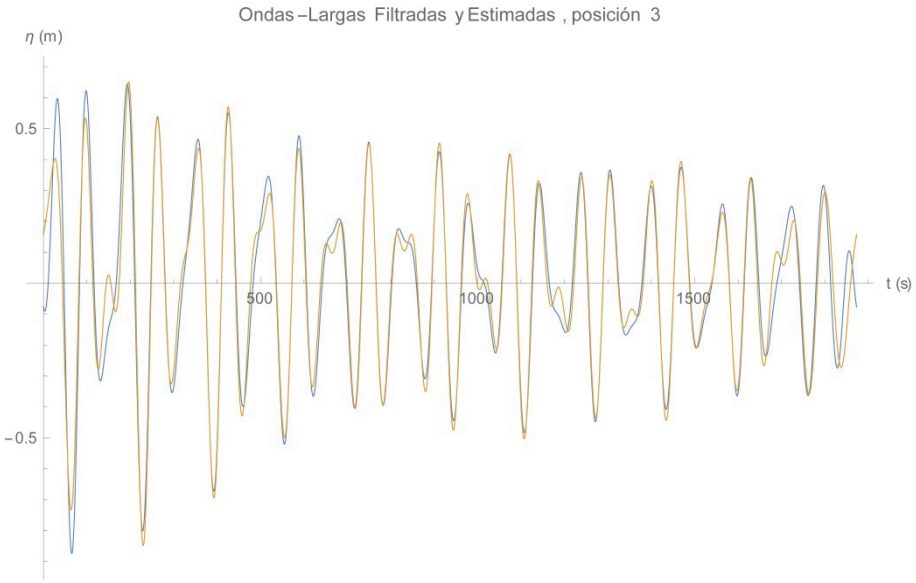


Figura 11 Onda larga medida en la S06 y estimada a partir de la S01.

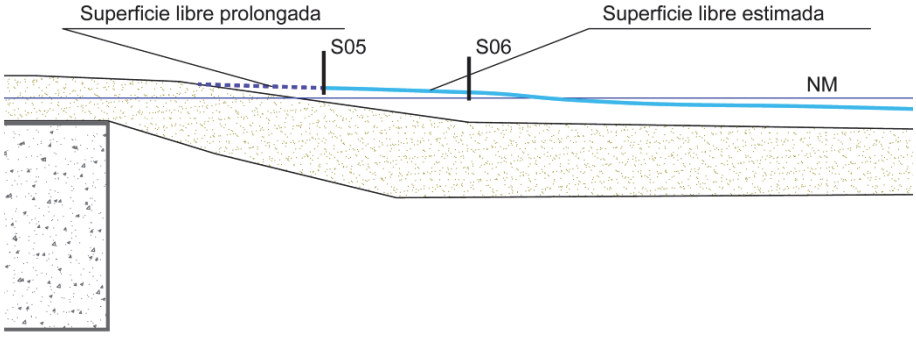


Figura 12. Superficie libre de la onda larga en un instante de tiempo, prolognada hasta la orilla.

Agradecimientos

Este trabajo se ha realizado por encargo de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, en el marco de la Encomienda de Servicio Técnico con el CEDEX. También se agradece la información y colaboración de la Demarcación de Costas en Galicia.

Referencias

DEAN, R.G. (1985). "Physical modelling of littoral processes". En Dalrymple, R.A. *Physical modeling in coastal engineering*, Ed. AA Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 119-139.

HALLERMEIER, R.J. (1981). "Terminal settling velocity of commonly occurring sand grains". *Sedimentology* 28, pp. 859-865.

HUGHES, S.A. (1993). *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering. Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 7.* World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

KIRBY, J. T., OZKAN-HALLER, H. T., HALLER, M. C. (2007). "Seiching in a large wave flume". En: *Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering*, pp. 1159–1171.

MANSARD, E.P.D. y FUNKE E.R (1980). "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method". *Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering*, Sydney, pp. 154–172.

SUNAMURA, T. y HORIKAWA, K (1974). "Two-dimensional beach transformation due to waves". *Proceedings of the 14th International Conference on Coastal Engineering*, Copenhagen, pp. 920–938.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Estudios de Dispersión para el Vertido de los Productos de Dragado. Caso: Entorno de Sálvora

Rodriguez-Pardo, Juan Antonio[a]; Vigo-Baz, Miguel Angel[b] y Lopez-Mera, Fernando[b]
[a]Portos de Galicia., Praza de Europa 5ºA-6º 15707 Santiago de Compostela (A Coruña). jarpardo@portosdegalicia.com, [b]Aquática Ingeniería Civil S.L., C/ Areal 42, 36201 Vigo (Pontevedra). flopezmera@aquaticaingenieria.com

Resumen

La Entidad pública empresarial Portos de Galicia tiene como una de sus obligaciones el mantenimiento de los calados en los puertos de su gestión, que realiza mediante la ejecución de dragados periódicos. Los trabajos de dragado en la zona de las Rías Baixas utilizan habitualmente un punto de vertido de estos sedimentos dragados situado al sur de la isla de Sálvora.Para ello se realizo un estudio de dispersión de sedimentos a la hora de realizar los vertidos y un análisis de la afección a las diferentes figuras de protección. Este estudio consto de tres fases: La idenitficacion de las zonas de protección susceptibles de ser afectadas, la realización de un estudio de corrientes y la modelización numérica del vertido de sedimentos.

Palabras clave: *modelización,vertido,sedimentos,Sálvora*

1. Introducción

La Entidad pública empresarial Portos de Galicia tiene como una de sus obligaciones el mantenimiento de los calados en los puertos de su gestión, que realiza mediante la ejecución de dragados periódicos. Los trabajos de dragado en la zona de las Rías Baixas utilizan habitualmente un punto de vertido de estos sedimentos dragados situado al sur de la isla de Sálvora.

Toda actuación de dragado tiene la consideración en si misma de obra marítima y requiere de la realización del correspondiente proyecto que incluirá a una serie de estudios técnicos, a elaborar de acuerdo a lo establecido en la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas y el Real Decreto 876/2014, de 10 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de Costa ,así como con el artículo 64 del Real Decreto Legislativo 2/2011, de 5 de septiembre, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Puertos y de la Marina Mercante. En particular, en referencia a esta última normativa se especifica la necesidad de realizar los siguientes estudios:

- Para el dragado:

  Un estudio de la gestión de los productos de dragado, y en particular la localización de la zona o zonas de vertido y su tratamiento. Cuando proceda un estudio arqueológico que se someterá a informe de la Administración competente en materia de arqueología.

- Para el vertido:

  Los informes, estudios o análisis necesarios que permitan valorar los efectos de la actuación sobre la sedimentología litoral y la biosfera submarina, así como en su caso, la capacidad contaminante de los vertidos y se someterá a informe de las administraciones competentes en materia de medio ambiente y de Pesca.

2. Objetivo

El objetivo principal de este trabajo fue realizar un estudio de dispersión de sedimentos a la hora de realizar los vertidos y realizar un análisis de la afección a las diferentes figuras de protección de la zona adyacente en la zona propuesta por el CEDEX para el proyecto de Dragado del Puerto de Villagarcia en 1998.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Metodología

La metodología empleada para la consecución de los objetivos planteados se ha estructurado en tres fases:

FASE 1: IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS PROTEGIDAS Y DE LOS RECURSOS:

En una primera fase de estudio se caracterizó todas las zonas protegidas y recursos de la zona , los cuales podían ser sensibles de ser afectados por los futuros vertidos en la zona de estudio, asi como la legislación existente sobre la calidad de aguas en estas zonas

FASE 2: ESTUDIO DE CORRIENTES MARINAS:

Las corrientes marinas son las principales dinámicas externas que van a actuar en la forma de depositarse los vertidos, se realizó un estudio de corrientes de marea y viento.

En este paso se contó con la colaboración de Meteogalicia, aportando los datos de corrientes obtenidos en las predicciones realizadas con el modelo MOHID, modelo hidrodinámico 3D baroclinico, de alta resolución, que resuelve las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento de Navier-Stokes con la aproximación de Boussinessq.

FASE 3: MODELADO NUMÉRICO DEL VERTIDO DEL MATERIAL DRAGADO.

Una vez caracterizado las dinámicas, se determinó la forma que tendrá la deposición en el fondo así como el área afectada por esta. Este paso se realizó mediante la modelización numérica considerando las diferentes fases en la deposición de sedimento mediante el modelo numérico STFATE.

4. Zona de estudio

El ámbito de estudio se localiza en la costa de las Rias Baixas , más concretamente al suroeste de la isla de Sálvora, en la bocana de la ría de Arousa. Se trata de una zona de 1 Km2 cuadrado situada a 4650 m de Sálvora, y a 7000 m aproximadamente de la Isla de Ons y la bocana de la ría de Vilagarcía.

Si observamos en detalle la batimetría en la zona de vertido, se puede observar como los vertidos que se han venido realizando hasta la fecha se reflejan claramente en la batimetría de la zona, observándose dos promontorios.

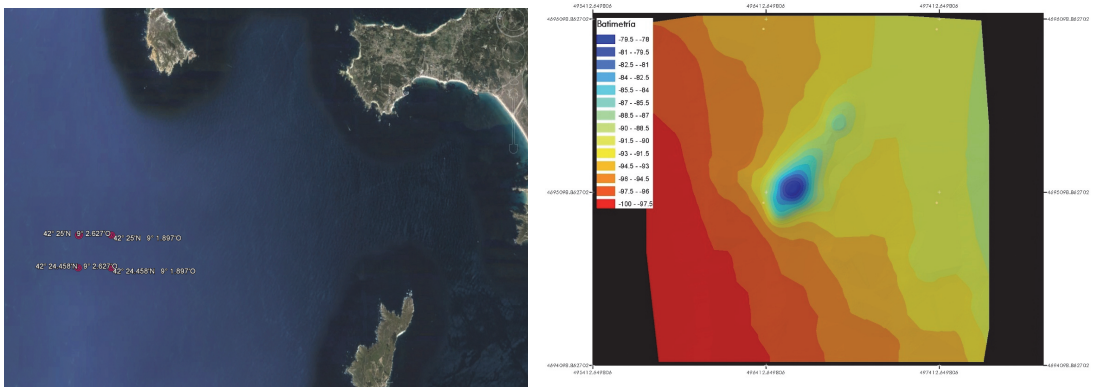


Fig 1. Zona de vertido propuesta y batimetría zona Vertidos

Las coordenadas de la zona de estudio son las siguientes:

LONGITUD	LATITUD	X UTM	Y UTM
9° 2.627' O	42°25' N	496398	4696041
9° 1.897'O	42°25' N	497398	4696040
9° 2.627' O	42°24.458' N	496397	4695037
9° 1.897'O	42°24.458' N	497398	4695037

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Identificación de las zonas protegidas y de los recursos

La zona para el vertido del material de dragado se encuentra comprendida dentro de los límites de la Zona Especial para la Protección de las Aves Marinas (ZEPA-Marinas) :“ Espacio marino de las Rías Baixas de Galicia”, declarada en base a la Orden AAA/1260/2014, de 9 de julio.

Además, en el entorno existen varios espacios naturales protegidos, a distancias superiores a 2,5 km y que sustentan diversas figuras de protección, tal y como se puede observar en la siguiente figura.

En resumen, los espacios naturales protegidos que se identifican en el entorno de la zona de vertido del material de dragado, dentro de un radio de unos 10 km de distancia, son los siguientes:

A nivel Europeo (Red Ecológica Europea, Red Natura 2000)

- Zona de Especial Conservación (ZEC): “Complexo Ons-O Grove”.
- Zona de Especial Conservación (ZEC): “Complejo intermareal Umia-O Grove-A Lanzada”.
- Zona de Especial Protección para las Aves (ZEPA): “Illa de Ons”
- Zona Especial para la Protección de las Aves Marinas (ZEPA-Marina): “Espacio marino de las Rías Baixas de Galicia”.

A nivel Nacional

- Parque Nacional de las Illas Atlánticas.

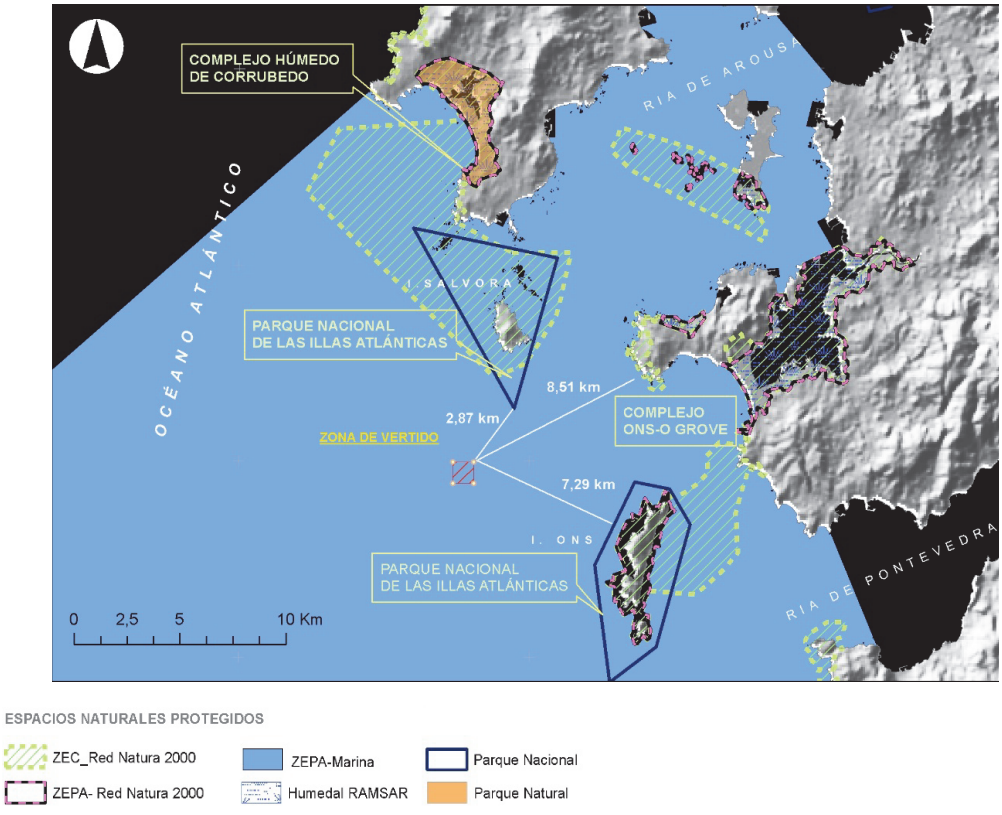


Fig 2.Espacios Naturales Protegidos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Estudio de corrientes

6.1. Datos empleados

En primer lugar, indicar que las corrientes producidas por la rotura del oleaje no se emplearon es este estudio por ser nulas, debido a la profundidad en la zona de estudio (~90 m) donde no se produce rotura del oleaje.

En el contexto de las corrientes de marea y viento, dado que no se disponían de medidad instrumentales, se emplearon los datos de corrientes obtenidos de las predicciones realizadas por METEOGALICIA con el modelo MOHID.

El modelo MOHID es un modelo hidrodinámico 3D baroclínico, de alta resolución; que resuelve las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento de Navier-Stokes con la aproximación de Boussinessq. MOHID fue desarrollado por el grupo MARETEC (Instituto Superior Técnico − Universidade Técnica de Lisboa) e implementado y validado en el entorno de la costa gallega por el Grupo de Física No Lineal de la Universidad de Santiago durante los últimos años.

Actualmente, el modelo está acoplado al modelo meteorológico WRF (Weather Research and Forecasting), procedente de diferentes centros de la NOAA (National Oceanic and atmospheric Administration). El acoplamiento entre ambos modelos se traduce en el suministro de datos de viento, uno de los principales inductores de la hidrodinámica, por parte del modelo meteorológico.

Para este estudio se empleó la información de la malla RIA DE AROUSA proporcionada por MeteoGalicia. Estos datos tienen una duración de 5 años, en concreto desde noviembre de 2011 a Mayo de 2016, longitud más que suficiente para una correcta caracterización estadística del comportamiento de las mismas.

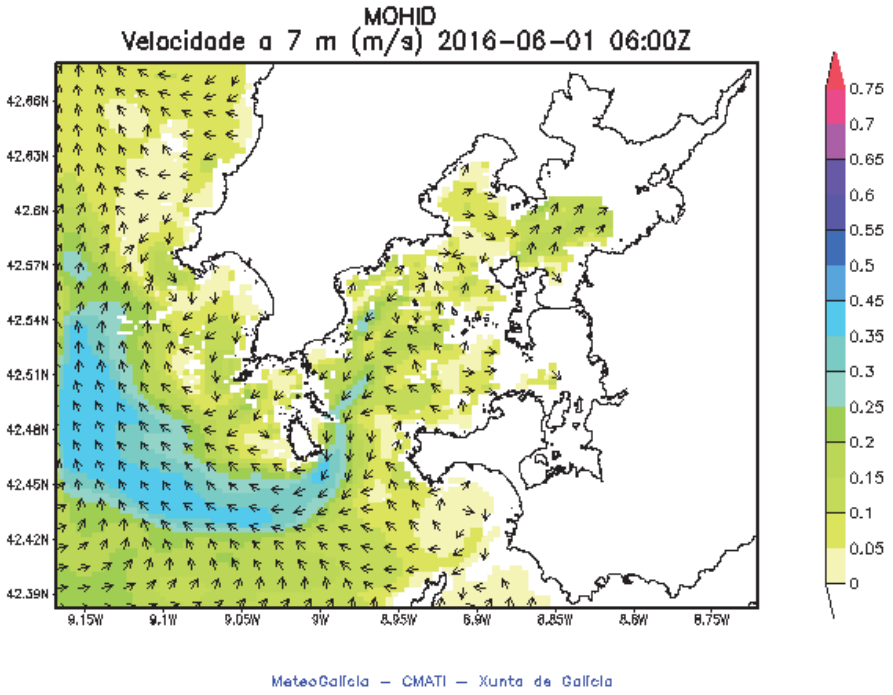


Fig 3. Ejemplo de la Malla Ría Arousa del Modelo MOHID de Meteogalicia.Fuente Meteogalicia

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6.2. Análisis de los datos

Para la caracterización estadística de los datos de corrientes, se analizó la información disponible de las siguientes formas:

Rosas de Corrientes

En un principio se ha realizado una distribución direccional de corrientes según sectores de 22,5º que representa intensidad de la corriente según las direcciones de donde procede. Esta distribución es conocida como rosa de corrientes.

Régimen medio de Corrientes

La distribución elegida para describir el régimen medio de intensidad de corriente de las series de corriente es Log-normal cuya función de distribución tiene la siguiente expresión:

$$f(H_s) = \frac{1}{\sigma * \sqrt{2 * \pi} * H_s} * \exp\left[-\frac{1}{2} * \left(\frac{\ln(H_s) - \mu}{\sigma}\right)^2\right]; \quad para\ \ln(H_s) \geq 0 \qquad (1)$$

Normalmente, la distribución lognormal ajusta bien los datos excepto en el extremo superior de las mayores olas, donde la distribución lognormal sobrepredice la probabilidad de excedencia. Por ello, en determinadas ocasiones para la parte superior de la distribución se ajusta una segunda rama lognomal con una pendiente menor.

6.3. Rosas de corriente promediadas en vertical

La rosa de corrientes que se presenta muestra que las corrientes predominantes y más fuertes se dirigen hacia las direcciones comprendidas entre el NNW y el NW acumulando un 29.9% de frecuencia de ocurrencia. La rosa de corriente de condiciones de temporal definido por U> U97 (velocidades de corrientes superada el 3% del tiempo) indica que las corrientes predominantes se dirigen hacia el NW-NNW

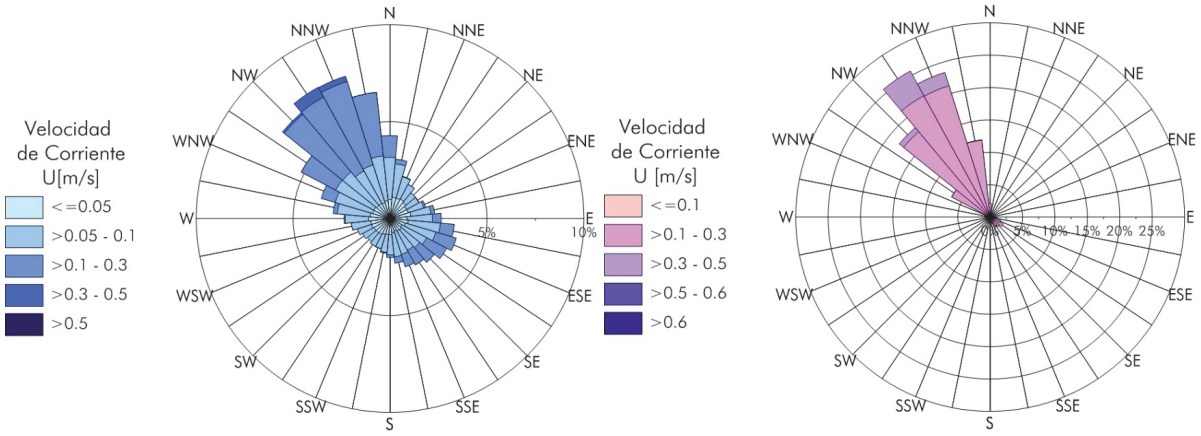


Fig 3. Rosa de Corrientes medias y extremas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6.4. Ajuste al régimen medio de corrientes

El ajuste del régimen medio al papel probabilístico Log-Normal en dos ramas se muestra en la figura siguiente. Se observa que la U50 toma un valar de 5 cm/s ,el U90 valor de 14 cm/s y el U99 de 29 cm/s.

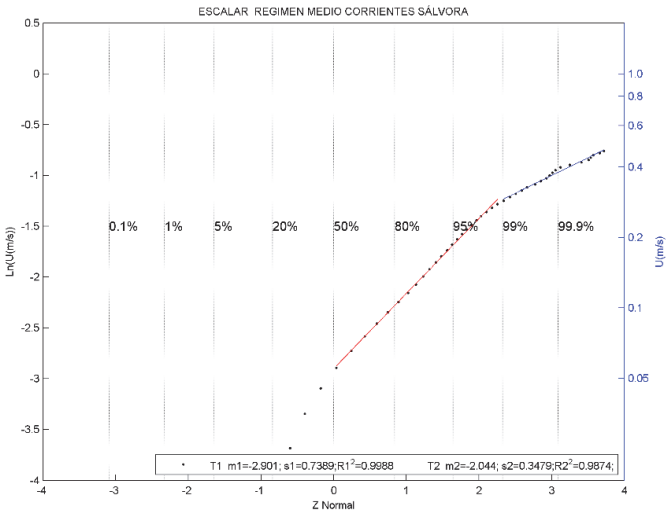


Fig 6. Régimen medio escalar de corrientes en la zona de estudio

En la siguiente tabla se muestran los estadísticos fundamentales del ajuste.

U50%	U90%	U95%	U99%
0.05	0.14	0.19	0.29

Tabla 1. Corrientes Estadisticas obtenidas a partir de régimen medio

6.5. Modelo de funcionamiento de las corrientes

Dada la proximidad a la ría de Arousa, cabría esperar que las corrientes obtenidas en la zona, tuvieran una orientación similar al eje principal de la de la ría(SW-NE). Sin embargo, las rosas de corrientes marinas dan una orientación predominante (SE-NW).

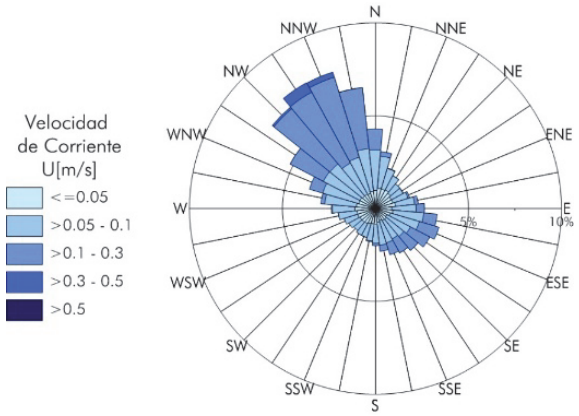


Fig 7. Rosa de corrientes.

Las corrientes analizadas son la suma de las corrientes generadas por la acción de la marea, así como como las corrientes debidas variaciones de temperatura y densidad, etc, a las cuales denominaremos en adelante, corrientes climáticas. Estas corrientes climáticas suelen circular paralelas a la batimetría.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la siguiente figura se muestra la hodógrafa de la componente M2, armónico de marea dominante en la costa gallega, en las Rías Baixas. En ella podemos observar que en la zona de estudio las corrientes generadas por la marea tienen una orientación similar al eje de la ría con velocidades máximas de 0.08 m/s.

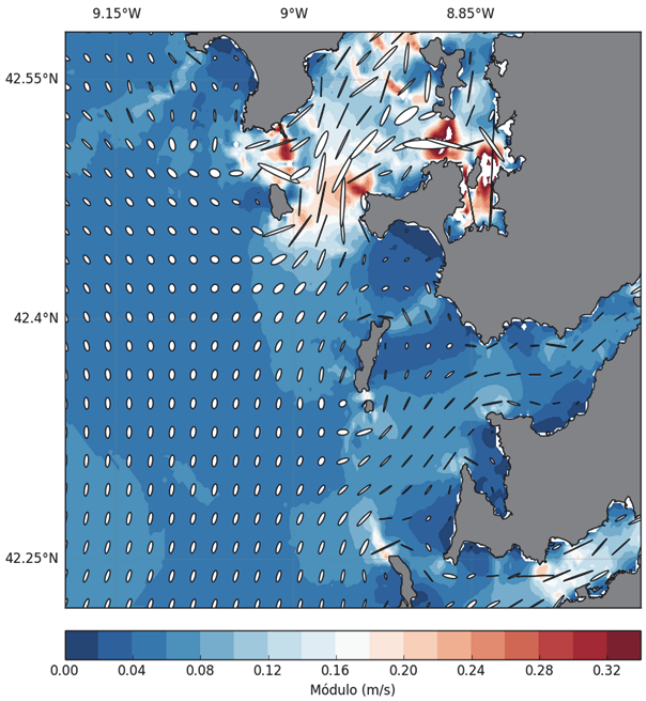


Fig 7. Hodógrafa componente m2 para las Rías Baixas.Fuente Meteogalicia

Sin embargo, si excluimos la marea de las corrientes de la zona, obtenemos las corrientes climáticas, Estas corrientes suelen ser más persistentes en el tiempo y suelen circular en dirección paralela a la batimetría. A continuación, se muestra el promedio de la corriente climática para diferentes meses.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

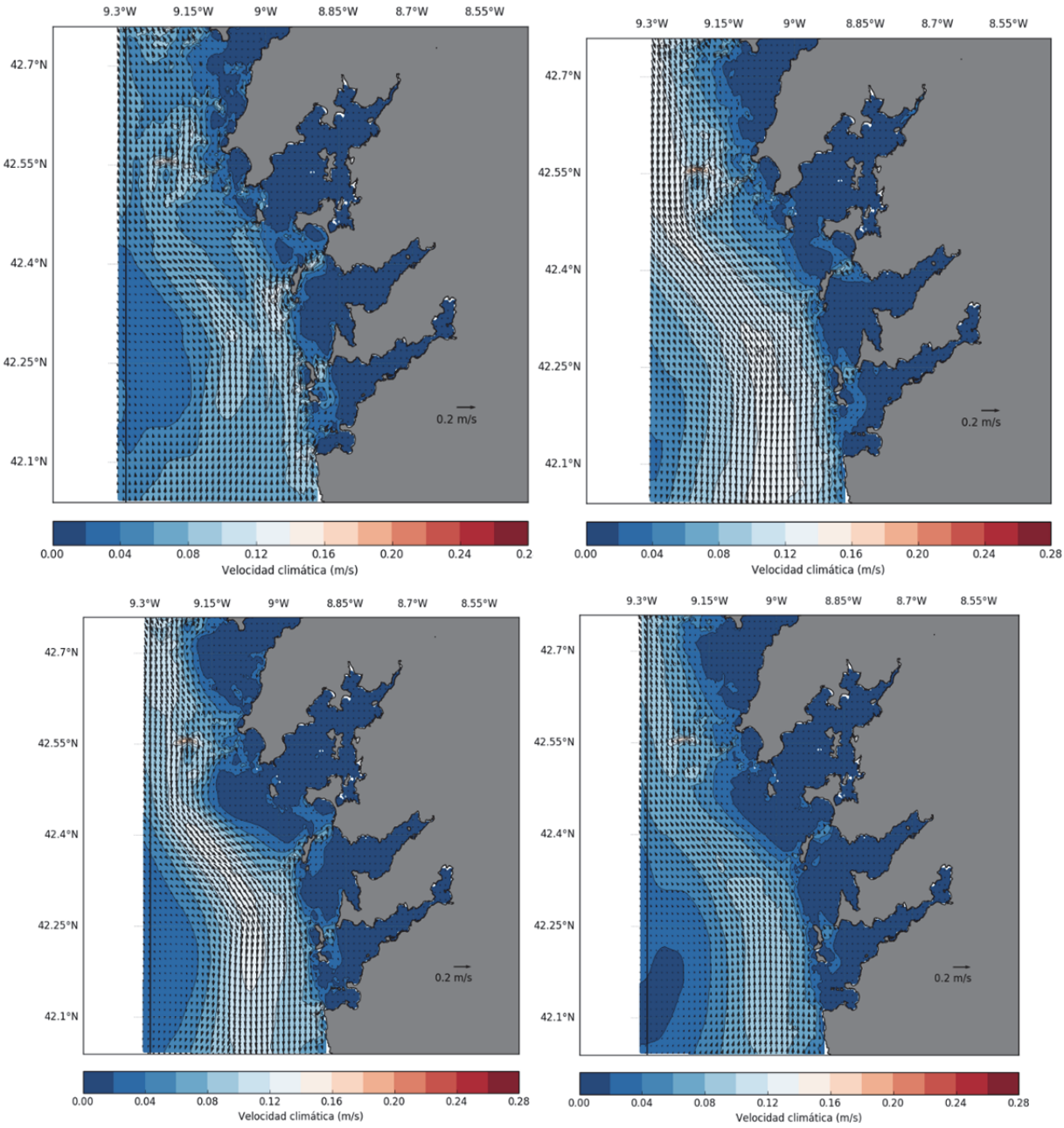


Fig 8. Corriente Climática. Enero , Febrero,Marzo y Abril 2016.Fuente Meteogalicia

En las figuras anteriores se observa como esta corriente, toma dirección SE-NW dependiendo del mes con una velocidad máxima para estos cuatro meses de 0.12 m/s en la zona de vertido.

Las corrientes climáticas cuando se dan en la zona de estudio, por lo general son más intensas que las corrientes de marea (ver meses de Enero y Febrero) en la zona de estudio. Además, suelen ser más persistentes en el tiempo, siendo la dirección del flujo constante durante varios días, esto se representa en la rosa de corrientes de la zona como una frecuencia de ocurrencia en el eje paralelo de la batimetría, es decir, el eje NW-SE.

Cuando esta corriente climática se debilita (ver meses de Marzo y Abril), las corrientes empiezan a estar dominadas por la marea, con menores velocidades, cuyas direcciones de corriente, cíclicas con un periodo de 12.4 h, conforman un elipsoide con el eje principal orientado al eje de la ría, representado en la rosa de corrientes por el resto de direcciones.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7. Modelado numérico vertido de sedimentos

7.1 Modelo empleado

Para este estudio se empleará el modelo STFATE(Johnson et al., 1994). El modelo STFATE (SHORT TERM FATE) es un modelo numérico empleado para determinar la difusión del material de un vertido discreto desde gánguiles, barcazas y tolvas a corto plazo en aguas abiertas y su efecto inmediato sobre la calidad del agua.

La difusión a corto plazo es la que se define como la difusión controlada por las propiedades del material sin ser influenciado por las condiciones ambientales.

STFATE modela matemáticamente el destino de los materiales dragados dentro de las primeras horas después de su vertido en la zona. El modelo es capaz de estimar la cantidad de solidos que entra en suspensión, la concentración de un contaminante disuelto y el espesor inicial de una deposición en el fondo.

7.2 Malla empleada

El STFATE realiza la modelización numérica sobre una malla estructurada cartesiana de un máximo de 96x96 celdas.ç

En este estudio, dada la ubicación de la zona de estudio al sur de la Isla de Sálvora y la configuración de la costa, se ha decidido realizar una malla con las siguientes características:

MALLA 1		
Origen (Coordenadas UTM)	493541.5	4699895.5
Tamaño de celda	103 m	
Nº filas /Nº columnas	72	95
Azimut	0º	

Tabla 2. Propiedades Malla

7.3 Casos ejecutados

Para este estudio se analizaron dos situaciones de corrientes, un régimen medio y un régimen extremal. En el caso del régimen medio, se analizaró una corriente de 0.06m/s para todas las direcciones analizadas. En el caso del régimen extremal, se ha seleccionado la corriente máxima de cada sector. A continuación, se muestra una tabla resumen con los casos seleccionado.

Dirección	RM(m/s)	RE(m/s)
N	0.06	0.4
NE		0.15
E		0.25
SE		0.35
SE		0.2
SW		0.11
W		0.18
NW		0.48

Tabla 3. Casos Ejecutados

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7.4 Características de dragado

Como ejercicio preliminar se ha analizado la importancia de la concentración de finos en el sedimento a verter comprobándose que a mayor composición de finos la extensión alcanzada en el fondo por el vertido es mayor, como se puede comprobar en la siguiente gráfica:

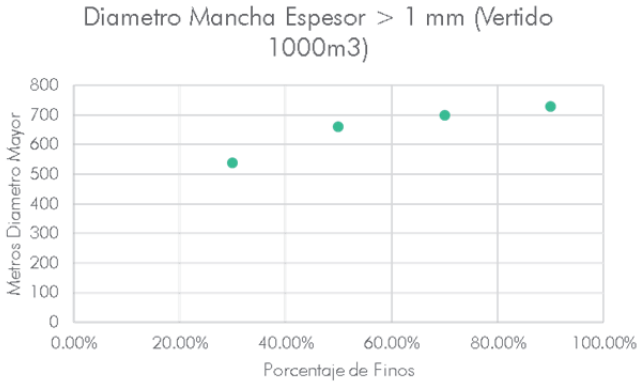


Fig 9. Diámetro mayor de la deposición vs. Composición Fangos

Dado que la zona de estudio se empleará para el vertido de diferentes dragados, se han analizado las granulometrías de diferentes puertos a dragar como es el caso del puerto de Campelo o la desembocadura del río Lérez, llegando a la conclusión que la **granulometría más desfavorable encontrada está compuesta por un 90% de finos y un 10 % arena**. Esta granulometría fue la empleada en el modelado siendo esta la que dará vertidos más desfavorables.

7.5 Descripción de la operación de vertido

Para este estudio se ha supuesto que el vertido se realiza sobre un barco inmóvil en el centro de la zona de estudio durante el vertido, asumiendo que descarga todo el sedimento transportado en un tiempo de 30 segundos.

Dado que se desconocen a priori los volúmenes a verter, se ha supuesto barcos con cántaras de 500 y 5000 m^3.

Cabe destacar que el modelo es sensible al volumen vertido, es decir, el modelo muestra resultados diferentes para un solo vertido de un determinado volumen que para el mismo vertido fraccionado. Esto se puede observar en las siguientes graficas que representan el vertido en el fondo

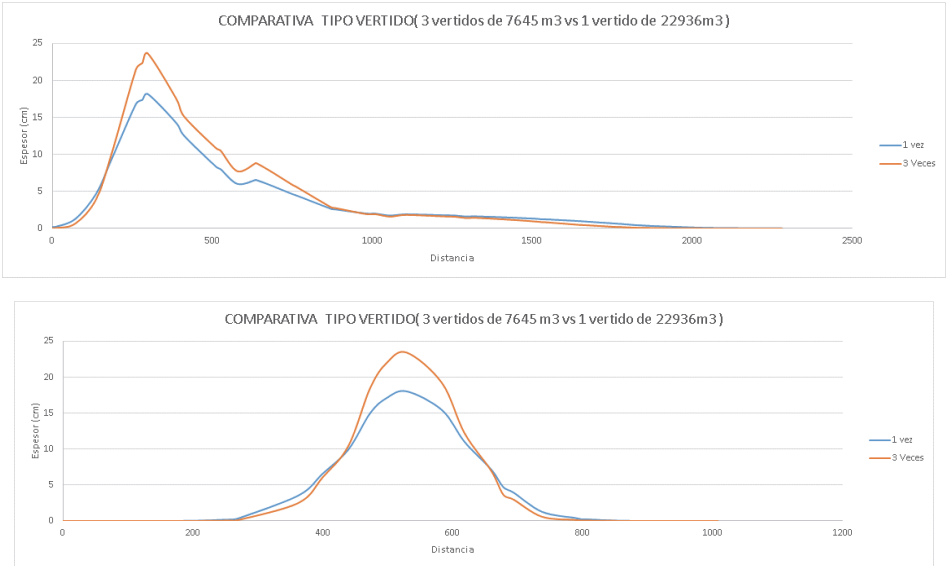


Fig 9. Comparativa mismo volumen vertidos en una fase o en tres. (Eje Mayor y Menor Vertido)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7.6 Resultados

Los Resultados se presentaron en mapas que representaban el el espesor de la deposición mayor a 1 mm para cada dirección analizada.

A continuacion se muestra un ejemplo de los mapas obtenidos.

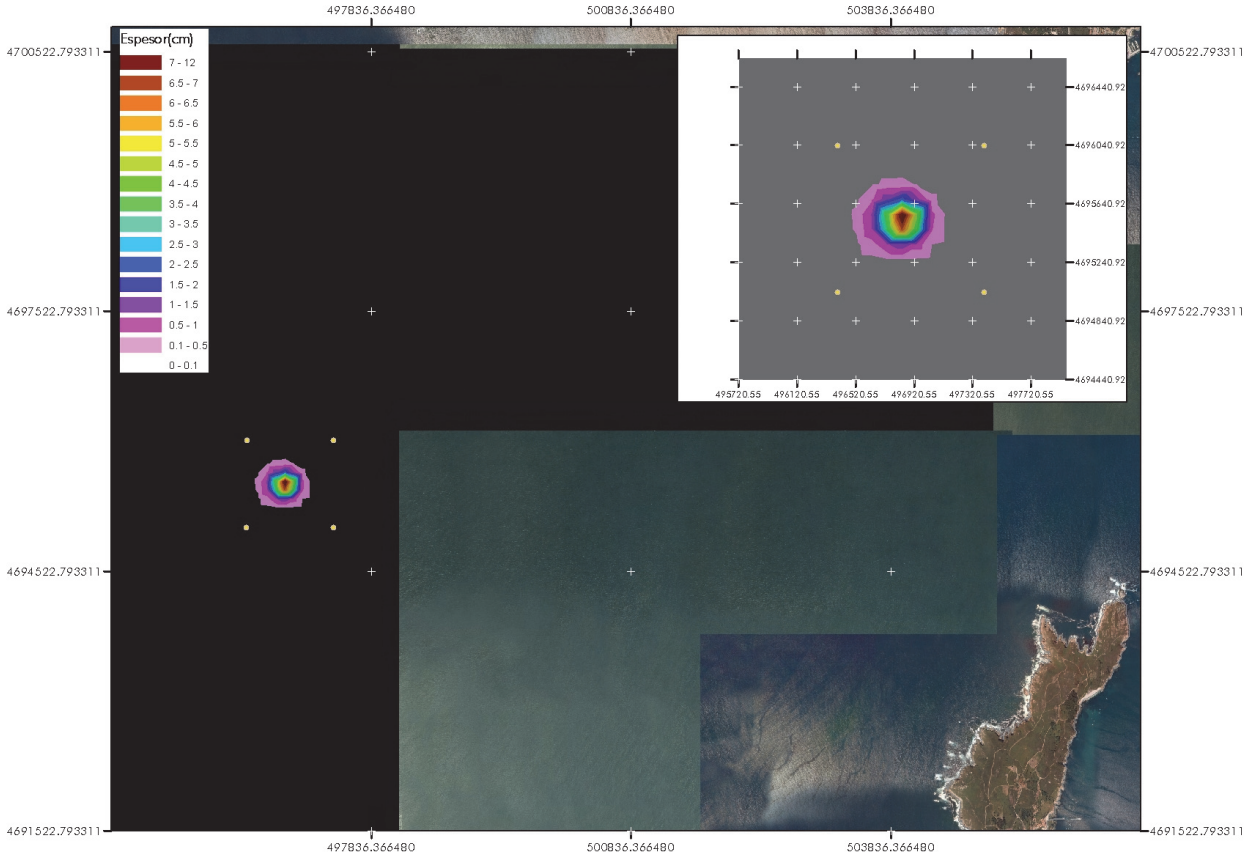


Fig 10. Ejemplo de resultado obtenidos.

8. Afección a los espacios protegidos

A la hora de analizar la afección a las figuras de protección, se decidió analizar la extensión de la capa de sedimentos cuyo espesor es mayor a 1 mm, considerando el deposito con espesor menor a 1 mm como no afección.

Si atendemos al contorno formado por las superposiciones de los depósitos de sedimentos mayores a 1 mm para todas las direcciones, en el caso más desfavorable, es decir para corrientes en régimen extremal con una cántara de 5000 m^3 de dragado se comprobó que no afectaba a las zonas de protección ya que la mayor parte del depósito queda dentro del área delimitada del vertido. A continuación, se puede observar la superposición de los contornos de los depósitos para el caso más desfavorable.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

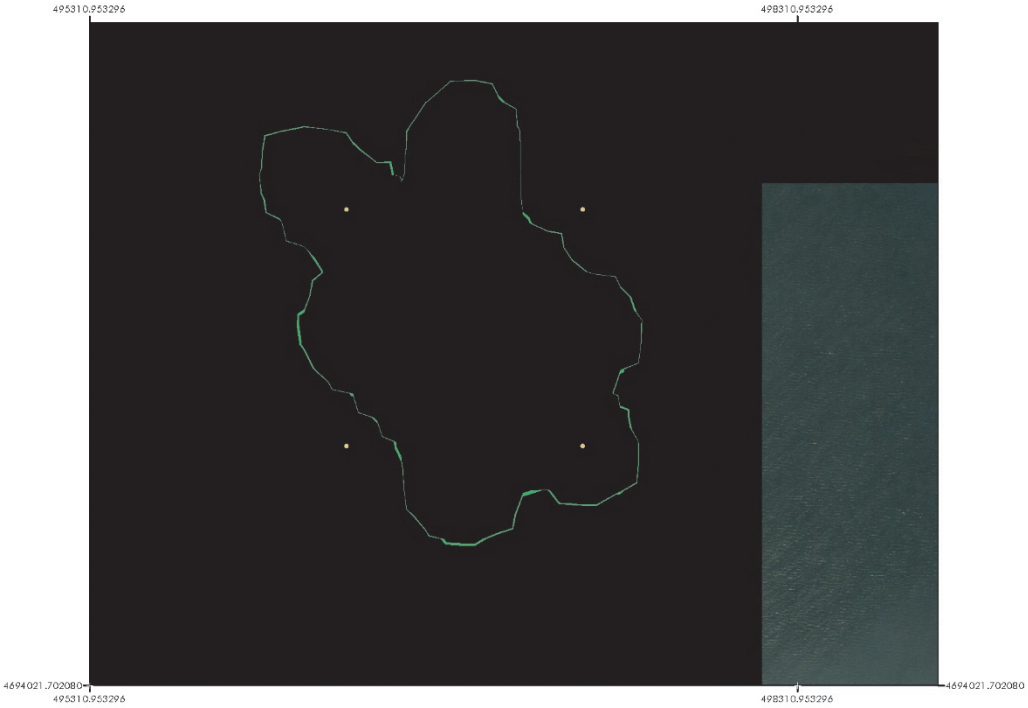


Fig 11.Superposición de contornos de depósitos. Régimen Extremal ,5000m3 de vertido

Se comprobó que no todo el volumen de finos se deposita en el fondo, ya que un porcentaje del volumen vertido queda en suspensión a merced de las corrientes marinas, diluyéndose con el paso del tiempo sin afectar a las zonas de protección.

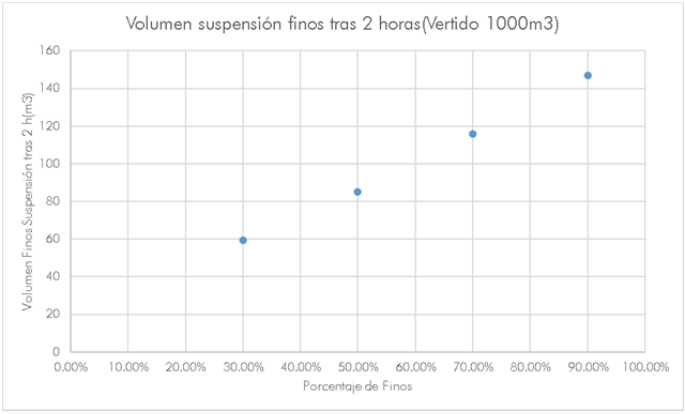


Fig 12. Volumen de finos en suspensión según la composición de sedimentos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Herramientas de apoyo a la gestión de contingencias por vertidos marinos en el puerto de Bilbao (BILBOIL)

Arce-Marcos, Jorge[a]; Del Campo-Pena, Andrea[b]; González-Pérez, Manuel[b]; Ferrer-Rodríguez, Luis[b]; Gutiérrez-Barceló, David[c] y Ojanguren-Bergaz, Alberto[a]

[a]Autoridad Portuaria de Bilbao, Oficinas generales, 48980 Santurtzi. jarce@bilbaoport.eus, aojanguren@bilbaoport.eus, [b]AZTI, Muelle de Herrera, Zona Portuaria de Pasaia, s/n, 20110 Pasaia. adelcampo@azti.es, mgonzalez@azti.es, lferrer@azti.es, [c]SandS Corp S.L., C/ Río Danubio, 1, Oficina 16, 39012 Santander. david.gutierrez@sands.es

Resumen

La simulación numérica permite disponer de información altamente fiable de las condiciones meteorológicas durante las 48-72 horas siguientes en el litoral español. El desarrollo de sistemas de monitorización y predicción de las condiciones oceánicas, aunque ha estado notablemente retrasado respecto a los sistemas atmosféricos, en la última década ha tenido un notable avance, permitiendo sistemas de información y herramientas de apoyo a la gestión de operaciones rutinarias y, también, de eventualidades accidentales en el ámbito portuario. En definitiva, el desarrollo de estas herramientas de previsión busca, en un futuro próximo, responder a los retos de gestión activa de los recursos costeros demandada por las directivas europeas.

En esta comunicación se presenta el sistema operacional de predicción de corrientes marinas y de evolución de vertidos desarrollado para el puerto de Bilbao (Bilboil). Con este sistema operacional, se dispone de predicciones horarias de las corrientes marinas en la zona de competencia de la Autoridad Portuaria de Bilbao y de herramientas de simulación de la dispersión y comportamiento de vertidos al mar.

Palabras clave: *Puerto de Bilbao, planes de contingencias, vertidos marinos, herramientas de gestión.*

1. Introducción

En las últimas tres décadas la oceanografía ha experimentado un avance muy superior al desarrollado en todo el resto de su historia, este avance está relacionado con el desarrollo de nuevas tecnologías, métodos de muestreo y análisis, y por otro, con el debate del cambio climático y su predicción, así como, con los problemas relacionados con el agotamiento de los recursos marinos, la degradación de las regiones costeras, la intensificación del trafico marítimo, la sensibilización social y los cambios legislativos.

Los resultados de los últimos avances en oceanografía, tanto científicos como tecnológicos, plantean un nuevo reto a la comunidad de científicos marinos: el de la Oceanografía Operacional (Parrilla Barrera, 2001). La Oceanografía Operacional fue definida por Fischer et al. (1999) como toda aquella actividad que comprende las medidas y muestreos hechos en los océanos, mares y atmósfera, su difusión e interpretación de forma rutinaria para:

- suministrar una predicción continua de las futuras condiciones del mar con la mayor antelación posible;
- dar la descripción más precisa, desde el punto de vista utilitario, del estado actual del mar, incluyendo los recursos vivos;
- reunir datos climáticos a largo plazo que suministrarán la información necesaria para describir estados pasados y con la que elaborar series de tiempo que muestren las tendencias y cambios.

El procedimiento que sigue la oceanografía operacional como disciplina científica es el de la transmisión de datos observados en continuo a centros de cálculo donde se procesan mediante modelos numéricos de previsión. Los resultados de estos modelos se usan para generar productos secundarios con aplicaciones específicas en ámbitos más locales, proporcionando información, resultados y, sobre todo, previsiones que deben distribuirse rápidamente a administraciones, planificadores, gestores, operarios y sectores interesados.

En la actualidad las previsiones de la oceanografía operacional ya existen para dar servicio en algunos ámbitos locales, especialmente portuarios. Estas previsiones ofrecen regularmente datos de velocidad y dirección del viento en el mar,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

altura y dirección del oleaje, y amplitud de las mareas. Además de estos, existen otros servicios que podría dar la oceanografía operacional y que serían de gran ayuda para las industrias y administraciones; entre ellos se incluyen la predicción de la deriva de las manchas de hidrocarburos y la calidad de las aguas. Aunque la perspectiva científica estaba firmemente arraigada, no cabe duda que en el golfo de Vizcaya en general, y en la costa española en particular, el evento del Prestige (noviembre de 2002) supuso un antes y un después en la aplicación de los conceptos de la Oceanografía Operacional (Pelegrí et al., 2012, Ferrer et al., 2013).

El sistema que se muestra en esta comunicación permite analizar situaciones pasadas o eventualidades hipotéticas, tal y como es utilizado de forma habitual por la Autoridad Portuaria de Bilbao. Además, contribuye a dar respuesta a las exigencias de organización y planificación de los recursos de lucha contra la contaminación de los Planes Interiores según Real Decreto 1695/2012, de 21 de diciembre, por el que se aprueba el Sistema Nacional de Respuesta ante la Contaminación Marina.

El sistema está instalado en el Centro de Control de Emergencias de la APB y se utiliza de forma programada para cada buque en operación, en situaciones de ejercicios y simulacros y en emergencias reales. Además, ha sido empleado para la redacción del Estudio del riesgo de afección por vertidos de hidrocarburos y otras sustancias nocivas y potencialmente peligrosas en las diferentes zonas del Puerto de Bilbao.

A continuación, se describe el esquema de suministro de predicciones de corrientes marinas en el entorno portuario de Bilbao (Figura 1), el modelo de predicción del comportamiento de eventuales vertidos de hidrocarburos al mar y el entorno de operación informático desarrollado a tal propósito para el Centro de Control de la Autoridad Portuaria de Bilbao. El área de estudio abarca toda la zona de competencia de la Autoridad , la cual se extiende desde la Zona II hasta el límite de la marea en la ría de Bilbao. Esta malla consta de 21.091 nodos y 19.624 elementos, el tamaño medio de los elementos es de 65 m, el lado mayor mide 197 m y el menor 2 m.

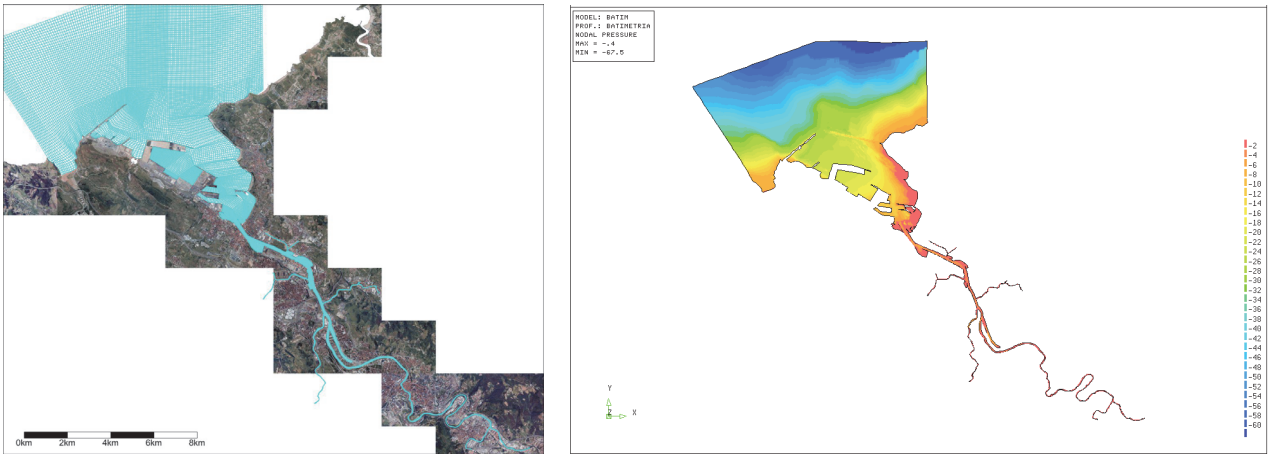


Fig. 1. Ámbito de aplicación del sistema de apoyo a la gestión de contingencias por vertidos marinos en el puerto de Bilbao (izquierda) y batimetría (derecha).

2. Modelado de la circulación marina y la dispersión

En las simulaciones numéricas, se asume que la corriente total puede dividirse en la contribución de la marea astronómica y el resto de origen no astronómico (viento, caudal fluvial, presión atmosférica, circulación global, etc.). La ventaja de esta asunción es que permite el uso de un modelo armónico (notablemente más sencillo, González et al., 1995) para la descripción de las corrientes mareales, el cual ha sido calibrado y validado ampliamente en la zona (González et al., 2004) y que en la actualidad emplea 12 armónicos para la descripción de la marea de manera que considera más del 95% de la componente astronómica de la marea. Con los resultados del modelo armónico es posible reconstruir la contribución de la marea astronómica a las corrientes marinas en la zona de estudio para cualquier instante.

En la Figura 2 y la Figura 3 pueden verse la amplitudes de las elipses de marea de las dos ondas más importantes en el Puerto de Bilbao: la onda semidiurna lunar principal (M2) y la semidiurna solar principal (S2), respectivamente.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Los resultados del modelado de las corrientes superficiales y corrientes verticalmente promediadas en la columna de agua se ponen a disposición de la APB a través de un servicio ftp. De este modo, la APB recibe de forma diaria la previsión de corrientes horaria para las 96 horas siguientes (Figura 4).

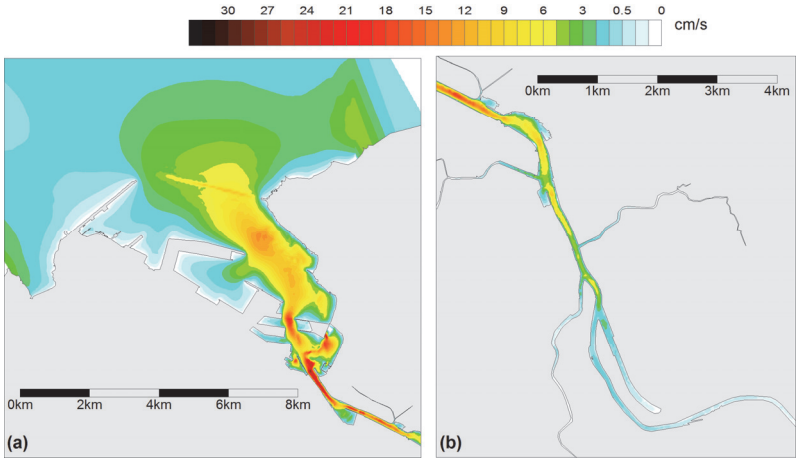


Fig. 2. (a) Semieje mayor de la elipse de marea de la componente M2 de la marea astronómica en el Abra exterior del Puerto de Bilbao y (b) detalle en la zona de la Ría interior.

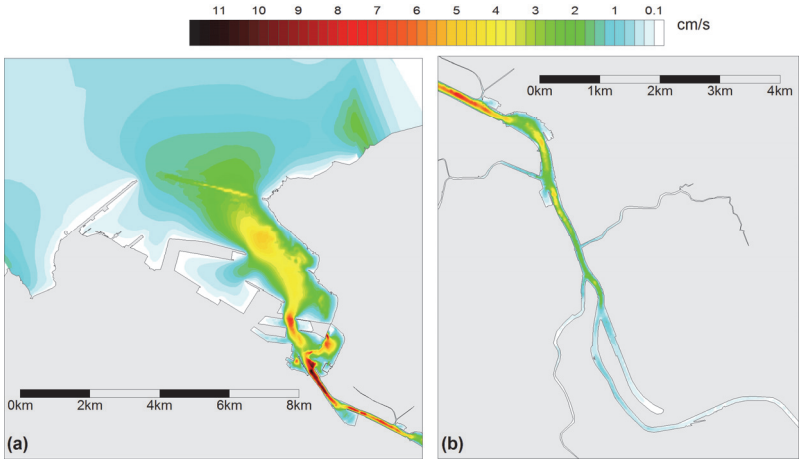


Fig. 3. (a) Semieje mayor de la elipse de marea de la componente S2 de la marea astronómica en el Abra exterior del Puerto de Bilbao y (b) detalle en la zona de la Ría interior.

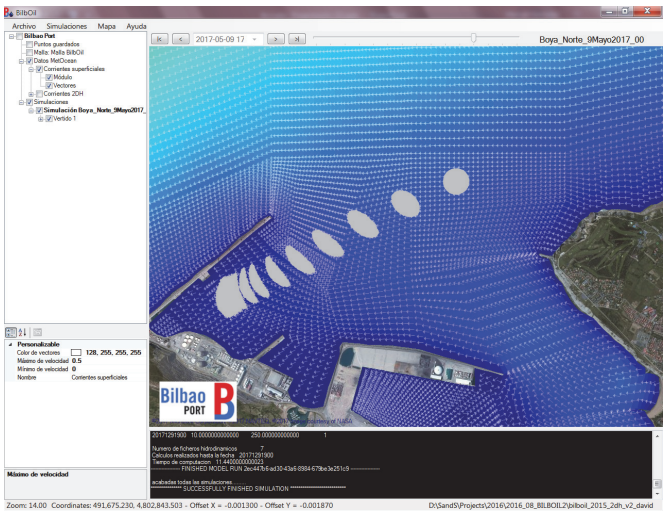


Fig. 4. Campos de corrientes superficiales previstos por el sistema para el 9 de mayo de 2017 a las 17:00 h GMT.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La finalidad última de las previsiones de corrientes marinas es permitir al usuario emplearlas para estudiar el comportamiento y dispersión de posibles vertidos dentro de la zona de estudio. Para ello, se ha desarrollado una herramienta específica de simulación de vertidos de hidrocarburos que, a partir de las previsiones océano-meteorológicas y de la información sobre la sustancia vertida, calcula la dispersión del vertido (González et al., 2000) así como la variación de sus propiedades fisicoquímicas: emulsión, evaporación, viscosidad y densidad (Comerma, 2004). La dispersión de las sustancias vertidas se realiza mediante un modelo lagrangiano de partículas tipo IBM, Individual Based Model, que emplea una paroximación Runge Kutta de cuarto orden para los términos advetivos. En este tipo de modelos es relativamente sencillo introducir las ecuaciones de comportamiento de los productos.

El modelo numérico de dispersión es configurable y se ha optimizado su rendimiento especialmente el consumo de memoria para un número de partículas del orden de 10^4-10^5 (empleando técnicas de reordenado de la numeración de los elementos de la malla estructurada y de reordenación de los vectores con la información de la posición de las partículas en cada cambio del patrón de corrientes), el consumo de CPU es moderado, la parte más costosa es la localización de las partículas en cada elemento de la malla estructurada, sobre todo en condiciones de corrientes fuertes.

3. Interfaz gráfica

En 2017 se realizó un importante esfuerzo en la mejora de las capacidades gráficas de la interfaz para general una Versión 4 que permitiera introducir nuevas funcionalidades mejorarndo la representación gráfica, especialmente la información cartográfica de base e incorporar las mejoras que los usuarios demandaban. La interfaz gráfica desarrollada dentro del sistema operacional de predicción agiliza la creación de nuevas simulaciones y la comparación de las mismas una vez realizadas. La aplicación ha sido desarrollada en lenguaje C# para .NET, bajo Windows, emplea una versión personalizada de la librería GMap.NET y las imágenes de Bing Maps como fondo (Figura 5).



Fig. 5. Aspecto de la condición inicial de un vertido hipotético en la zona de Santurce (19 de mayo de 2017 a las 05:00 h GMT).

En su versión actual la interfaz permite gestionar simultáneamente distintas simulaciones de vertidos, así como distintos conjuntos de datos hidrodinámicos. Asimismo, simplifica la tarea de crear resultados gráficos tanto estáticos (imágenes fijas) como dinámicos (animaciones y vídeos) a distintas resoluciones, facilitando su empleo y puesta en común en situaciones de crisis. También permite la exportación de los resultados para su empleo en sistemas de información geográfica como ArcGIS o Google Earth, y genera informes (en formato PDF) para sistematizar el almacenamiento y transmisión de los resultados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El sistema en su configuración actual permite:

- Trazabilidad documental. Configuración de informes *ad hoc* (Figura 6), animaciones, capturas de imágenes, exportación a formatos para Internet.
- Elaboración de una base de datos de las simulaciones realizadas hasta la fecha.
- Personas responsables de las simulaciones.
- Validación con datos, acciones tomadas, etc.
- Incorporación de otros datos, posibles errores, etc.

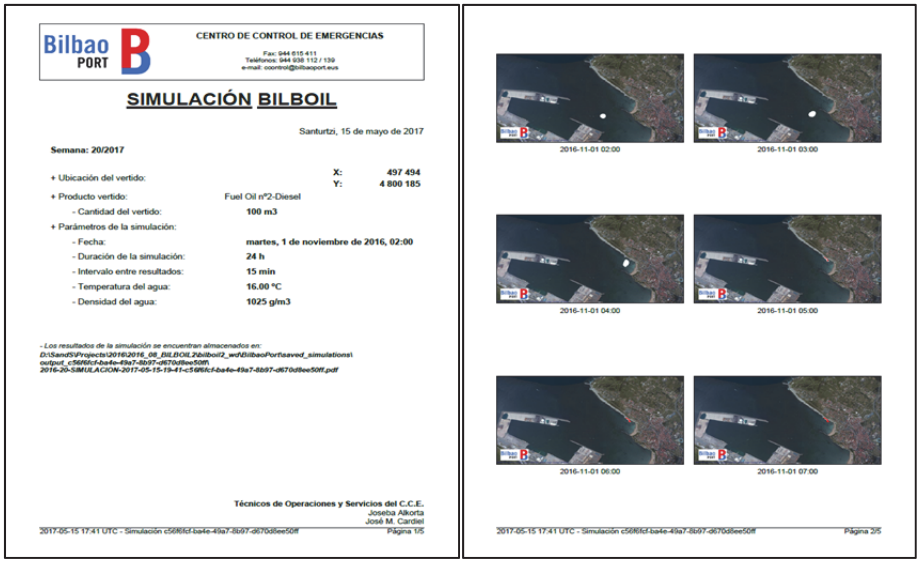


Fig. 6. Ejemplo de informe de simulación de una de las eventualidades analizadas con el sistema.

4. Validación del modelo

La validación del sistema se ha llevado a cabo aprovechando los datos instrumentales de correntímetros que durante los últimos 15 años han sido fondeados en el área de estudio (en la Figura 7, representadas con cruces de color negro se encuentran las posiciones de los correntímetros utilizados para ello). Esta información instrumental ha servido sobre todo para poner a punto el modelo hidrodinámico de la marea astronómica, en la Figura 8 puede verse la comparación entre la corriente mareal obtenida con el análisis armónico de las dos componentes de la corriente total y la corriente mareal prevista por el modelo numérico en el punto señalado en la Figura 7.

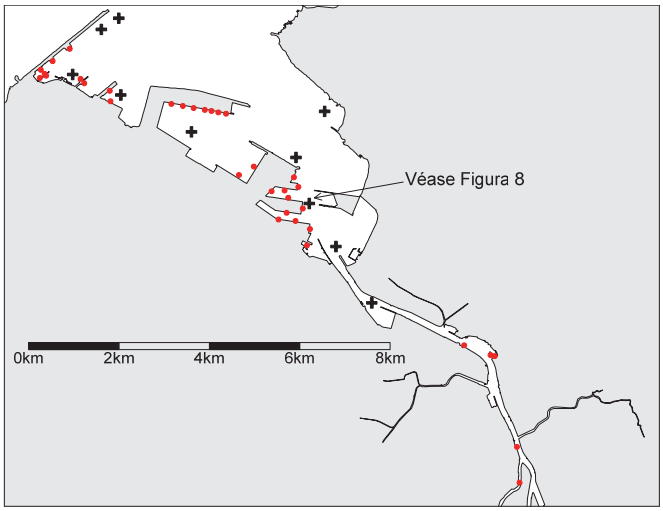


Fig. 7. Las cruces de color negro representan las posiciones de los correntímetros utilizados para la validación del modelo numérico de corrientes. Los puntos de color rojo son algunos de los puntos de riesgo analizados en el Estudio del riesgo de afección por vertidos de hidrocarburos y otras sustancias nocivas y potencialmente peligrosas en las diferentes zonas del Puerto de Bilbao.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

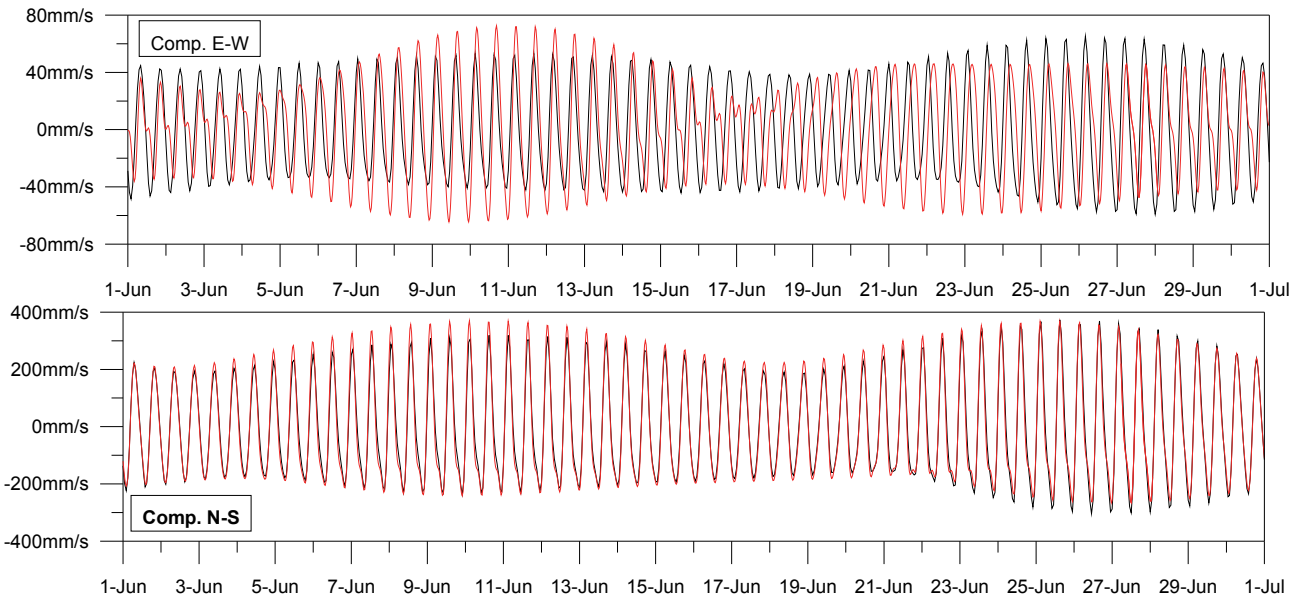


Fig. 8. Corriente de marea en el punto señalado en la Figura 7 durante junio de 2012. En la imagen superior punede la componente este-oeste y en la imagen inferior la componente norte-sur. La línea negra es la corriente de marea obtenida a partir del análisis armónico de la serie de datos de corrientes y la línea roja es la previsión del modelo numérico.

Además se está llevando a cabo calibración de los resultados del modelo numérico que simula las corrientes superficiales empleando boyas de deriva de pequeño tamaño (Figura 9) que llevan integrado un sistema de geolocalización de bajo coste (inferior a 100 € por unidad).



Fig. 9. Imagen de una de las boyas de deriva utilizadas en las campañas de validación.

En la Figura 10 puede verse la comparación entre la trayectoria de dos boyas de deriva y los resultados del modelo de dispersión de partículas. Esta experiencia de seguimiento de las boyas y comparación con las previsiones del modelo numérico fue realizada el 9 de mayo de 2017.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

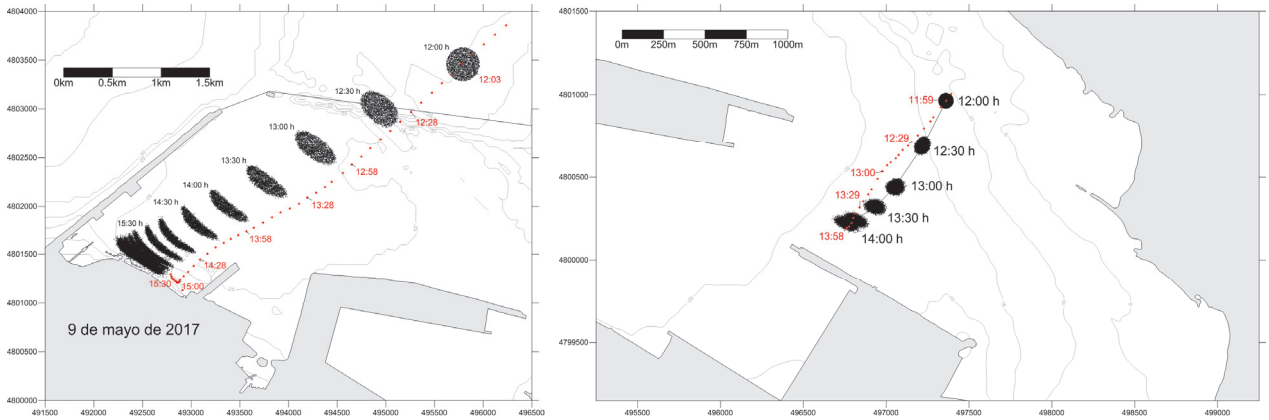


Fig. 10. Campaña de validación mediante boyas de deriva (9 de mayo de 2017). Las posiciones en color rojo es la trayectoria de la boya y los puntos de color negro son las posiciones de las partículas del modelo lagrangiano.

Referencias

COMERMA, E. (2004). *Modelado numérico de la deriva y envejecimiento de los hidrocarburos vertidos al mar: Aplicación operacional en la lucha contra las mareas negras*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

FERRER, L., M. GARCÍA-SOTILLO, A. DEL CAMPO, E. ÁLVAREZ-FANJUL, M. COLOMINAS, Y. SAGARMINAGA, A. RUBIO, P. LIRIA, M. GONZÁLEZ, J. MADER. (2013). "Modelado hidrodinámico de alta resolución en el sureste del golfo de Vizcaya: la evolución de Myocean a Mycoast". *XII Jornadas Españolas de Puertos y Costas*. Cartagena, 7 y 8 de mayo de 2013.

FISCHER, J., FLEMMING, N., HOLT, M.R., ROGERS, J. (1999). "A profile of operational oceanography". *EuroGOOS Secretariat*.

GONZÁLEZ, M., GARCIA, M.A., ESPINO, M., SANCHEZ-ARCILLA, A. (1995). "Un modelo numérico en Elementos Finitos para la corriente inducida por la marea. Aplicaciones al Estrecho de Gibraltar". *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 11, nº 3, 383-400.

GONZÁLEZ, M., URIARTE, AD., FONTÁN, A., MADER, J., GYSSELS, P. (2004). "Marine dynamics". In: Borja, Á. & Collins, M. (Eds.), *Oceanography and Marine Environment of the Basque Country*, Elsevier Oceanography Series, Vol. 70, pp. 133−157.

PARRILLA BARRERA, G. (2001). "Oceanografía operacional: un nuevo reto" en *Física de la Tierra*, 13, 167-179.

PELEGRI, J.L., ÁLVAREZ-FANJUL, E., ESPINO, M., FONT, J., PARRILLA, G., SANCHEZ-ARCILLA, A. (2012). "Crucial times for Spanish physical oceanography". *Scientia Marina*, 76S1, *Special Volume Advances in Spanish Physical Oceanography*, Espino, M., Font, J., Pelegrí, J.L., Sánchez-Arcilla, A. (Eds.), 11-28.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Refuerzo del Dique de Ondarroa Tras el Temporal del 9 de Febrero de 2016

Quevedo-Baquerizo, Elena[a]; Quevedo-Negrete, Lorenzo[b] y Rezabal-Arocena, Saioa[c]
[a] SENER Ingeniería y Sistemas S.A., Bilbao, España, elena.quevedo@sener.es, [b] SENER Ingeniería y Sistemas S.A., Bilbao, España, lorenzo.quevedo@sener.es y [c] Dirección de Puertos y Asuntos Marítimos. Gobierno Vasco. Bilbo, España. puertos-bizkaia@euskadi.eus.

Resumen

Este artículo presenta el refuerzo de emergencia del dique de Ondarroa tras el temporal de febrero de 2016, en el que se produjeron enormes rebases. Se exponen las dificultades encontradas en la estimación del rebase dada la sección y la batimetría de la zona y cómo se superaron. Se muestra también la ejecución de la obra, que hubo de desarrollarse en tan solo 4 meses.

Palabras clave: *dique, rebase, refuerzo, construcción, temporal.*

1 Introducción

El 9 de febrero de 2016, un temporal produjo grandes rebases en el dique de Ondarroa, que originaron daños en varios edificios cercanos, como el que se encuentra junto al varadero. En consecuencia, el 1 de marzo el Gobierno Vasco decidió reparar los daños y reforzar el dique siguiendo un procedimiento de emergencia.

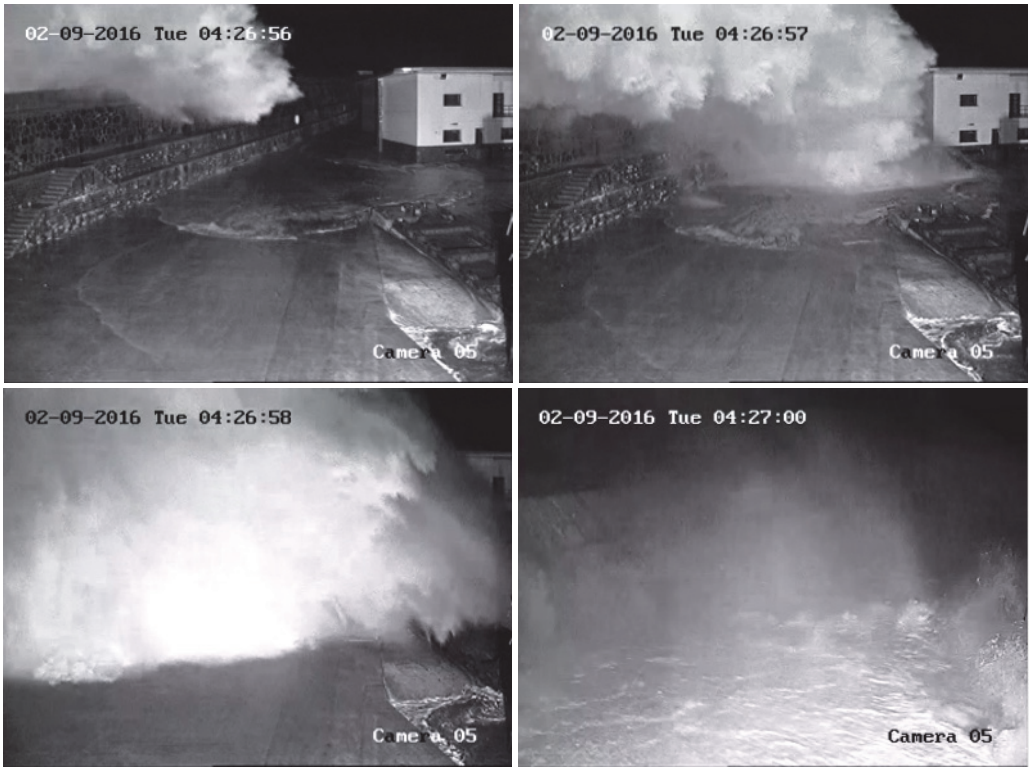


Fig. 1. Secuencia de rebase en el dique durante el temporal de febrero 2016.

El objetivo de la actuación era reforzar el dique de manera que se redujera considerablemente el rebase. Además, el refuerzo debía estar ejecutado antes de que llegaran los temporales de mar en noviembre. Esto es, SENER redactó el análisis de soluciones y el Proyecto Constructivo del refuerzo en un mes y medio, y la obra se ejecutó en un plazo de 4 meses, finalizando en octubre de 2016.

- 9 febrero 2016: Temporal con rebases y daños.
- 1 marzo: Declaración de emergencia
- 17 marzo: Comienzo de los trabajos de consultoría

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- 7 abril: Fin del Estudio de soluciones
- 29 abril: Fin del Proyecto Constructivo
- 1 julio 2016: Inicio de las obras
- 31 octubre 2016: Fin de las obras

En los siguientes apartados se presentan las dificultades encontradas en la estimación del rebase, las tres alternativas de refuerzo que se analizaron, la solución finalmente desarrollada y la ejecución de la obra.



Fig. 2. Estado del edificio tras el temporal de febrero 2016.

2 Dificultades en el análisis del rebase

Dado el escaso tiempo disponible, tres semanas para la toma de datos y el estudio de soluciones, no fue posible hacer ensayos en modelo físico del rebase en la sección original del dique o las diferentes soluciones propuestas, ni la realización de simulaciones numéricas. Todos los cálculos de rebase se realizaron mediante fórmulas analíticas sencillas.

Por otro lado, el Estudio de Clima y Propagación, incluido en el Proyecto Constructivo se realizó en paralelo al Estudio de Soluciones, finalizando después de la entrega del mismo. Es decir, durante la fase de definición y selección de soluciones aún no se disponía de información precisa acerca del oleaje de cálculo en el tramo de estudio.

En el tramo de la actuación, el dique original fue construido en 1892, esto es, tiene 125 años de edad. Se trataba de un dique vertical de bloques de piedra, coronado a la cota +10,0 m. Posteriormente, en 1984, el dique fue reforzado y recrecido en hormigón, elevándose su coronación hasta la cota +13,0 m y ganando en anchura.

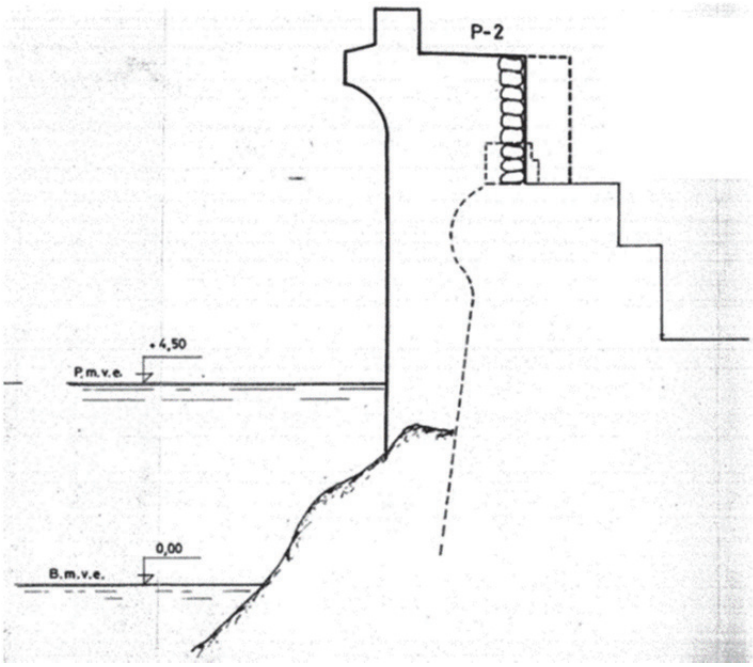


Fig. 3. Sección original del dique de bloques de piedra de 1892 y refuerzo de hormigón de 1984.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Este tramo del dique, de tipología vertical, se encuentra cimentado a la cota +2,0 sobre una rasa rocosa de gran pendiente. Esto hace que la profundidad a pie de dique sea nula en bajamar, y muy pequeña en pleamar, del orden de 2,5m. Por lo tanto, el oleaje a pie de dique está limitado por rotura.

Realizando un cálculo analítico convencional con estos parámetros, se obtiene que la máxima altura de ola compatible en pleamar no es capaz de alcanzar la cota de coronación del dique (+13m), siendo entonces el caudal de rebase así estimado igual a cero. Las imágenes captadas por la cámara de seguridad invalidan este primer enfoque (ver Fig. 1). Es decir, el oleaje que llega al dique puede ser superior al teóricamente limitado por la profundidad a pie de dique.

Por lo tanto, se debe analizar la sección del dique en conjunto con la batimetría. Así, se puede considerar que en vez de tratarse de un dique vertical, estamos ante un dique en talud con un manto impermeable, cuya sección comienza en una zona de mayor profundidad.

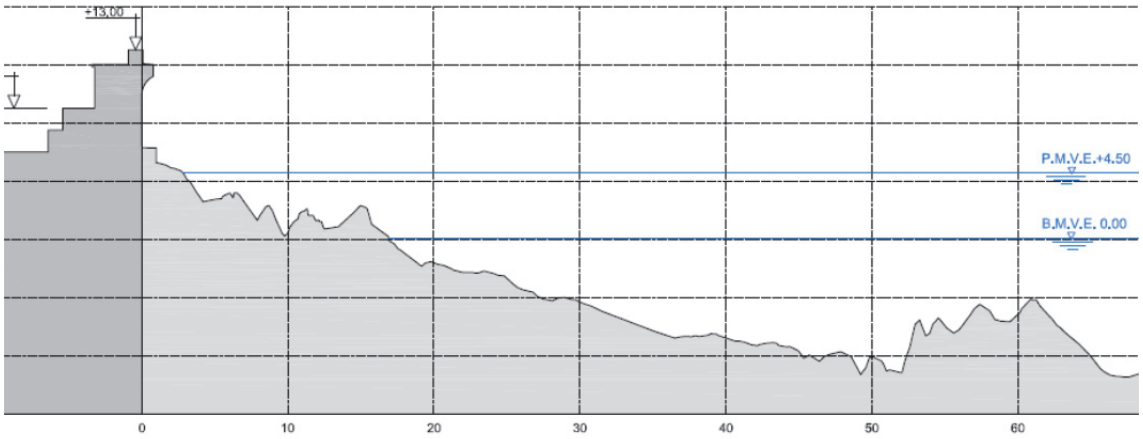


Fig. 4. Una sección del dique junto con su perfil de batimetría rocosa.

Dada la variabilidad de la batimetría rocosa, el problema radicaba entonces en decidir en qué punto, a qué profundidad comenzaba la sección del dique.

A partir de las secciones del dique en el tramo exterior (cubos de 40t) y del tramo de estudio más cerca de la costa, se infiere que la altura de ola significante de diseño del tramo exterior del dique fue de unos 6 m y la del tramo de estudio podría ser del orden de 5 m, con un periodo de pico de unos 15 s.

Considerando que la sección efectiva del dique llegara hasta la cota -5,0m, se tendría que, en una pleamar a la +4,5 m, la altura de ola máxima por rotura a pie de dique sería de 7,5 m. Con un Tp = 15 s, esto supondría un rebase de unos 58 l/s/m el día del temporal.

Este estado de mar, razonablemente similar al del temporal de febrero, se tomó como oleaje de cálculo en la fase de estudio de alternativas. La falta de información más precisa sobre el estado de mar, junto con la elevada magnitud del rebase observado, propició que el criterio de validez de las alternativas no fuera la obtención de un determinado caudal de rebase objetivo, tal y como indican las tablas del *Coastal Engineering Manual*, sino que se adoptó un criterio comparativo. Este criterio consistía en reducir el rebase de la sección a la décima parte del rebase de la sección original, para el estado de mar de referencia antes descrito.

3 Solución de refuerzo

3.1 Alternativas de refuerzo

Se propusieron tres alternativas de refuerzo (ver siguientes figuras):

- Solución I: Creación de un dique exento de baja cota de coronación frente al dique actual.
- Solución II: Protección del trasdós con manto de cubos de hormigón, a lo largo de 110 m. Esta solución se podía combinar además con un ligero recrecido del espaldón.
- Solución III: Recrecido del dique hasta la cota +16.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

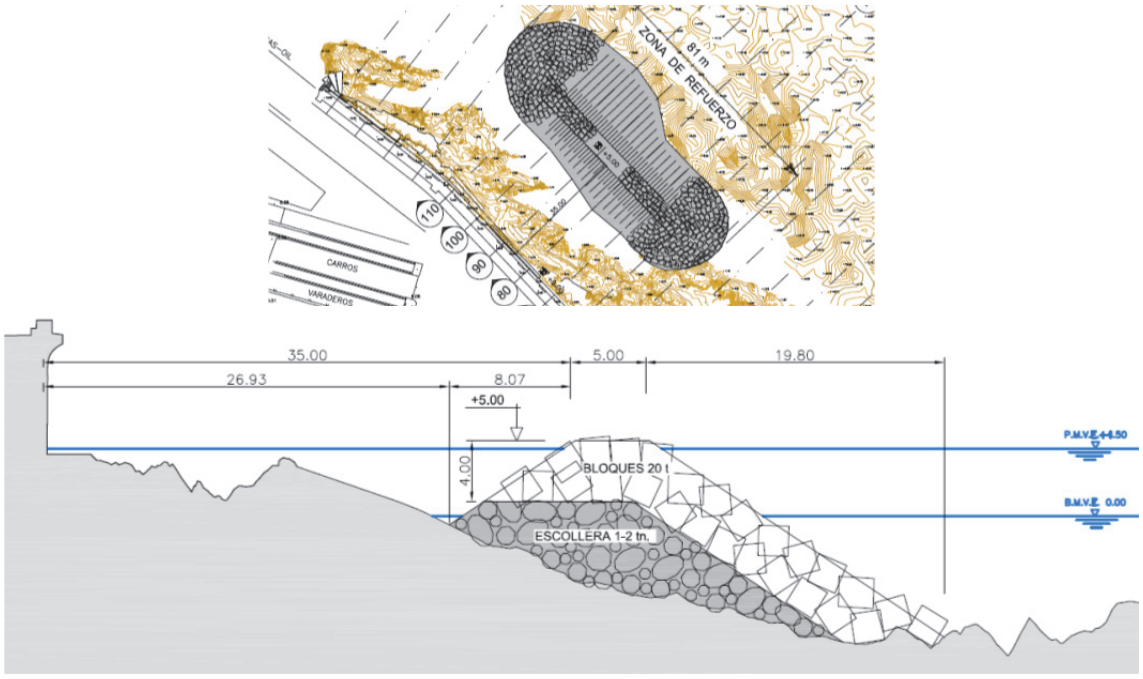


Fig. 5. Solución de refuerzo I: dique exento de 50 m a 35 m de la cara externa del dique.

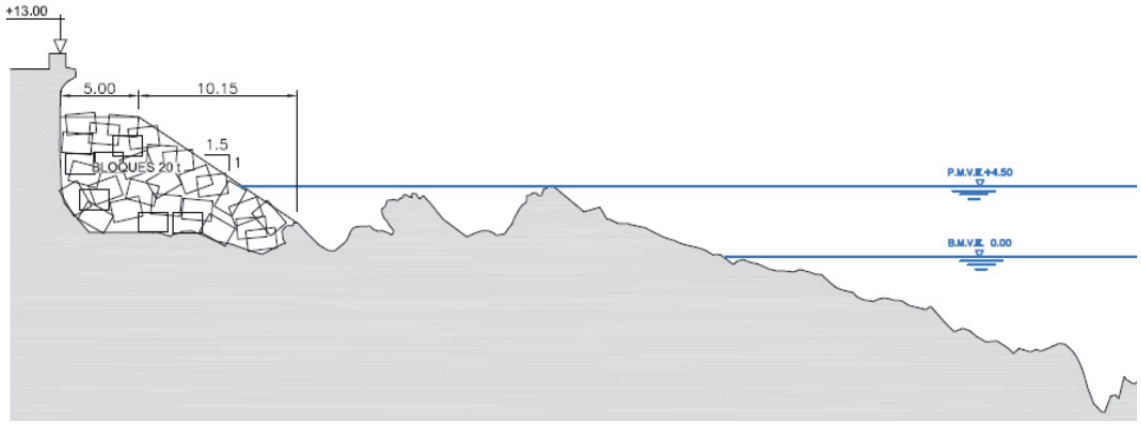


Fig. 6. Solución de refuerzo II: protección de bloques en el trasdós. Se puede combinar con un recrecido del espaldón.

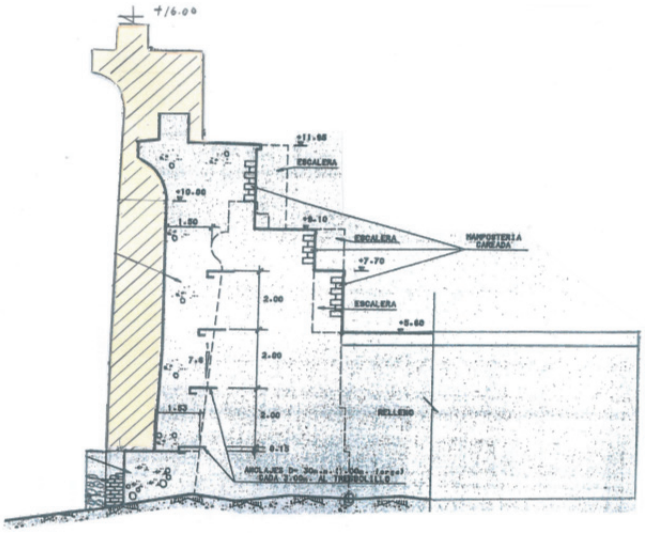


Fig. 7. Solución de refuerzo III: recrecido del espaldón hasta la cota +16.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.2 Comparación de soluciones

Se evaluaron las soluciones según varios criterios, como la garantía técnica de la solución para resolver el problema del rebase, la durabilidad, la facilidad constructiva y el plazo de construcción y el coste. La solución II se consideró combinada con un recrecido del espaldón a la cota +14,5 m, sin aumentar su anchura.

El caudal de rebase de cada solución se evalúo mediante la formulación de De Waal y Van der Meer (1992).

Rebase (q) en pleamar con Hs=5 m				
SOLUCION	**Cota coronación**	**Rugosidad**	**q (m3/m seg.)**	**Observaciones**
Actual	13,00 m	∫f = 1	0,058	
Solución I (*)	13,00 m	∫f = 1	0,00019	OK
Solución II	14,50 m	∫f = 0,7	0,0017	OK
		∫f = 0,85	0,0049	OK
Solución III	16,00 m	∫f = 1	0,0091	No alcanza umbral

(*) Con un coeficiente de transmisión de oleaje Kt= 0,43

Tabla 1. Caudal de rebase obtenido en las soluciones propuestas.

Evaluación de la inversión:

- Solución I: 1,4 M€
- Solución II: 1,2 M€
- Solución III: 0,84 M€

Evaluación de la solución constructiva:

- Solución I:
  - Opción A: Medios marinos para la ejecución del núcleo de escollera y manto de bloques. Grúa desde muelle para colocación de los bloques en coronación. La zona de la actuación es muy peligrosa para la navegación (riscos rocosos y baja profundidad).
  - Opción B: Relleno provisional para acceder con medios terrestres. Costoso y largo plazo de ejecución.
- Solución II: Colocación de bloques con grúa desde muelle. Recrecido del espaldón con encofrados de complejidad media.
- Solución III: Requiere encofrados de gran porte y sujeción desde el lado mar.

La tabla siguiente refleja la valoración de cada solución mediante un análisis multicriterio con la ponderación de los diferentes aspectos considerados.

	Valoración económica	Facilidad constructiva	Fiabilidad garantía técnica	Durabilidad mantenimiento	Plazo de Obra	Impacto ambiental	suma ponderada
ponderación	30%	10%	20%	15%	10%	15%	**100%**
Solución I	5	4	8	4	6	4	**5,3**
Solución II	6	7	6	7	7	7	**6,5**
Solución III	8	6	2	6	6	5	**5,65**

Tabla 2. Evaluación multicriterio de las soluciones.

La solución I era la que ofrecía mayores garantías en la reducción del rebase, pero otros aspectos la desaconsejaban frente a las demás, como su elevado coste, las dificultades constructivas derivadas del uso de medios marinos o la afección al medio ambiente por ocupación del lecho marino. Por otro lado, la solución III no cumplía el objetivo de rebase admisible.

Por todo esto, finalmente se optó por la solución II, combinando una protección de cubos de hormigón y un recrecido del espaldón.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.3 Actuación propuesta

Las figuras siguientes muestran la solución desarrollada en el Proyecto Constructivo. Consta de una protección de bloques de 20 t en el trasdós del dique coronada a la cota +9,0 m, con una anchura de 5m en coronación, un talud de 1,5:1 y una longitud de 150 m. Además, se recrecía el espaldón en un tramo de 160 m de dique desde la cota +13 hasta la cota +14,5 m, sin ensanchar la sección del dique original. Este recrecido se ejecutaba en hormigón, con sus correspondientes anclajes a la sección original, cuyo botaolas se mantenía.

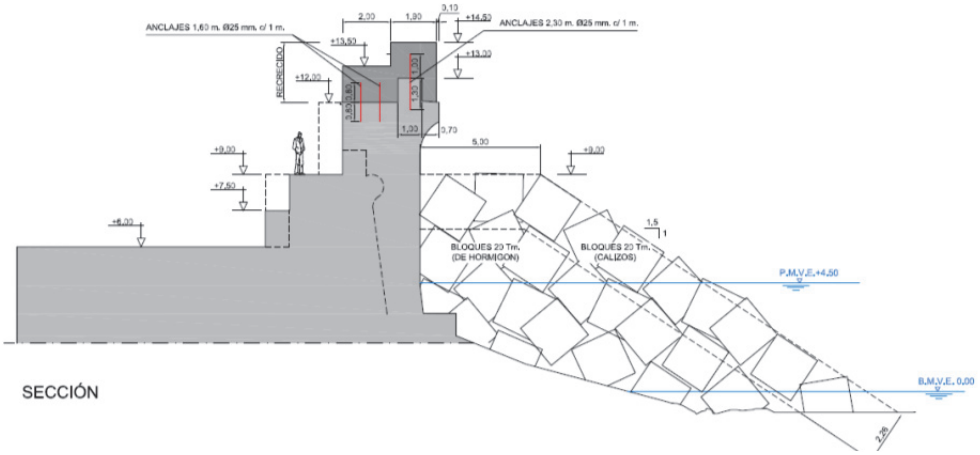


Fig. 8. Sección del refuerzo desarrollado en el Proyecto Constructivo.

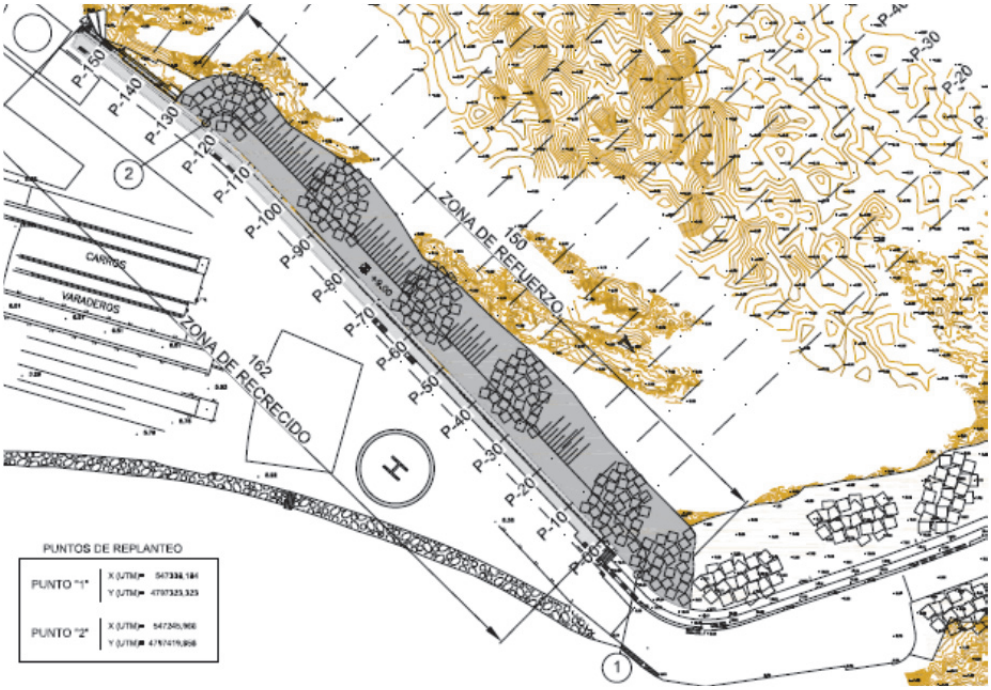


Fig. 9. Vista en planta del refuerzo desarrollado en el Proyecto Constructivo.

4 Desarrollo de la obra

Las obras, dirigidas por el Gobierno Vasco, fueron ejecutadas por Construcciones Balzola S.A. y SENER realizó la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra. Se desarrollaron según el plazo previsto de 4 meses, concluyendo el 31 de octubre de 2016.

A continuación se presentan algunas fotografías explicativas de las principales unidades de obra.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 10. Tramo a reforzar del dique de Ondarroa, antes de la actuación.

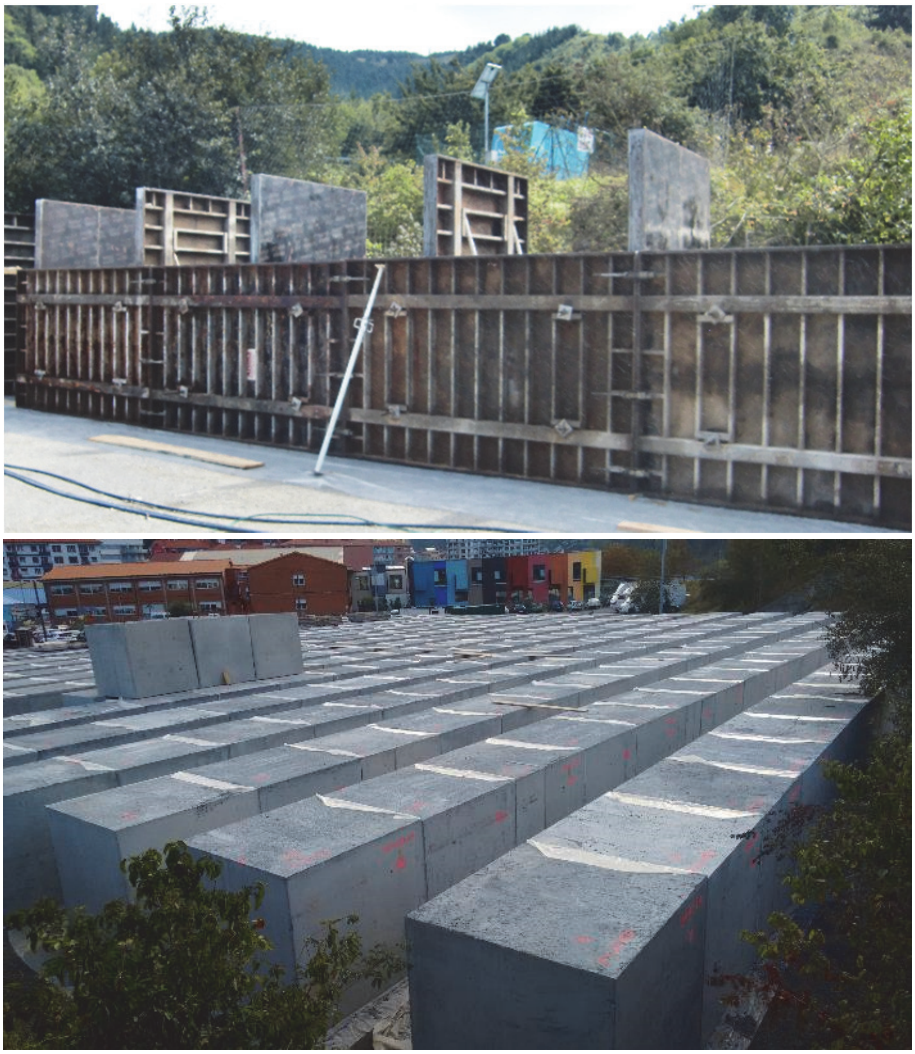


Fig. 11. Encofrado compacto de los bloques. Se hormigonaban primero los bloques impares, se retiraban las paredes internas del encofrado y se hormigonaban posteriormente los bloques restantes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 12. Preparación de la superficie para el recrecido y colocación de anclajes (izda). Módulo del encofrado del recrecido (dcha).



Fig. 13. Hormigonado y avance del recrecido.



Fig. 14. Colocación de bloques. Izda: grúa de 500 t. Centro: pinza de la grúa cargando un bloque desde camión. Dcha: colocación del bloque en su posición de la protección.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 15. Obra terminada en octubre de 2016.

Referencias

DE WAAL, J.P. y VAN DER MEER, J.W. (1992). "Wave runup and overtopping on coastal structures" *en 23rd International Conference on Coastal Engineering*, Edge, B.L. (edit.), p. 1758-1771.

DEPARTMENT OF THE ARMY, USACE (2008). *Coastal Engineering Manual*. EM 1110-2-1100. Washington, USA.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Diseño integral optimizado de defensas costeras y Marina con el uso de Xbloc

Gutiérrez-Martínez, Jorge[a]; De Rover, Richard[b]; Bakker, Pieter[b]; Reedijk, Johan Sebastiaan[b]; ten Oever, Erik[b]; Eggeling, Tamara[b]; Manaois, John Rae[b] y van de Koppel, Michael[b]

[a] Enginyeria Reventós S.L. C/ PereIV 363-381 08020, Barcelona. jgutierrez@ereventos.com [b] Delta Marine Consultants, Nederhorsstraat 1, 2801SC, Gouda (Países Bajos). richard.de.rover@bam.nl, p.bakker@dmc.nl, b.reedijk@bam.nl, e.ten.oever@dmc.nl, t.eggeling@bam.nl, j.manaois@bam.nl, michael.a.vande.koppel@bam.nl,

Resumen

El área de Cadzand-Bad en el sur de los Países Bajos fue identificada como un punto débil dentro del sistema de defensas costeras puesto que sus defensas no eran capaces de soportar una tormenta con una probabilidad de ocurrencia de 1/4000 años. Esto significó que dichas defensas de esta zona debían de ser mejoradas. Esta necesidad de mejora se vio como una oportunidad entre el municipio y la industria turística local para mejorar los espacios públicos y construir una Marina deportiva. Ello llevó a una colaboración público-privada para la realización del proyecto.

Las defensas costeras primarias de Cadzand-Bad han sido mejoradas con aportaciones de arena al sistema dunar, la construcción de un nuevo dique de contención dunar y dos diques rompeolas, con manto monocapa de Xbloc, delante de la estación de bombeo existente. Estos diques, han servido también para crear el espacio necesario para alojar una Marina deportiva para 125 embarcaciones.

Durante la construcción del proyecto se han realizado continuos trabajos de optimización del diseño inicial, mediante la interacción entre los equipos de construcción y de diseño. Esto condujo a un proceso de diseño en el cual, muchos aspectos han sido mejorados: costes, sostenibilidad, planteamiento del diseño y construcción.

Palabras clave: *Xbloc, diques, defensas, monocapa, protección, costera, Marina, diseño, porosidad, optimización.*

1. Introducción

El área de Cadzand-Bad en el sur de los Países Bajos fue identificada como un punto débil dentro del sistema de defensas costeras puesto que sus defensas costeras no eran capaces de soportar una tormenta con una probabilidad de ocurrencia de 1/4000 años. Esto significó que las defensas costeras de esta zona debían de ser mejoradas. Estas defensas protegían una estación de bombeo de regulación de los niveles de agua. A lo largo de la costa de los Países Bajos existen estaciones de bombeo de este tipo cuya misión es regular los niveles de agua interiores del país. Básicamente los Países Bajos son un lugar de transferencia de agua proveniente de los ríos que transportan agua desde el Oeste del país hacia el Mar del Norte, al Este y Norte del país. Debido a que la mayor parte del país se encuentra a una cota inferior al nivel del mar, es fundamental regular estos niveles de aguas interiores. Por ello, las estaciones de bombeo tienen un papel fundamental en la seguridad del país.

Esta necesidad de mejora de las defensas, se vio como una oportunidad entre el municipio y la industria turística local para mejorar los espacios públicos y construir una Marina deportiva. Ello llevó a una colaboración público-privada para la realización del proyecto.

Las defensas costeras primarias de Cadzand-Bad han sido mejoradas con aportaciones de arena al sistema dunar, la construcción de un nuevo dique de contención dunar y dos diques rompeolas delante de la estación de bombeo existente, los cuales, han servido también para crear el espacio necesario para alojar una Marina deportiva para 125 embarcaciones.

Desde el punto de vista del diseño, la combinación de las distintas partes del proyecto con los requisitos del cliente y el espacio disponible ha supuesto un reto. Durante la construcción de todo el proyecto integral se han realizado continuos trabajos de optimización del diseño inicial del proyecto gracias a una interacción y coordinación entre los equipos de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

construcción y de diseño. Esto condujo a un proceso de diseño en el cual un número importante de aspectos han sido mejorados en lo referente a costes, sostenibilidad, planteamiento del diseño y construcción.



Fig. 1. Imagen aérea de los trabajos de protección costera y de la Marina

2. Diseño

El diseño de las obras costeras se podría dividir en dos partes principales: la Marina y defensa central contra inundación y las defensas costeras Este y Oeste.

La defensa central comprende el dique y la estación de bombeo existentes y dos nuevos diques rompeolas. Los rompeolas tienen una longitud de 500m (Oeste) y 300m (Este) y están protegidos con Xblocs. Los diques rompeolas se diseñaron con un talud 3V4H que favorece la trabazón de los bloques, reduce la cantidad de materiales a emplear (siendo relevante la reducción de material de núcleo) y minimiza la ocupación en planta.

Para comprobar la estabilidad tanto del manto frontal como del manto del trasdós y de la protección del pie de talud se realizaron ensayos en modelo físico 2D en canal de oleaje. Estos ensayos se realizaron en el laboratorio de DMC en los Países Bajos. Con estos ensayos, aparte de comprobar la estabilidad, se consiguió optimizar la sección transversal y con ello reducir los costes de construcción.

2.1 Dique Oeste

Está formado por un núcleo que, en su inicio está formado por arenas protegidas con un geotextil sobre el cual se coloca un filtro de escollera de 10-60kg con el objetivo de no dañar el geotextil. La ejecución del núcleo con material de arenas en esta sección inicial, se realizó para aprovechar las arenas provenientes del dragado de la dársena y reducir los costes de construcción. Sobre el filtro de 10-60kg se coloca una subcapa formada por escollera de 300-1000kg y sobre la misma se coloca el manto de protección monocapa con bloques de hormigón Xbloc de 1.5m^3 y 4m^3, (dependiendo de la sección de dique).

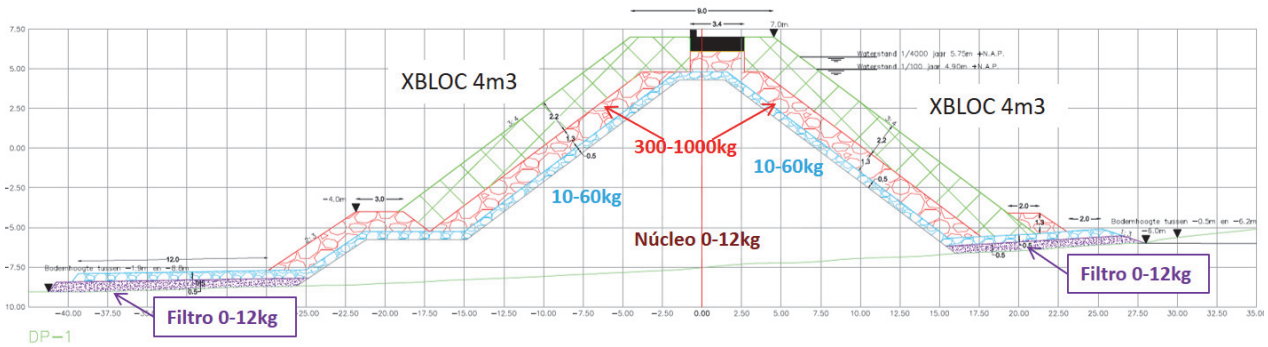


Fig. 2. Sección tipo diseñada del dique Oeste

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Tras la sección con núcleo de arenas, se realizó una sección con un núcleo de un tamaño de entre 0-12kg de material de escollera sobre el que se colocaron, igualmente, las mismas capas de filtro, subcapa y manto que en la sección anterior con núcleo de arenas y geotextil. En su sección más alejada de la costa, tanto el talud interior como el exterior están protegidos por el manto de Xbloc de $4m^3$.

En su coronación, se ha diseñado una losa de hormigón en masa que permite el acceso a lo largo de todo el dique una vez terminada su ejecución (más tarde, durante la construcción de los diques, esta losa se ejecutó finalmente de asfalto con la misma densidad que el hormigón para no reducir su estabilidad).

Una de las optimizaciones relevantes que se realizó fue la reducción de la longitud del dique Oeste. Mediante modelos numéricos se comprobó que la longitud de este dique podía reducirse en unos 24ml en relación a la longitud de dique del diseño básico, cumpliendo igualmente los requisitos del diseño, con el añadido de ahorro de costes que suponía.

2.2. Dique Este

El dique Este se diseñó con una sección similar a la del dique Oeste con un talud 3V4H y protegido con Xblocs tanto en el lado mar como en el lado dársena hasta la sección en la cual era estable la escollera en el lado dársena. Esto fue comprobado mediante estudios de penetración del oleaje.

2.3.Defensas primarias

Las defensas primarias Este y Oeste incluyeron alimentación de dunas sobre una longitud de 1km y el refuerzo del dique de refuerzo dunar actual ubicado al este de la Marina. La alimentación de las dunas se realizó con arenas provenientes del dragado de la dársena de la Marina. En total se dragaron alrededor de $160.000m^3$ de arenas que fueron vertidos tanto en la zona Este como al Oeste de la Marina para alimentar las dunas existentes.

Este es el primer proyecto Xbloc en Holanda, su país natal. Para la protección de los diques rompeolas tanto en su lado mar como en su lado dársena se utilizaron unidades Xbloc de $4m^3$ y $1,5m^3$. Se escogieron elementos de hormigón Xbloc donde los tamaños requeridos de escollera que eran estables no eran económicos para el proyecto.

3.1. Fabricación y transporte

El parque de producción de los bloques estaba emplazado cerca de Zeebrugge y las unidades fueron transportadas mediante barcazas hasta el lugar de las obras. Para la fabricación de los bloques se utilizaron en total 32 encofrados. Los encofrados son de acero y se componen de dos mitades con ruedas en la parte inferior para permitir un fácil encaje de ambas mitades y permitir su desencofrado de manera fácil. Están abiertos por la parte superior con el objetivo de poder verter el hormigón y poseen unas ventanas sobre las “narices” de los bloques que permiten la introducción de las agujas de vibrado del hormigón. El desencofrado se realiza fácilmente mediante gatos hidráulicos y el uso de las ruedas.



Fig. 3. Fabricación de Xblocs

Una de las singularidades de la fabricación de los bloques fue su fabricación en tiempo frío. Debido a ello, aparte de la adaptación de la mezcla, se colocaron aislantes en los encofrados para proteger el hormigón de las bajas temperaturas y

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

evitar gradientes de temperatura por encima de lo admisible durante el fraguado y endurecimiento del hormigón. Esto ya se aplicó en proyectos anteriores con Xbloc con éxito(Swinouscje, Polonia).



Fig. 3. Encofrados protegidos con aislantes para el hormigonado en tiempo frío

3.2. Colocación

El método de colocación de los Xblocs incluyó el uso de dos excavadoras al mismo tiempo (1 para la colocación y 1 para el uso de Echoscope) para la colocación subacuática en las secciones más profundas. No obstante, la sección de colocación bajo el agua se redujo al aumentar la altura de la protección del pie de talud. La altura máxima de la protección del pie de talud estable se verificó mediante pruebas de modelo 2D en el canal de DMC, tal y como se ha comentado en la sección anterior.

En total, alrededor de 5.000 unidades de Xblocs fueron colocadas en este proyecto en un plazo de 7 meses.



Fig.4. Colocación de Xblocs sobre la subcapa de escollera durante la ejecución del dique Oeste

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig.5. Vista de los diques rompeolas con manto de Xbloc en una fase de obras cerca de su finalización

Durante la fase de construcción se mejoraron una serie de aspectos en lo referente a costes, sostenibilidad y construcción. En concreto, en los rompeolas se optimizaron los siguientes elementos: su longitud, el material de núcleo, la protección de pie, los elementos de la coronación y la protección del fondo.

Además, se optimizó el dragado de mantenimiento de la Marina y se realizaron mayores aportes de arenas en la zona Oeste que tuvieron efectos positivos en otros aspectos constructivos. En la zona Este, se realizaron asimismo aportes de arenas y, tras algunos estudios se eliminó un dique de refuerzo dunar existente. En total se realizó un dragado de unos 160.000m^3, de la dársena. Aportando unos 70.000m^3 en la zona Este y unos 90.000m^3 en la zona Oeste, en la cual en el diseño básico era necesario alrededor de 12.000m^3 de aporte de arenas.

Para finalizar con las optimizaciones realizadas en la fase de construcción, justo contiguo a la Marina se pudo acortar una defensa de un dique de refuerzo dunar en una longitud de 100m.

Se trata del primer proyecto en Holanda en el cual se han empleado Xblocs. Mediante el uso de Xblocs en la protección de los diques rompeolas se consiguieron importantes ahorros en costes. La aplicación del Xbloc en un talud 3V4H implicó una reducción de volúmenes de materiales (principalmente de núcleo). La alta porosidad del manto generado con este bloque (tiene una porosidad del 58.7% por lo que casi el 60% del manto es aire y el resto hormigón) redujo el número bloques necesarios a fabricar y a colocar en el manto. Ello implicó, además, la redución de los plazos de ejecución y de la huella energética.

Por otra parte, la realización de ensayos en modelo físico permitió optimizar la sección transversal y los estudios en modelo numérico permitieron reducir la longitud del dique principal, todo lo cual permitió reducir de manera relevante los costes de construcción.

Finalmente, es necesario destacar que, mediante una estrecha interacción entre los equipos de construcción, los equipos de diseño y el cliente, se consiguieron realizar estimables optimizaciones que repercutieron en ahorros significativos en los costes totales de construcción en comparación con el diseño inicial.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig.6. Vista general de los diques rompeolas y la Marina deportiva de Cadzand-Bad tras su construcción

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo de todo el equipo del Coastal Department de Delta Marine Consultants y, especialmente del ingeniero Richard de Rover, líder de este proyecto.

Referencias

DELTA MARINE CONSULTANTS. *Xbloc Design Guidelines 2014* < https://www.xbloc.com/en/publications> [Consulta: 15 febrero 2017]

RIJKSWATERSTAAT (2011). *Water Management in The Netherlands*. Ando : Den Haag.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Diseño y construccción de la Marina Baie d'Alger

Grau-Albert, Juan Ignacio[a]; Lazzari-Gutiérrez, Juan[a] y Pardo, Vicente[b]
[a] BTP Infraestructuras S.L., Jefe de Proyectos del Dpto. de Ingeniería y Arquitectura - Director General. C/Ochandiano 18. Edif. A. Parque Empresarial El Plantío, 28023 Madrid. jigrau@btpinfraestructuras.es -jlazzari@btpinfraestructuras.es, [b] Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO), Dirección Técnica, Paseo de la Castellana 259D, Torre Espacio, 28046 Madrid. vicente.pardo@ohl.es

Resumen

Proyecto de Ejecucución de una Marina en la Bahía de Argel para una capacidad de 705 embarcaciones, 73 % de barcos inferiores a 15 metros de eslora, pero con la posibilidad de dar servicio a megayates de hasta 70m .

Dotación de superficie de agua de 148.930 m^2 y dotación de superficie de tierra de 104.251 m^2.

En la zona terrestre se diseñan las edificaciones necesarias para dar respuesta al programa de necesidades que generará el puerto deportiv: el edificio de Capitanía, Servicio Portuarios y Administración, módulos de vestuarios, escuela de vela, pañoles, locales comerciales y caseta de control de acceso al Puerto. La superficie construida total de todas las edificaciones asciende a 6.200 m^2.

Palabras clave: *Marina, Argelia,Cubípodos,Dique, Pantalanes,Dragado, Edificación.*

1. Introducción

La privilegiada situación de la Bahía de Argel en el Mar Mediterráneo, unida a sus excelentes condiciones naturales, ambientales y climáticas y el enorme desarrollo económico que viene experimentando Argelia en los últimos años, traen como consecuencia un aumento de la demanda de actividades e instalaciones de recreo, entre las que se encuentra la náutica-deportiva, asociada a un turismo de élite que, en conjunto, ha de convertir el comportamiento del entorno urbano de Argel en un modelo de *smart city* dentro del marco de sosteniblidad ambiental.

2. Características principales del Proyecto

En el año 2015, BTP Infraestructuras redacta el Proyecto Constructivo de la Marina Baie d'Alger, cuyo diseño en planta obedece a los siguientes conceptos:

- Realización de un dique curvo orientado frente a los oleajes predominantes a cota -6,50 m, profundidad suficiente para la entrada de las embarcaciones a puerto y que limita las acciones del oleaje, lo que minimiza los mantos de protección y por lo tanto la inversión;
- Realización de un contradique al abrigo del dique expuesto a los oleajes menos energéticos;
- Orientación de la bocana paralela a la costa hacia el Este, lo que facilita la ruta de acceso y la maniobrabilidad de las embarcaciones deportivas, así como el abrigo natural de la dársena con índices óptimos de agitación interna y evitando a su vez la contaminación provocada por la desembocadura del río Oued El Harrach;
- Dotación de superficie de tierra de 104.251 m^2, suficiente para disponer de todos los servicios portuarios necesarios para la óptima explotación de la Marina, de acuerdo a los estándares para este tipo de instalaciones (≈70,1% de la superficie de la lámina de agua);
- Dotación de superficie de agua de 148.930 m^2. Capacidad total para 705 embarcaciones, con una distribución de esloras adecuada a la demanda existente, con un 73 % de barcos inferiores a 15 metros, pero con la posibilidad de dar servicio a megayates de hasta 70 metros de eslora, adoptando un valor óptimo entre la inversión total y el número y tipología de los atraques.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

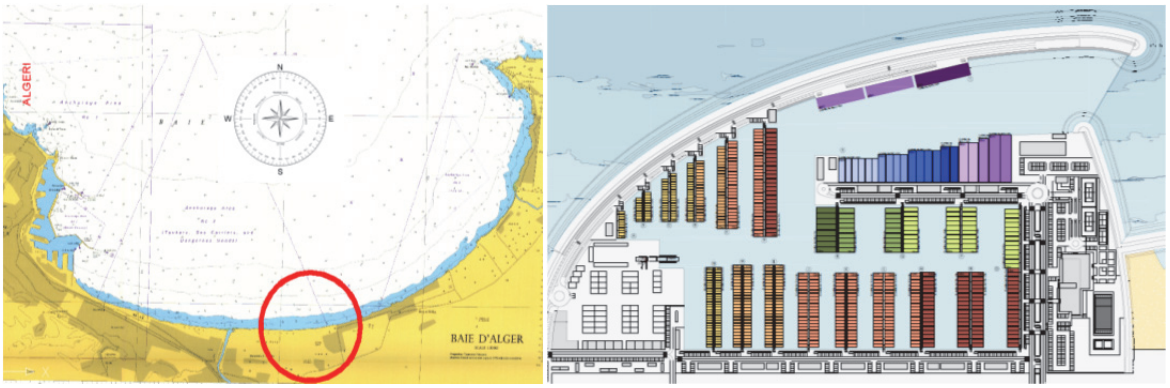


Fig. 1. Bahía de Argel: emplazamiento y planta general del puerto

3. Desarrollo del Proyecto

El diseño del puerto implica realizar una serie de estudios comunes a cualquier puerto de nueva implantación con las particularidades propias de que las instalaciones están dedicadas exclusivamente a embarcaciones deportivas y de recreo, intentando que el diseño se integre en el paisaje y que tenga bajo impacto visual.

3.1 Estudios previos

Previamente al diseño se procedió a realizar los siguientes estudios:

- Flota de diseño;
- Régimen de temporales escalar y direccional en alta mar;
- Régimen medio de oleaje en alta mar;
- Propagación del oleaje extremal hasta la ubicación de los diques;
- Propagación del oleaje medio al interior de las aguas abrigadas;
- Estudio de mareas;
- Régimen extremal y medio de viento en el lugar de ubicación del puerto;
- Investigación geotécnica del terreno en el lugar de ubicación del puerto y condicionantes sísmicos;
- Estudios de dinámica litoral.

A partir de estos datos se procedió a realizar el diseño en planta y alzado del puerto.

3.2 Diseño en planta

- Diseño de los diques, estudio de la ruta de entrada del megayate de 70 m de eslora, anchura y orientación de la bocana;
- Canal de entrada, áreas de maniobra interiores, anchuras de las vías de navegación, longitudes necesarias de muelles y pantalanes y separación entre los mismos.

3.3 Diseño en alzado

3.3.1 Obras de abrigo

En función de los fondos existentes se adoptó la tipología de diques en talud con talud 3H:2V. El dique principal se diseña para una altura de ola Hs=4,50m.Tiene una longitud de 990 m. Para el manto de protección se estudió la utilización de diferentes piezas: Bloques de hormigón de 10t, bloques Antifer de 10 t, Acrópodos monocapa de 15 t y Cubípodos de 3 t en solución bicapa. Se eligió la solución de Cubípodos tanto por razones técnicas como económicas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En el morro se disponen Cubípodos de 12 t. La solución proyectada se ensayó en modelo reducido 2D,en el Instituto de Hidrodinámica Aplicada (INHA) de Barcelona, alcanzándose el temporal de diseño sin daños en el manto de protección. El contradique tiene una longitud de 314 m y el manto de protección es de escollera.

3.3.2 Muelles

En función de la flota prevista y de la marea meteorológica se definen los calados en los diferentes muelles y su cota de coronación. Para el cierre paralelo a la línea de costa, atendiendo a la topografía existente y a la naturaleza del terreno, se adoptó una solución vertical a base de tablestacas atirantadas. Para los muelles anejos al canal de entrada se adoptó una solución pilotada con el fin de minimizar el oleaje reflejado y conseguir que los niveles de agitación previsibles estén por debajo de los admisibles.

3.3.3 Pantalanes

Se adopta una solución a base de pantalanes flotantes de hormigón guiados por pilotes metálicos. El amarre de las embarcaciones se resuelve mediante bolardos dispuestos en los pantalanes y muertos de hormigón.

3.4 Explanadas y pavimentos

Se crea un total de 104.251 m^2 de explanada. Las zonas correspondientes a viales, zonas de estacionamiento y zonas peatonales se pavimentan con adoquines, en la zona de explanada correspondiente al varadero se dispone firme de hormigón.

3.5 Edificaciones

En el Proyecto de Ejecución se proyectaron las edificaciones necesarias para dar respuesta al programa de necesidades que generará el puerto deportivo, tales como: el edificio de Capitanía, Servicio Portuarios y Administración, módulos de vestuarios, escuela de vela, pañoles (de dos tipos: en la zona del Puerto y en la zona del dique), locales comerciales y la caseta de control de acceso al Puerto. La superficie construida total de todas las edificaciones asciende a 6.200 m^2.

Se buscó homogeneidad tipológica en el diseño de todas las edificaciones, primando el criterio de horizontalidad.

4. Ejecución de las obras

Las obras en la actualidad están en ejecución llevándose construido un 38,5% del dique. BTP Infraestructuras actúa como Project Management de la obra, aportando el personal cualificado del organigrama técnico para la ejecución de la obra: Director de Proyecto, Jefe de Obra, Encargado General y Jefe de Oficina Técnica.

La instalación principal es el parque de fabricación de Cubípodos, el cual está funcionando a pleno rendimiento. Desde antes del arranque de la obra SATO ha prestado asistencia técnica en lo referente a la fabricación de Cubípodos (encofrados, pinzas y diseño del parque de fabricación y acopio), definición de sus mallas de colocación y de las transiciones entre las diferentes secciones tipo que definen el dique.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Metodología para la optimización de la maniobra de fondeo de cajones en infraestructuras marítimas

Meneses, Lucía[a]; de los Dolores, Daniel[a]; Sarmiento, Javier[a]; Blanco, David[a]; Guanche, Raúl[a]; Losada, Íñigo J.[a]; Rodríguez de Segovia, María F.[b]; Ruiz, Manuel J.[b]; Martín, Miguel Ángel[b]; Conde, María José[b] y Esteban, Francisco[b]

[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. menesesl@unican.es, [b]FCC Construcción, Departamento de Obras Hidráulicas y Marítimas, Área de Infraestructuras. Avda. de Camino de Santiago, 40, 28050, Madrid, España. mfrodriguezs@fcc.es

Resumen

En los últimos años del siglo XX, se ha generalizado el uso de cajones flotantes en infraestructuras portuarias: muelles y otras estructuras de atraque, diques de abrigo verticales y diques especiales tipo flotante. Sin embargo, a pesar del uso extensivo de cajones flotantes como tecnología constructiva para obras de abrigo, a día de hoy existen numerosos condicionantes y limitaciones en el proceso de diseño y constructivo de este tipo de infraestructuras, fundamentalmente derivados del proceso de fondeo de los cajones flotantes.

El trabajo que se presenta en este documento es proceso del análisis del comportamiento de un cajón flotante, para el cual se ha integrado el conocimiento y la experiencia adquirida en el campo y los modelos numéricos avanzados para simulación la del comportamiento flotante de cajones durante todo el proceso constructivo, calibrados y validados con una combinación de datos de laboratorio y campo únicos en su género, con el objetivo de desarrollar una metodología integrada y las herramientas necesarias para apoyar todo el ciclo de vida de la construcción de diques verticales mediante cajones prefabricados.

Palabras clave: *Cajones Flotantes, Diques Verticales, Construcción, Modelado Físico, Modelado Numérico, Campaña de Campo, Metodología, Optimización.*

1. Introducción

Los cajones flotantes constituyen estructuras de grandes dimensiones que por su sección transversal aligerada – multicelular – pueden flotar una vez terminadas. Eso les confiere una gran versatilidad en cuanto a construcción (mediante hormigonado deslizante), transporte flotando y colocación en la obra portuaria, ya sea para muelles, diques u otros. Las infraestructuras típicas que emplean este tipo de cajones son los muelles y otras estructuras de atraque, los diques de abrigo verticales y los diques especiales tipo flotante. Este tipo de estructura flotante es una tipología ampliamente empleada en la construcción de diques en los puertos españoles. Son, sin duda, las mayores piezas prefabricadas de hormigón, con moles que pueden llegar a más de 10.000 m3 de hormigón.

Sin embargo, hoy en día, el diseño de este tipo de estructuras presenta una serie de condicionantes o limitaciones relacionadas con la estabilidad hidrostática durante las maniobras de transporte y fondeo. Además, la información relativa al transporte y fondeo de cajones en condiciones reales es limitada. No se disponen de protocolos, lo que dificulta la generalización del diseño del transporte y fondeo. Además, no existen herramientas específicas que permitan estudiar con detalle el comportamiento de los cajones en flotación.

Es por ello que este trabajo tiene por objetivo el diseño y desarrollo de una metodología integrada y las herramientas necesarias para el apoyo al transporte y fondeo de cajones flotantes. Esta metodología permitirá la reducción de riesgos en las maniobras, aumentando la seguridad de las mismas y reduciendo los costes.

El resultado de este trabajo ha concluido con una serie de herramientas contrastadas que permitirán la simulación de distintos escenarios y la consiguiente reducción de riesgos y costes de una obra de abrigo mediante cajones verticales.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

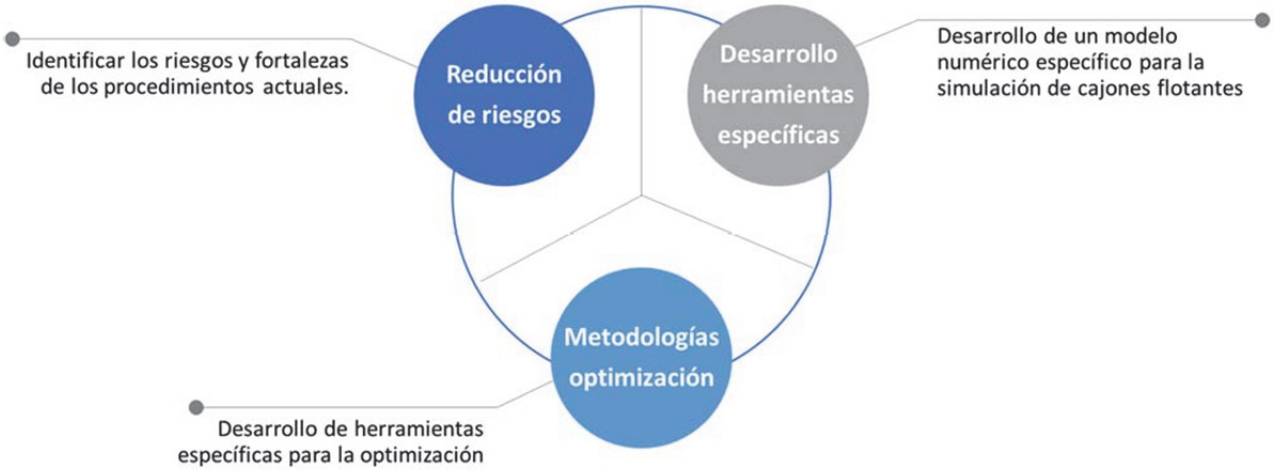


Fig. 1. Objetivos principales del trabajo expuesto.

2. Metodología

La metodología desarrollada en el presente trabajo constituye una metodología integrada que engloba las diferentes etapas que atraviesa un cajón flotante durante el proceso constructivo de infraestructuras marítimas, con el objetivo de optimizar el diseño de las maniobras y las estrategias de fondeo, reduciendo así los riesgos y costes de una obra de abrigo construida con cajones verticales.



Fig. 2. Metodología integrada. Estudio integral del problema.

En los siguientes sub-apartados se describe cada una de las etapas de la metodología desarrollada.

2.1. Campaña de campo: monitorización

En primer lugar, y tras la revisión e identificación de los principales riesgos y fortalezas de las maniobras de fondeo de cajones, se diseñó y realizó una intensa campaña de campo con el objetivo de profundizar en el conocimiento del comportamiento de los cajones durante las maniobras de transporte y fondeo.

Para la correcta consecución de los objetivos de la campaña, se diseñó y desarrolló un sistema de monitorización capaz de registrar movimientos, velocidades y aceleraciones en el cajón y tiros en los cabos y cables de apoyo al fondeo.

Los resultados de la campaña de campo han permitido la calibración y validación de los modelos numéricos desarrollados.

2.1.1. Diseño y desarrollo del sistema de monitorización

El sistema de monitorización diseñado y desarrollado es capaz de monitorizar el comportamiento de un cajón durante la fase de transporte desde el emplazamiento donde se construyó hasta el emplazamiento definitivo y su posterior fondeo del mismo. Siendo las variables monitorizables las que se exponen a continuación:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Posición, velocidad y aceleraciones del cajón
- Giros e inclinaciones del cajón.
- Esfuerzos en cabos, cables y amarras del cajón.
- Variables medioambientales: viento[1].

La *Fig. 3* muestra un esquema simplificado de los principales equipos que integran el sistema de medidas a instalar sobre el cajón.

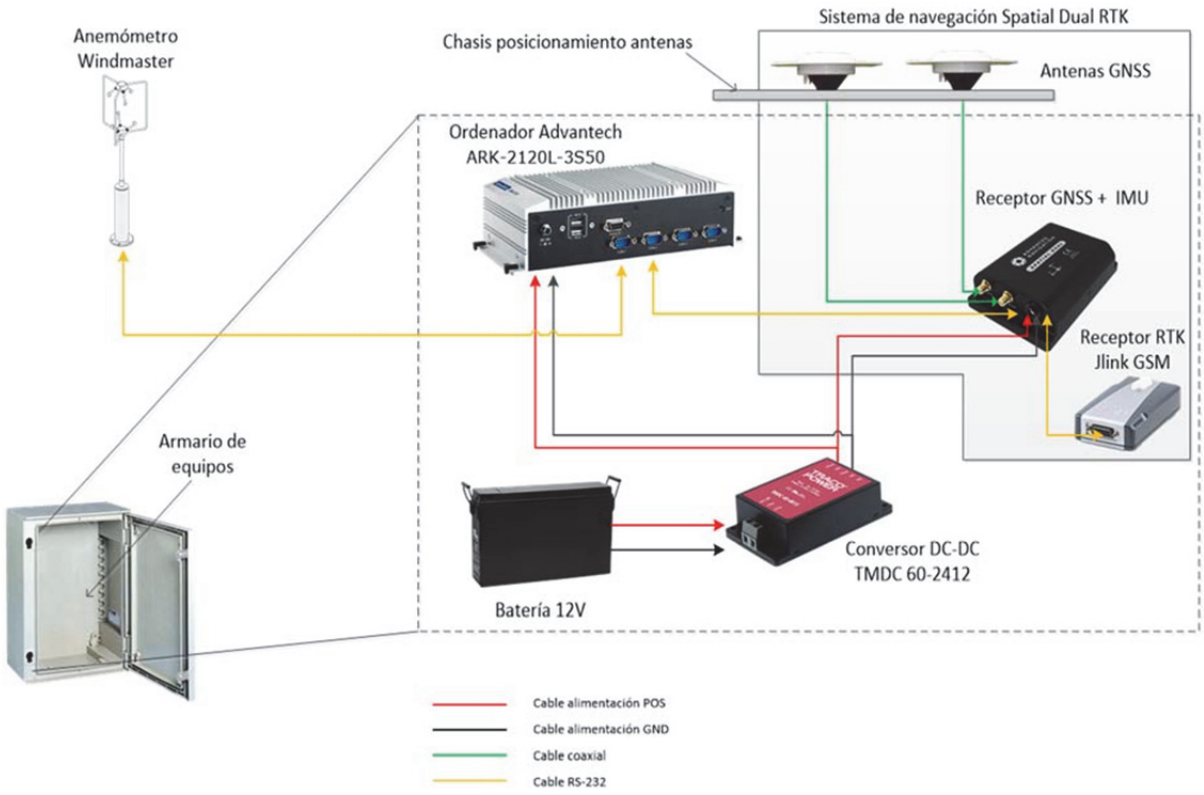


Fig. 3. Principales componentes del sistema de monitorización.

Con el fin de alcanzar el diseño óptimo del sistema de medidas, ha sido necesario el estudio de la tecnología existente en cuanto a sistemas GPS de posicionamiento global, sistemas de adquisición de datos, sistemas de conexión inalámbrica, etc.

Sobre el cajón se posicionarán los equipos (ver *Fig. 4*) encargados de caracterizar los movimientos del mismo y el anemómetro. Por otra parte, en las líneas de fondeo, se instalará un grillete instrumentado (ver *Fig. 5*), que será el elemento de unión entre la cadena del ancla y el cable del cabrestante. Cada grillete funcionará de forma autónoma, almacenando los datos de forma local y que después tendrán que ser volcados a un ordenador.

La *Fig. 6* muestra una vista interior y exterior del armario instalado.

[1] Las variables meteoceánicas de oleaje y nivel de marea han sido integradas a partir de los registros de la red de boyas y mareógrafos de Puertos del Estado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 4. Armario instalado para la monitorización.



Fig. 5. Grillete monitorizado instalado en las líneas de amarre al cajón anterior.

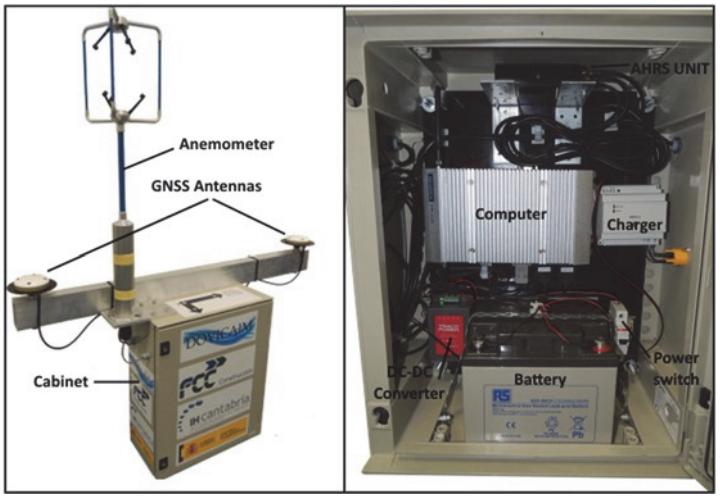


Fig. 6. Vista interior y exterior del armario.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2.1.2. Campaña de campo

La maniobra de campo a monitorizar comienza tras la fabricación del cajón y su botadura, con el transporte del cajón hasta su posición de pre-fondeo o acopio, posterior reflote y remolque hasta la ubicación o emplazamiento final del cajón. Por último, se realiza un pre-posicionamiento preciso y hundimiento definitivo.

Las monitozaciones se llevaron a cabo durante la construcción del Puerto de Granadilla (Tenerife) durante las campañas de 2015 y 2016.

2.1.3. Resultados de la campaña

A continuación, se muestran algunos de los parámetros monitorizados durante el transporte y fondeo de los cajones.

La maniobra de remolque del cajón se iniciaba en el puerto de Santa Cruz y finalizaba al llegar a las inmediaciones de las obras del Puerto de Granadilla.

La *Fig. 8* muestra la ruta seguida por el cajón durante su transporte y la distribución de velocidades registrada.



Fig. 7. Cajón remolcado a la salida del Puerto de Granadilla

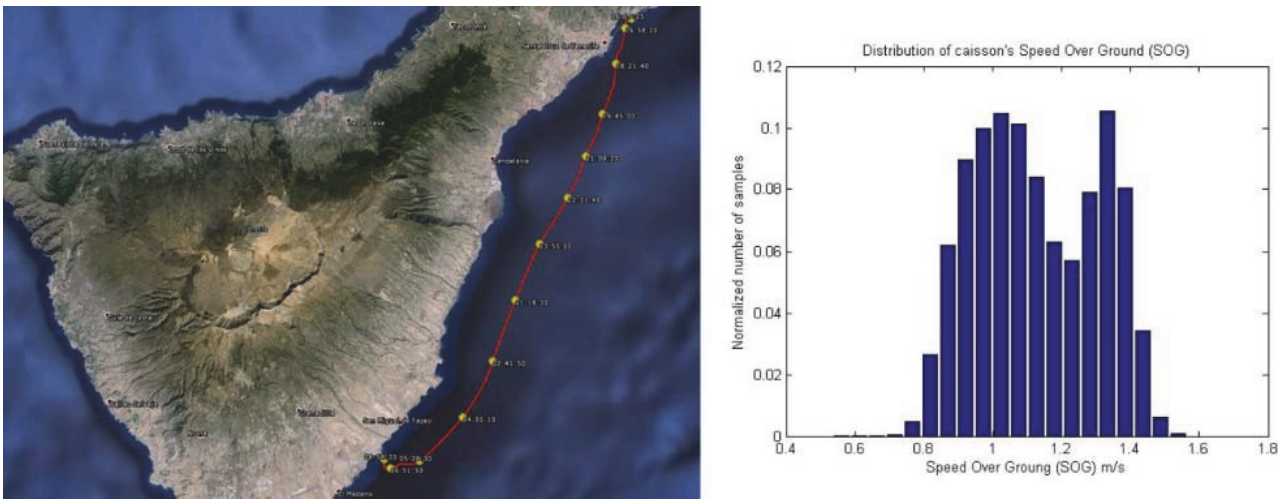


Fig. 8. Ruta seguida por el cajón (izquierda) y distribución de velocidades registradas (derecha)

Durante las maniobras se registraron los 6 grados de libertad del cajón y las tensiones en 4 de las líneas amarre dispuestas para el fondeo. La *Fig. 9* muestra algunos de los resultados obtenidos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

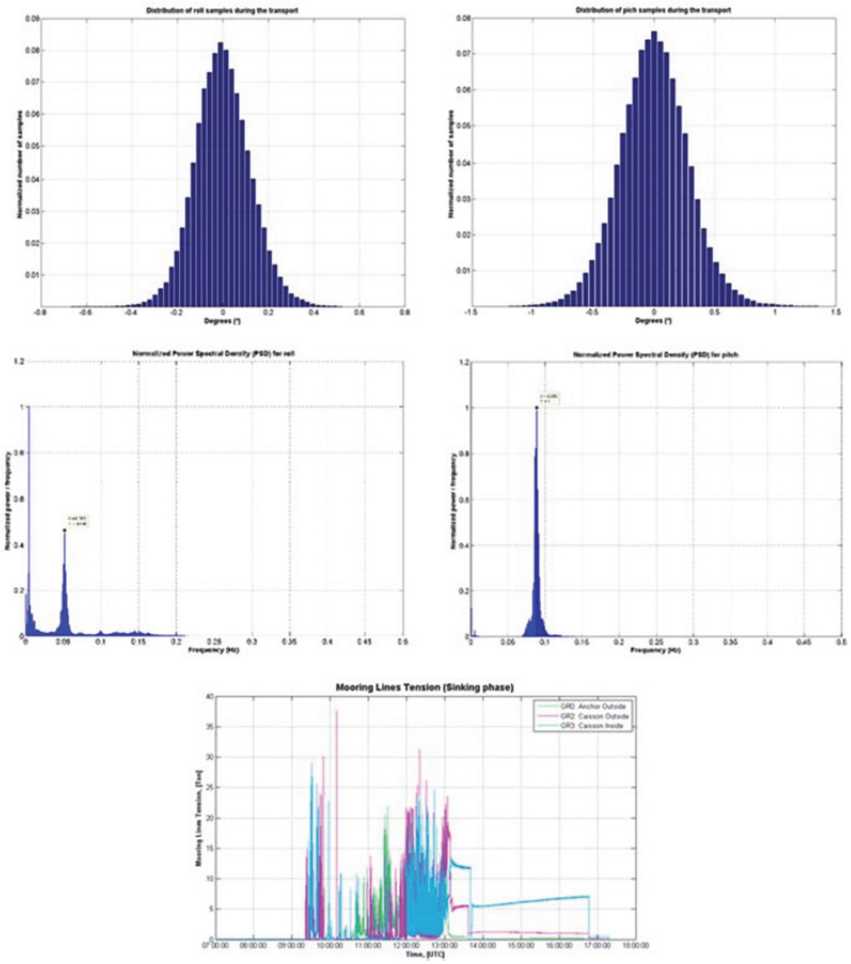


Fig. 9. Distribución de roll y pitch durante el transporte (superior). Espectro de movimientos para roll y pitch durante el transporte (centro). Registro de tensiones durante un fondeo (inferior)

2.2. Ensayos de laboratorio a gran escala

Para la correcta consecución de los objetivos, se desarrolló una extensa campaña de laboratorio (más de 100 ensayos) a gran escala (1:12), la cual ha permitido profundizar en el el conocimiento del comportamiento en la mar de un cajón flotante a lo largo de su ciclo de vida, teniendo como objetivo general la caracterización de los fenómenos hidrodinámicos más relevantes que se producen durante las fases de acopio y fondeo de cajones para la construcción de diques verticales.

Durante la campaña de ensayos se alcanzaron los siguientes objetivos: (1) Recreación de las estrategias de fondeo y acopio de cajones flotantes, (2) Análisis del comportamiento de los cajones flotantes e (3) Identificación de los umbrales de operación.

La campaña de ensayos se llevó a cabo en el Cantabria Costal and Ocean Basin (CCOB). El CCOB se encuentra ubicado en el laboratorio de Ingeniería Hidráulica, de Costas y Offshore del Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, España. El CCOB tiene una longitud de 30 metros, 44 metros de ancho y una profundidad variable de 0.2 metros hasta los 3.2 metros, lo que le hace único para desarrollar una campaña tan singular como la presente.

La *Tabla 1* muestra las variables monitorizadas durante la campaña de ensayos.

Variables monitorizadas durante la campaña de ensayos
Superficie Libre. Sensores capacitivos.
6 Grados de Libertad. QUALYSIS
Tensiones en las líneas de fondeo y amarre. Células sumergibles S-Beam.
Sistema de cámaras de video.

Tabla 1. Varibles monitorizadas durante la campaña de ensayos

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

De forma global, el plan de ensayos propuesto y ejecutado, se puede dividir en dos grandes grupos de ensayos:

[1]. Ensayos de Caracterización del Modelo. Ensayos Sin Oleaje

- Ensayos de Amortiguación con Sistema de Fondeo (Decay Tests).

[2]. Ensayos con Oleaje.

- Calibración del Oleaje.
- Ensayos con Modelo.

Por otro lado, de manera complementaria y con el objetivo de cumplir y alcanzar la altura de ola objetivo, se ha llevado a cabo una calibración previa de los oleajes a realizar en la presente campaña de ensayos.

Tolos los oleajes incidentes generados durante toda la campaña de ensayos fueron evaluados empleando un set de sensores de superficie libre, convenientemente dispuesto para la descomposición del oleaje total en oleaje incidente y reflejado/radiado, mediante las técnicas de Mansard y Funke (Mansard & Funke, 1980).

2.2.1. Ensayos con oleaje

Los ensayos con oleaje regular e irregular sirven para comprobar el comportamiento global del cuerpo. Las series temporales de movimientos, aceleraciones y tensiones han sido registradas durante todos los ensayos llevados a cabo.

Los ensayos con oleaje, han sido clasificados en diferentes configuraciones en función del proceso a reproducir.

- *Configuración 1*: Ensayos para la caracterización hidrodinámica del cajón.
- *Configuración 2*: Ensayos para la determinación del comportamiento del cajón flotante durante su hundimiento y determinación de los umbrales de operación
- *Configuración 3*: Ensayos para la determinación del comportamiento del cajón flotante en la fase de acopio.

Previamente a la ejecución de los ensayos con modelo, se han llevado a cabo una serie de ensayos de calibración del oleaje para garantizar que el estado de mar incidente que llega al modelo, es el estado de mar objetivo seleccionado previamente. Los ensayos de calibración tienen por objetivo garantizar que la altura de ola que llega al modelo se corresponda con la altura de ola objetivo seleccionada inicialmente.

La *Tabla 2* muestra todos los datos analizados durante los ensayos con oleaje, el lugar donde se han medido cada variable analizada y los análisis llevados a cabo para cada una de las series temporales registradas durante la campaña de laboratorio.

Ensayos con OLEAJE				
Datos Analizados		**Punto de Análisis**	**Salida de Datos**	
Comportamiento de la Estructura	Movimientos	Centro de Gravedad de la estructura para la configuración ensayada	Análisis Estadístico y Espectral	Gráficas y Figuras
	Aceleraciones	Centro de Gravedad de la estructura para la configuración ensayada	Análisis Estadístico y Espectral	Gráficas y Figuras
	Tensiones Sistema de Fondeo	En los puntos de anclaje de las líneas de fondeo.	Análisis Estadístico y Espectral	Gráficas y Figuras
Control de Oleaje generado	Superficie libre	Análisis incidente - reflejada, control del oleaje generado, array 1 y array 2	Análisis Estadístico y Espectral	Gráficas y Figuras

Tabla 2. Datos Analizados: ensayos con oleaje

Configuración 1. Ensayos para la caracterización hidrodinámica del cajón

Los ensayos englobados dentro de la Configuración 1 (ver *Fig. 10*), corresponden al estudio del comportamiento hidrodinámico del cajón cuando este se encuentra sometido a la acción del oleaje. En este grupo se engloban tanto ensayos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de oleajes regulares como irregulares. Durante la Configuración 1, se ha estudiado el comportamiento del cajón para tres condiciones de carga diferentes o calados: 18 metros, 20 metros y 22 metros. En total se realizaron más de 80 ensayos.



Fig. 10. Instantánea tomada durante la Configuración 1.

Configuración 2. Hundimiento del cajón

Los ensayos englobados dentro de la Configuración 2 son aquellos cuyo objetivo es la evaluación y el estudio del comportamiento del cajón durante la maniobra de fondeo.

Esta configuración se ha realizado en 2 etapas. En primer lugar se realizaron una serie de entrenamientos con distintos oleajes y sistema de control, en condiciones de cajón exento. Una vez comprobado, y calibrado el control de los cabrestantes se procedió a la determinación del umbral de la maniobra de fondeo en condiciones reales (hundimiento en frente de avance).



Fig. 11. Fotografías de los ensayos de la Configuración 2.

Durante la campaña de ensayos se llevó a cabo el diseño de la estrategia de control y el desarrollo del mismo para fondeo automático de los cajones a escala empleados en los ensayos en laboratorio.

El principal objetivo que se establece para el sistema de control es ser capaz de realizar la aproximación del cajón a su posición final de fondeo y mantenerlo en esa misma posición mientras se hunde hasta que finalmente quede posado en la banqueta.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Las líneas empleadas en la maniobra de hundimiento han sido controladas por 8 motores eléctricos que simulan los cabrestantes utilizados en campo y un sistema de bombeo que introduce agua en las celdas del cajón para producir el hundimiento del mismo.

El sistema de control del posicionamiento ha sido diseñado en conjunto por el IHCantabria y el Departamento de Tecnología Electrónica, Ingeniería de Sistemas y Automática de la Universidad de Cantabria.

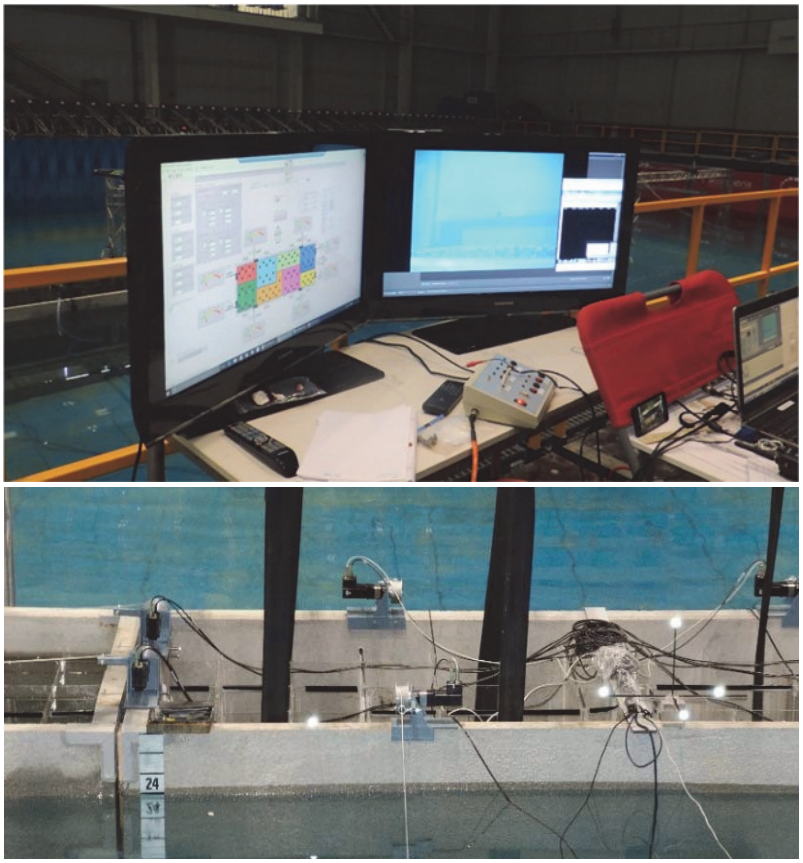


Fig. 12. Sistema de control para el posicionamiento y hundimiento automático del cajón.

Configuración 3. Fase de acopio

Los ensayos englobados dentro de la Configuración 3 tienen por objetivo la evaluación y el estudio del comportamiento del cajón durante su acopio abarloado a dique.

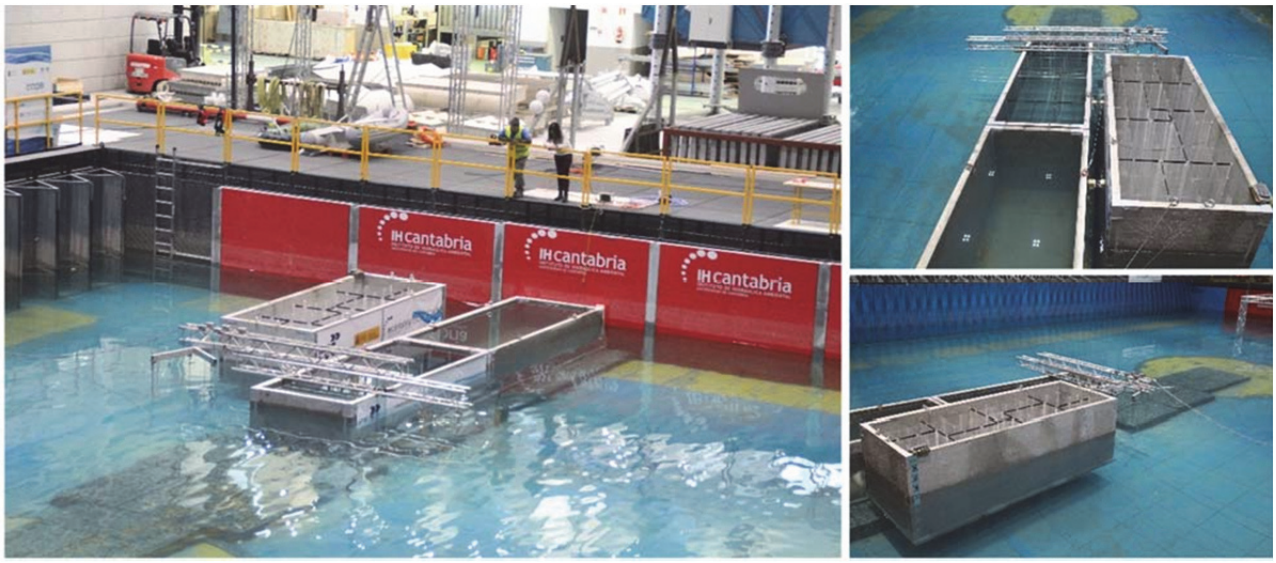


Fig. 13. Fotografía de los ensayos de la Configuración 3.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2.3 Modelado numérico

La herramienta numérica desarrollada integra un modelo hidrodinámico y un modelo de amarres en un mismo sistema que proporciona información tanto del movimiento del cuerpo flotante como del comportamiento del sistema de fondeo simultáneamente en el dominio del tiempo.

El modelo hidrodinámico está basado en el modelo open-source NEMOH (Babarit & G. Delhommeau, 2015). Por otra parte, el modelo dinámico de amarres "adhoc" basado en (Armesto J. A., 2016), resuelve la ecuación de la catenaria en el tiempo, obteniendo los movimientos y tensiones de la línea.

El modelo numérico resuelve la ecuación integro-diferencial (Cummins, 1962), que expresa el movimiento en el dominio del tiempo de un cuerpo flotante sometido a las fuerzas actuantes sobre él:

$$(M + A_{\infty})\ddot{z}(t) + \int_0^{\infty} K(t - v)\dot{z}(v)dv + Gz(t) = F_{esc}(t) + F_{currentc}(t) + F_{wind}(t) + F_{moor}(t) + F_{fenderc}(t) + F_{fricc}(t) \quad (1)$$

En este trabajo se ha optado por la resolución directa de la integral de convolución truncando la integral infinita a un valor lo suficientemente grande (t^*), despreciando así la influencia de la integral de convolución para valores de $t > t^*$, lo que reduce notablemente el tiempo de computación (Armesto J. A., 2015).

2.3.1. Acople a un modelo de agitación porturaria

En estre trabajo, con el objetivo de obtener una herramienta numérica avanzada, se ha aclopado el modelo de propagación y agitación portuaria bidimensional IH-BOUSS (Diaz-Hernandez, 2015) al modelo de flotantes previamente desarrollado.

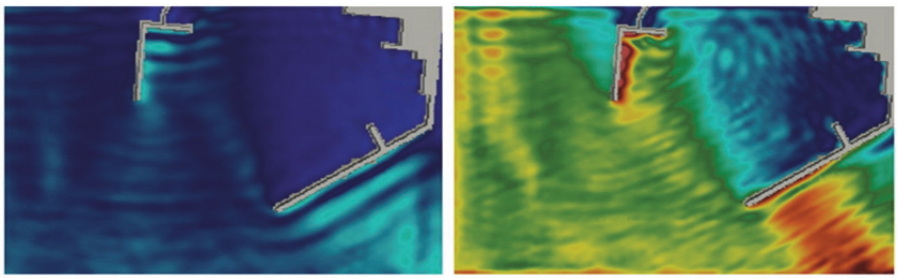


Fig. 14. Modelado de la propagación y agitación portuaria.

2.3.2. Calibración y validación del modelo numérico

En primer lugar el modedo hidrodinámico fue validado empleando el modelo MSP de IHCantabria. En segundo lugar se procedión a la verificación del modelo en el dominio del tiempo. Para ello se empleó el modelo comercial SESAM de DNV-GL. Los resultados del modelo numérico desarrollado, se compararon con los resultados obtenidos con SESAM para distintos oleajes regulares e irregulares.

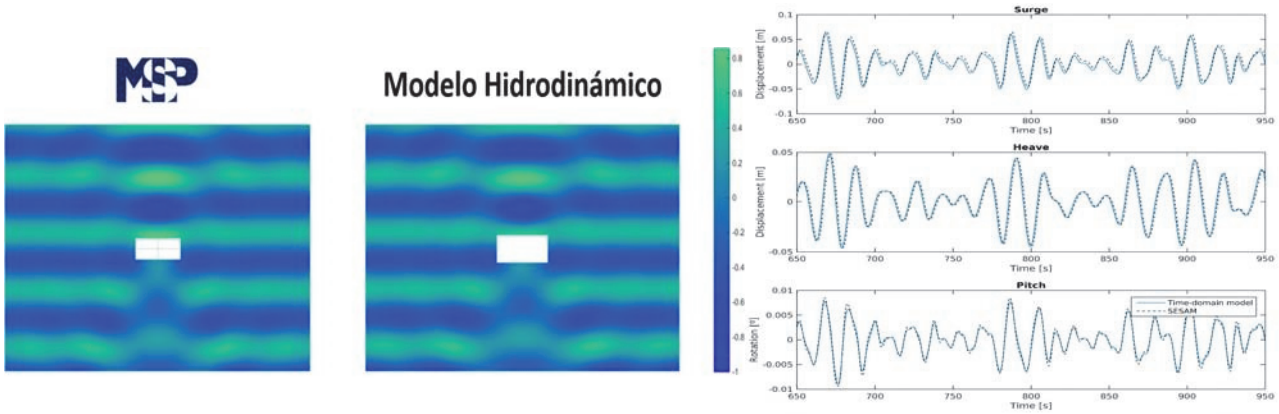


Fig. 15. Verificación de la superficie libre (izquierda). Verificación del modelo en el dominio del tiempo (derecha).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Finalmente el modelo numérico avanzado se calibró con los resultados obtenidos de la campaña de laboratorio.

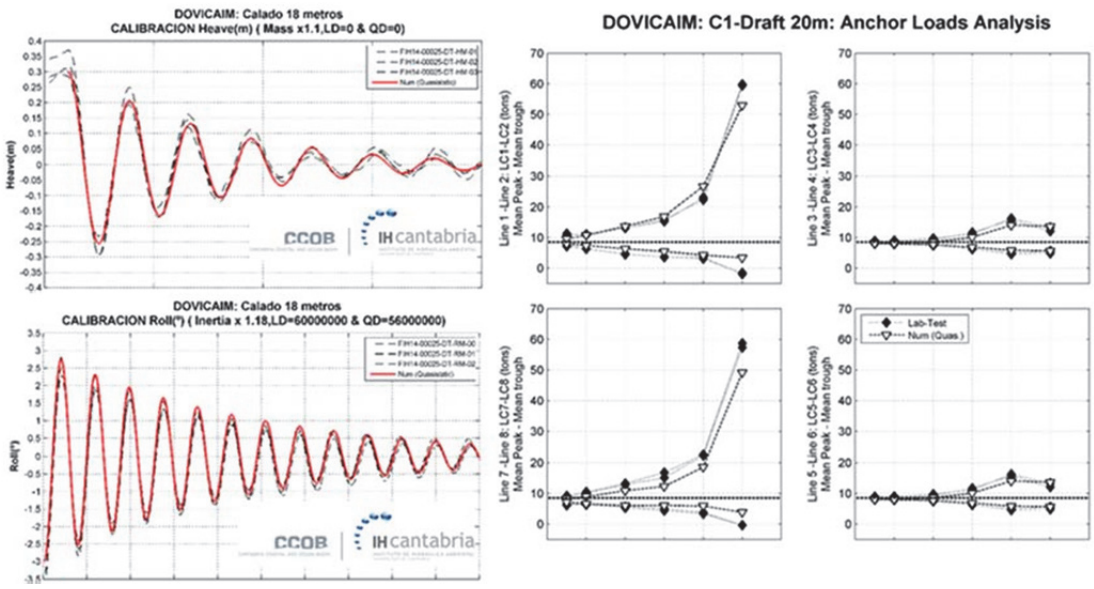


Fig. 16. Resultados de la calibración con los resultados de laboratorio

2.4 Herramientas para la optimización

A lo largo de este trabajo se han desarrollado las herramientas y metodologías necesarias para la optimización del diseño, maximización de la eficiencia y reducción de riesgos de infraestructuras marítimas a partir de cajones, basados en los más avanzados modelos numéricos, y en las que se ha integrado por primera vez la información relativa al clima local.

Las herramientas desarrolladas en el presente trabajo permitirán determinar los umbrales de operación de las distintas configuraciones a estudiar, conociendo los esfuerzos en las líneas de amarre, así como los movimientos esperados del cajón, en función de la altura, periodo y dirección del oleaje.

2.4.1. Metodología para la determinación de los umbrales de operación

La metodología aquí presentada parte del modelo numérico avanzado y de las bases de datos meteocánicas, y se organiza en 3 grandes bloques (ver

- Cálculo del comportamiento en la mar del cajón flotante.
- Propagación de las condiciones globales de oleaje para determinar las condiciones locales de oleaje en las inmediaciones del puerto.
- Análisis estadístico de los resultados obtenidos en los dos bloques anteriores.

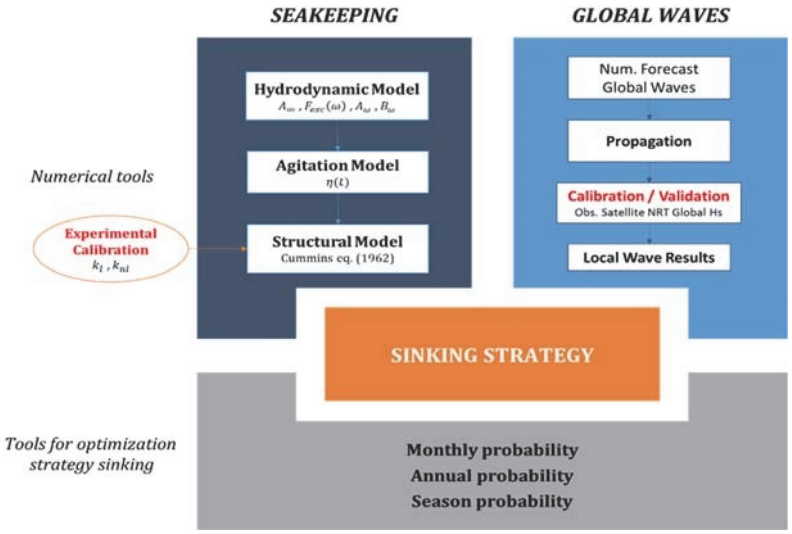


Fig. 17. Metodología de optimización de la estrategia de fondeo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La Fig. 18 muestra algunos de los outputs que ofrece la herramienta de optimización.

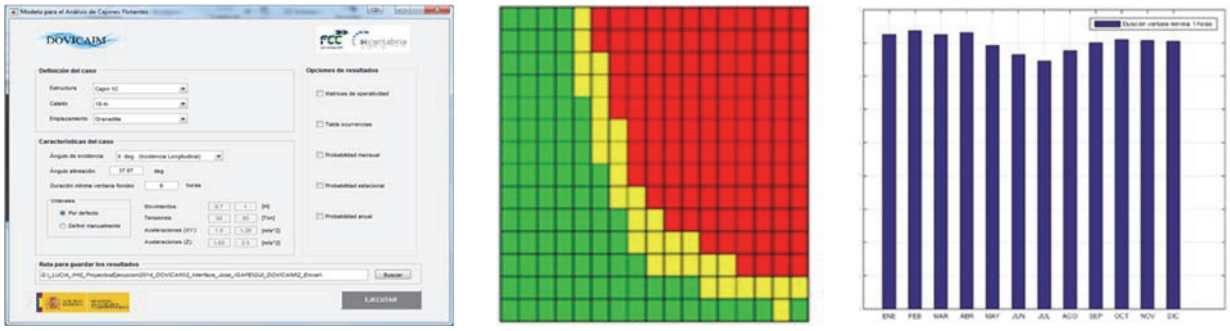


Fig. 18. Interfaz de la herramienta (izquierda). Matrices de operatividad (centro). Probabilidad mensual de producirse las condiciones meteoceánicas requeridas para la maniobra (derecha)

Esta herramienta permitirá el correcto estudio de una obra, así como la disminución los riesgos que conlleva esta fase. Poder conocer los umbrales de operatividad de las maniobras a partir del clima marítimo de la zona, permitirá a FCC Co disminuir notablemente los riesgos y costes de sus ofertas.

3. Conclusiones

A continuación se resumen las principales conclusiones obtenidas de los trabajos recogidos en el presente artículo:

- Profundizado en el comportamiento de los cajones mediante monitorizaciones en campo y la campaña de laboratorio.
- Desarrollo de una extensa y singular campaña de laboratorio.
- Desarrollo de modelo avanzado para cajones flotantes, validado con datos de laboratorio y campo.
- Desarrollo de una herramienta para la optimización de la estrategia de fondeo de cajones. Integración de acciones climáticas a escala global (IHDATA de IHCantabria).

Con todo ello, FCC Co, dispone de una metodología “adhoc”, que le permitirá la planificación y optimización del transporte y fondeo de cajones, reduciendo los riesgos y costes de sus ofertas.

Agradecimientos

Todos los trabajos aquí expuestos forman parte del proyecto DOVICAIM.

Los autores agradecen el soporte y la financiación del proyecto DOVICAIM. Proyecto del Programa estatal de Investigación, Desarrollo e Innovación Orientada a los Retos de la Sociedad 2014 (RTC-2014-3077-4). Los autores agradecen también a todo el equipo de la UTE Puerto de Granadilla por su colaboración activa durante las campañas de campo.

Referencias

Armesto, J. A. (2015). Comparative analysis of the methods to compute the radiation term in Cummins' equation. *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy*.

Armesto, J. A. (2016). Numerical and experimental stydy of a multi-use platform. *Proc. 35th Int. Conf. on Ocean and Artic Engineering*. Busan, South Korea.

Babarit, A., & G. Delhommeau, G. (2015). Theoretical and numerical aspects of the open source BEM solver NEMOH. *Proceedings of the 11th European Wave and Tidal Energy Conference*. Nantes, France.

Cummins, W. E. (1962). The impulse response function and ship motions. *Schiffstechnik 9*, 101-109.

Diaz-Hernandez, G. M. (2015). A nearshore long-term infragravity wave analysis for open harbours. *Coast. Eng., 97*, 78- 90.

Mansard, E., & Funke, E. (1980). The measurement of incident and reflected spectra usisng least squares method. *Proceedings of Seventeeth Coastal Engineering Conference, Sydney, Australia*, 154-172.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

PLOCAN: Reflote, Transporte y Fondeo de Obra Marítima Singular

Sánchez-López, Natividad[a] y González-Herrero, José Manuel[b]
[a]Acciona Ingeniería. España. Departamento de Obras Marítimas. natividad.sanchez.lopez@acciona.com
[b]Acciona Ingeniería. España. Departamento de Obras Marítimas. josemanuel.gonzalez.herrero@acciona.com

Resumen

La plataforma oceánica PLOCAN es una obra marítima singular consistente en un cajón de hormigón armado sobre el que se construyen dos forjados. Los dos elementos anteriores constituyen la infraestructura de un edificio de estructura metálica en el que se instala un complejo para la investigación oceánica dotado de instalaciones específicas para tal fin (laboratorios, oficinas, tanques de ensayos, hangar, etc.) y que se corona con un helipuerto. La totalidad de la obra se construye en puerto para luego trasladarla flotando a su ubicación final. El objeto de este artículo es describir las peculiaridades del proceso constructivo, en concreto el diseño y ejecución de las maniobras de reflote, transporte y fondeo hasta su posición definitiva.

Palabras clave: *plataforma oceánica, cajón, estabilidad naval, reflote, fondeo, monitorización, obra singular.*

1. Antecedentes

PLOCAN es un consorcio público situado en Gran Canaria con el objetivo de construir, equipar y operar un conjunto de infraestructuras marinas para la investigación en el campo de las ciencias y tecnologías oceánicas. Cuenta con participación estatal (Ministerio de Economía, Industria y Competitividad: MINECO), del gobierno de la Comunidad Autónoma de Canarias, y con presencia de fondos europeos.

Su objetivo es la combinación rentable de servicios como observatorios, banco de pruebas, soporte para vehículos submarinos, formación y centro de innovación con el fin de promover la sostenibilidad y la observación a largo plazo de los fondos marinos. Dentro de este marco se proyecta su principal infraestructura: la Plataforma Oceánica PLOCAN.

El proyecto y construcción de la Plataforma Oceánica Plocan, que salió en la modalidad de "diálogo competitivo", fue adjudicada en el año 2012 a Acciona Construcción y Lopesan (UTE PLATAFORMA MARÍTIMA PLOCAN). El proyecto Constructivo y Asistencia Técnica a la constructora han sido llevados a cabo por Acciona Ingeniería.

El cronograma seguido durante todo el proceso se muestra en la siguiente figura:

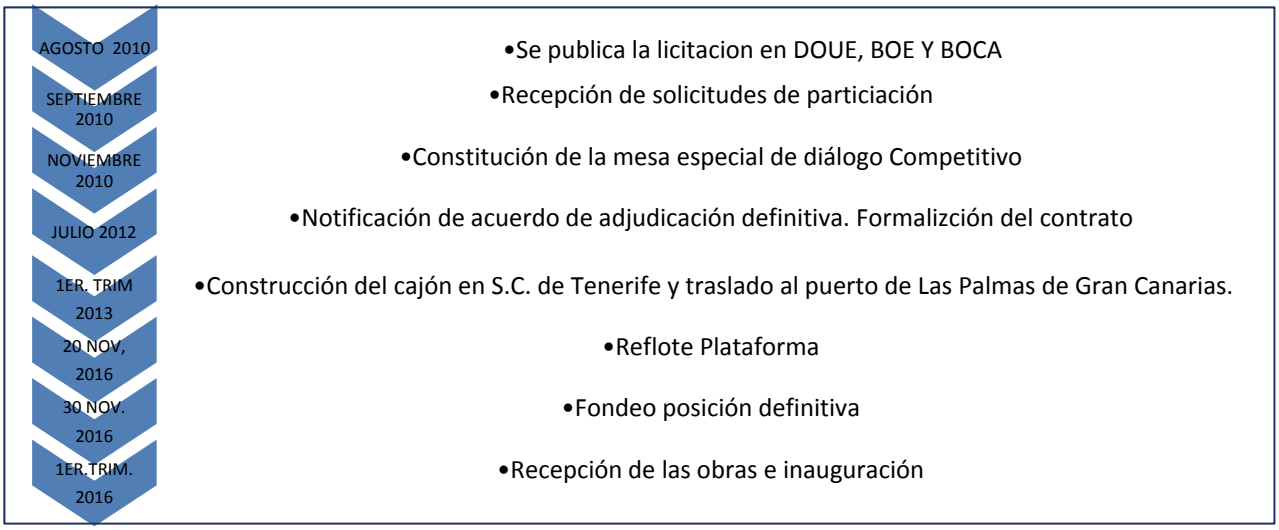


Fig. 1. Cronograma de las obras

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Descripción del Proyecto

2.1 Localización

La localización definitiva de la plataforma oceánica está a 1,5 km aproximadamente de la costa Este de la isla de Gran Canaria (Costa Jinamar, municipio de Telde), 12 km al sur de Las Palmas de Gran Canaria. Esta ubicación permite situar la estructura al borde de la plataforma continental con una profundidad del fondo marino de 30 metros.

2.2 Descripción general de las obras

La Plataforma Oceánica de Canarias es una infraestructura científica y tecnológica en el mar que se convertirá en el banco de pruebas de proyectos españoles e internacionales con el objetivo principal de optimizar los recursos marinos. La estructura es innovadora y novedosa, tanto en sus instalaciones, como en su funcionamiento y servicios. Cuenta con talleres, laboratorios, hangar, centro de comunicaciones, instrumentación y un tanque de ensayos submarinos.

La superficie útil de trabajo es de 2.650 m2 y tendrá capacidad para 40 personas durante un periodo de 8 a 12 horas diarias, o 15 personas durante al menos 10 días, de forma ininterrumpida, con completa autonomía.

Las dimensiones totales de la plataforma son de 37,95 m de longitud x 32,03 m de anchura x 62,00 m de altura.

La ejecución de la obra ha consistido en fabricar un cajón de hormigón armado, sobre el que se construyeron los demás elementos que conforman la superestructura y el edificio, y que sirve de elemento estructural que sustenta todo el conjunto. Dicho cajón queda apoyado en el fondo marino a la cota -29,00 sobre la correspondiente banqueta de cimentación de escollera.

Las dimensiones del cajón de hormigón armado son 39,95 m de eslora x 32,63m de manga y 31,50 m de altura. Tiene una retícula de 8 x 7 celdas (48 celdas de 4,40 x 4,40m y 8 celdas de 4,40 x 3,13m), las cuáles son cubiertas en su parte superior por prelosas y sobre ellas se ejecuta una losa que cierra el conjunto de la infraestructura marítima a la cota +2.82.

La planta sótano se sitúa a la cota +2.82 y en ella se ubican la mayor parte de las instalaciones. Tanto los pilares como los forjados inferior y superior son de hormigón armado. Sobre el sótano, a la cota +7.00 se genera una plataforma. En su mitad norte se ubica el edificio, mediante un sistema estructural metálico, que alberga el hangar en su parte central. La otra mitad quedará libre para el uso de la plataforma propiamente dicha. El espaldón que cierra el cajón por tres de sus lados, determina espacialmente las dimensiones del hangar y de la plataforma, al tiempo que los protege de la acción del oleaje.

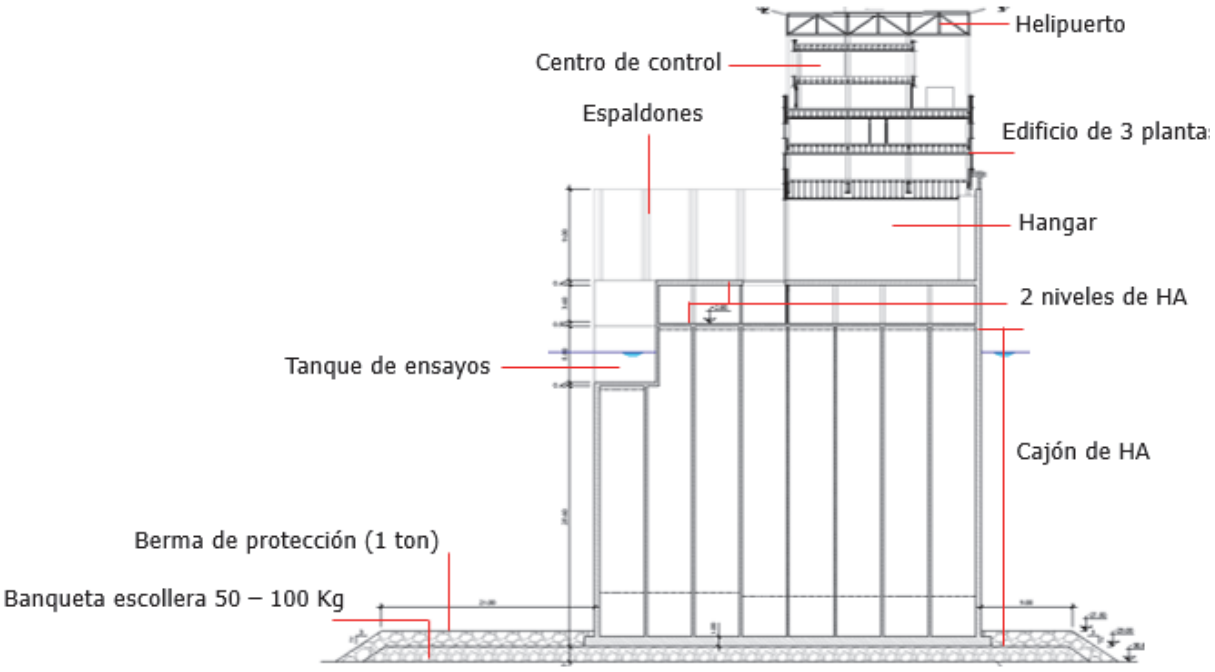


Fig. 2. Alzado longitudinal de la plataforma

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Sobre el hangar principal se sitúa el resto del edifico: tres plantas y un helipuerto en la cubierta. En la figura 2 se muestra un alzado en el que se aprecian los elementos de la plataforma descritos.

La instalación está dotada con los equipamientos científicos precisos para que la PLOCAN realice la investigación y el desarrollo científico-tecnológico para el cual se diseña. La vida útil de diseño es de 50 años.

El peso total aproximado del conjunto es de unas 23.000 tn, 58.000 tn si se tiene en cuenta el lastre que rellenará las celdas del cajón en su fase final.

El proyecto desarrollado tiene una elevada complejidad técnica debido a la peculiar ubicación y a la dificultad del proceso constructivo.

2.3 Variación del proceso constructivo del proyecto

El proceso constructivo inicial que se planteaba en el proyecto ganador del concurso se componía de las siguientes fases:

1- Construcción del cajón en Santa Cruz de Tenerife en dique flotante
2- Remolque del cajón y fondeo provisional en Las Palmas de Gran Canarias donde la cota de la banqueta de apoyo estaba a la cota -24,50
3- Vertido de lastre de arena y lastre líquido que garantizase la estabilidad.
4- Construcción de hormigón de los dos niveles inferiores (hangar y planta principal) y espaldones.
5- Reflote de la estructura y transporte hasta la ubicación definitiva cuya cota de cimentación sería la -29.00 con la construcción previa de la banqueta de escollera.
6- Fondeo en la ubicación definitiva con lastre líquido.
7- Construcción de la edificación definitiva: estructura metálica forjados y cerramientos.
8- Finalización del edificio, centro de control y helipuerto (tabiquerías e instalaciones).

Con el fin de facilitar las obras y reducir los riesgos de trabajar en altamar se modificó el proceso constructivo. El objetivo fue la construcción por completo de la plataforma en el puerto de las Palmas y trasladarla a su ubicación definitiva. La banqueta de fondeo provisional en el Puerto de las Palmas se construyó más profunda (a la -26,00 m en lugar de a la -24,00) para permitir el reflote.

El cambio del proceso constructivo traía consigo una serie de implicaciones. La primera de ella era que al realizar el reflote de la plataforma totalmente terminada el calado en flotación se incrementaba. Al pesar más, es mayor el volumen de agua a desalojar de las celdas. También se produce un incremento en la asimetría pues el edificio no está centrado con respecto a los contornos del cajón. Por estos motivos se precisó hacer un nuevo recálculo de la estabilidad naval (cálculos de lastres y calados para las maniobras de reflote y fondeo). La segunda implicación es que fue necesario verificar que no se producen daños durante el transporte debido a movimientos y vibraciones. Para cuantificar movimientos y vibraciones se realizaron ensayos en modelo reducido y cálculo dinámico de la estructura. Por último las maniobras de reflote, transporte y fondeo en su ubicación definitiva se tuvieron que adaptar a la plataforma totalmente construida (no solo para el cajón y espaldones). Se llevó a cabo un nuevo y complejo proyecto de remolque y fondeo.

3. Análisis de respuesta dinámica de la plataforma oceánica

Para asegurar la estabilidad dinámica de todos los elementos estructurales y no estructurales durante la maniobra de transporte se desarrollaron ensayos con modelo físico a escala reducida cuyos resultados se analizaron posteriormente con un modelo flexible.

Los ensayos en modelo físico se realizan en el laboratorio de dinámica del buque del canal de experiencias hidrodinámicas del Pardo (enero 2016) a escala reducida E=1:36. Se consideraron distintas velocidades de navegación, características del oleaje (T y Hs), y dirección de incidencia del mismo. Los oleajes reproducidos en el ensayo fueron:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

			BUQUE		MODELO				
Nº	Fichero	Espectro	Hs (m)	Tp(s)	Hs (m)	Tp(s)	γ	σ_a	σ_b
1	IRREG1		0.5	7	0.014	1.167			
2	IRREG2		0.5	8	0.014	1.333			
3	IRREG3		0.5	10	0.014	1.667			
4	IRREG4		1	6	0.028	1.000			
5	IRREG5	Jonswap	1	7	0.028	1.167	3.3	0.07	0.09
6	IRREG6		1	10	0.028	1.667			
7	IRREG7		1	11	0.028	1.833			
8	IRREG8		1.5	8	0.042	1.333			
9	IRREG9		1.5	10	0.042	1.667			

Tabla 1. Oleajes reproducidos en el ensayo

Las velocidades de navegación ensayadas se fijaron en 1,1.4 y 2 nudos y las direcciones de incidencia del oleaje con respecto al avance de la plataforma 0º, 45º, 90º, 135º,180º. Las pruebas realizadas pusieron de manifiesto la estabilidad del conjunto. Se obtuvieron registros de aceleraciones en la base de la superestructura para análisis transitorio posterior, los periodos de extinción, los movimientos de balance y cabeceo y las fuerzas de remoque y se valoró la sensibilidad de todos estos parámetros con los periodos de ola, los ángulos de incidencia y velocidades de remolque.



Fig. 3. Fotografías ensayos en modelo reducido

Tras la obtención de los resultados del modelo físico se llevó a cabo una **simulación dinámica de la respuesta de la superestructura.** Para ello se modelizó la superestructura con un modelo de elementos finitos elástico y lineal. Los resultados mostraron valores de desplazamiento, velocidades y aceleraciones muy pequeños dentro de los límites aceptables de seguridad dando como registros máximos en dirección horizontal en la heliplataformas aceleraciones de +/- 0,5 m/s^2 y desplazamientos de +/- 8 mm.

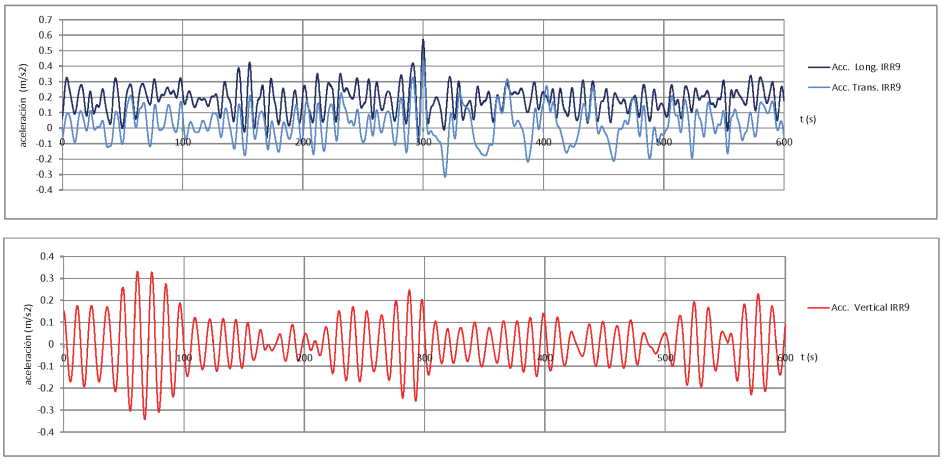


Fig. 4. Aceleraciones en la base de la superestructura (Tp =10 s, Hs =1,5 m, V =2 kn, H=45º)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

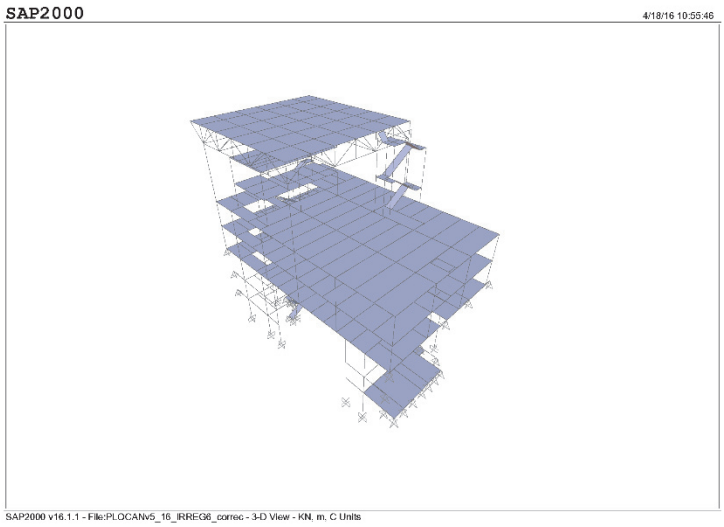


Fig. 5. Modelizado con elementos finitos

4. Contingencias surgidas y soluciones adoptadas

Como se ha comentado, hubo que rehacer todos los cálculos navales dado que el reflote se hace con una plataforma mucho más pesada y con mayor asimetría de cargas. El volumen de agua que hay que desalojar de las celdas del cajón para el reflote es mucho mayor y se decide hacer pruebas de achique. El objetivo perseguido es determinar el tiempo necesario para desalojar el agua que hay en el interior de cada sector y llegar a la altura de lastre necesario para que el cajón flote de manera estable. Para ello se realizaron pruebas que consistieron en la instalación de sensores cerámicos en el interior de las celdas que permitían obtener las alturas de agua en celdas en cada momento. La distribución de los sensores se planificó en función de donde se quería la lectura, normalmente se colocaban en el sector donde se iba sacar agua y en los contiguos. Se fijaron unos tiempos de acondicionamiento de las bombas y de estabilización, basados en la potencia de las bombas, para que no se sobrepasasen los desniveles de agua entre celdas a más de 2 metros para evitar problemas con los empujes hidrostáticos y no provocar el fallo estructural de las paredes del cajón.

Los resultados de las pruebas de achique permitieron obtener la velocidad de variación del nivel del lastre. De este modo se pudo ajustar el caudal de las bombas y se pudo planificar la maniobra de achique acorde a las mareas previstas. El tiempo que se tardaba en bajar un metro de lastre era de aproximadamente 4 horas.

Estos ensayos evidencian un problema con el que no se contaba. El cajón estaba diseñado de tal forma que sus celdas se agrupaban en seis sectores estancos, sin conexión entre ellos. Esta distribución de celdas permitía, con el lastrado diferencial de los sectores, corregir las asimetrías de peso de la plataforma. Cuando se realizan los ensayos se detecta que existe comunicación entre los distintos sectores equiparándose los niveles de agua transcurrido un tiempo. Esto implica la imposibilidad de equilibrar la asimetría del conjunto con distintas alturas de lastre en los sectores. También se incrementa la inercia de la lámina libre de agua disminuyéndose la estabilidad naval.

La solución adoptada consistió en la colocación de unos flotadores en el perímetro del cajón a la altura de la línea de flotación. Con esta solución se produce un aporte de inercia y boyancia al conjunto y es posible el lastrado diferencial que equilibre el conjunto con el llenado de los flotadores.

Se colocaron un total de ocho flotadores de 8,36 m x 4.20 m x 6,00 m en el perímetro del cajón (2 por cada cara) a 29,00 metros de la cota inferior de la solera (entre las cotas 0,00 y -6,00). Son soportados por una estructura anclada a las paredes del cajón entre los forjados de las plantas sótano y hangar (entre las cotas +2,80 y +7,00).

La estructura de los flotadores se resuelve con cuatro diafragmas de vigas separados 2,720 m. Las caras del conjunto son también entramados de vigas cerrados con chapa. Todos los perfiles son HEB-200 y las uniones rígidas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

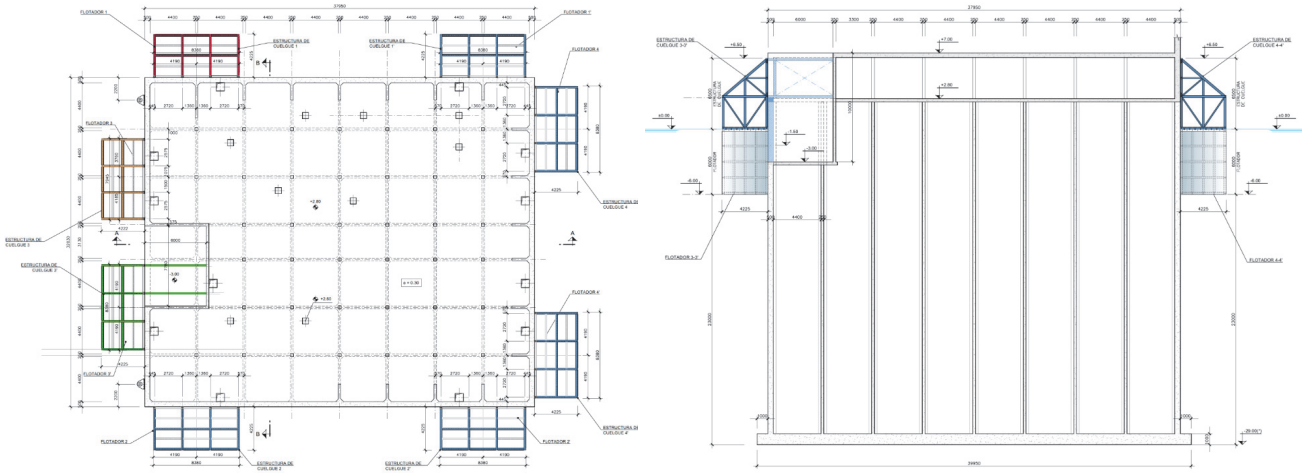


Fig. 6. Disposiciones de flotadores



Fig. 7. Fotografía de plataforma con flotadores en fondeo provisional

Se realizaron los cálculos de estabilidad del conjunto "plataforma+flotadores". Con ellos se verifica que el calado de la banqueta de fondeo provisional es suficiente para que el cajón pueda ser reflotado de manera estable. También se obtienen la altura de lastre que garantizan la estabilidad del conjunto durante la permanencia en el fondeo provisional y la altura de lastre necesaria para el fondeo de la plataforma en su ubicación definitiva. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla.

Situación	Calado (m)	Altura de lastre en celdas del cajón (m)	Brazo del par (m)
Permanencia en muelle	26,00 m	11,95	NO FLOTA
Reflote de plataforma	25,78	5,99	0,82
Fondeo de la Plataforma	29,01	10,67	1,48

Tabla 2. Resultados cálculos navales de la plataforma durante el proceso constructivo

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como se ha explicado, no solo se ha de lastrar el cajón. También se han de llenar de agua algunos de los flotadores para equilibrar el conjunto. En concreto, los flotadores del lado longitudinal opuesto al edificio se lastran con una altura de agua de 3,603 metros y los del lado transversal opuesto al edificio se lastran con una altura de agua de 3,991 metros.

5. Maniobra de reflote

Con todos los elementos diseñados y construidos se procede a preparar la maniobra de reflote. Para ello se disponen todos los elementos de control consistentes en los sistemas de bombeo, elementos de medida y control de alturas de agua en las celdas del cajón y sensores de presión en el exterior del cajón para determinar el calado. También se colocan todos los elementos de amarre necesarios. En la f se muestra la ubicación de los sensores de presión así como las lecturas de los mismos cuando el cajón aún está fondeado en el muelle.

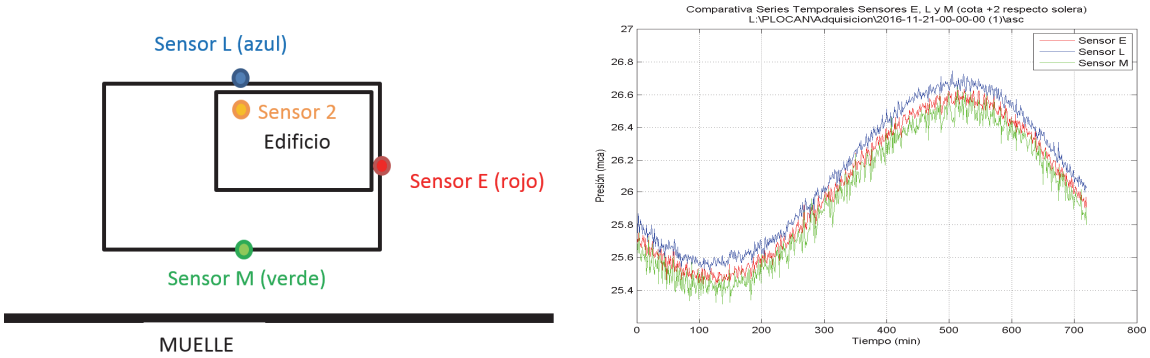


Fig. 8. Disposiciones sensores de presión en exterior y lectura de los mismos

El 20 de noviembre de 2016 se lleva a cabo un ensayo de reflote y se comprueba que la plataforma flota de manera estable y sin escoras. Se verifican las alturas de lastre y calados calculados. La situación se mantiene en el tiempo: verificación de la estanqueidad del cajón.

6. Maniobra de remolque

Con todos los elementos definidos se desarrolla un plan de remolque hasta la ubicación definitiva. La velocidad de navegación se fija en 1-1,5 nudos con lo que se estima unas 4-6 horas para la maniobra de remolque. La planificación de los trabajos se hace de tal forma que la maniobra de fondeo se lleve a cabo durante el día con luz solar.

En el estudio de la maniobra de remolque se calcula la resistencia al avance en distintas condiciones de velocidad y condiciones ambientales. Este estudio permite hacer un análisis de situación y esfuerzos en los anclajes de la plataforma que permite su diseño así como los elementos de refuerzo que hay que incorporar al cajón. Se recuerda que no estaba previsto el remolque de todo el conjunto por lo que es necesario incorporar unas estructuras ancladas al cajón que permitan el enganche de los tiros de remolque. También se diseña el tren de remolque en las condiciones de viento y mar límites para la operación. La carga de rotura de los elementos del tren de remolque se establece en 150 tn. También se definen las características del remolcador a utilizar: tiro mínimo a punto fijo o *Bollar Pull* superior a 51,63 tn. El remolcador finalmente utilizado fue el *VB Hispania* (L=48,80 m, B=13,80 m, D=6,20 m, Tiro= 103 tn, 8.500 HP).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

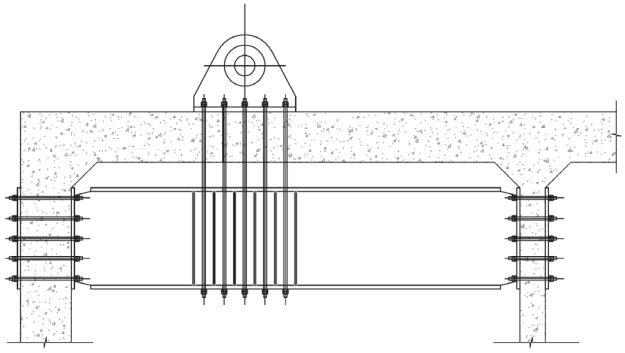


Fig. 9. Detalle de refuerzo en cajón para los tiros de remolque

Los elementos del tren de remolque principal fueron:

1 TREN DE REMOLQUE PRINCIPAL. Cable reglamentario remolcador > 150 tn. Fusibles: estachas. Longitud total 200 m (5 esloras)
2 PIES DE GALLO PRINCIPAL: dos eslingas cable de acero 35 m a 45º, ϕ=45 mm.
3 TRIÁNGULO DE REMOLQUE: Placa de e>80 mm
4 GRILLETES

Elementos del tren de emergencia o fortuna fueron:

5 ESTACHA DE POLIPROPILENO
6 CABO DE NYLON
7 BOYARIN color rojo o naranja

En la siguiente figura se representan los elementos del tren de remolque descritos.

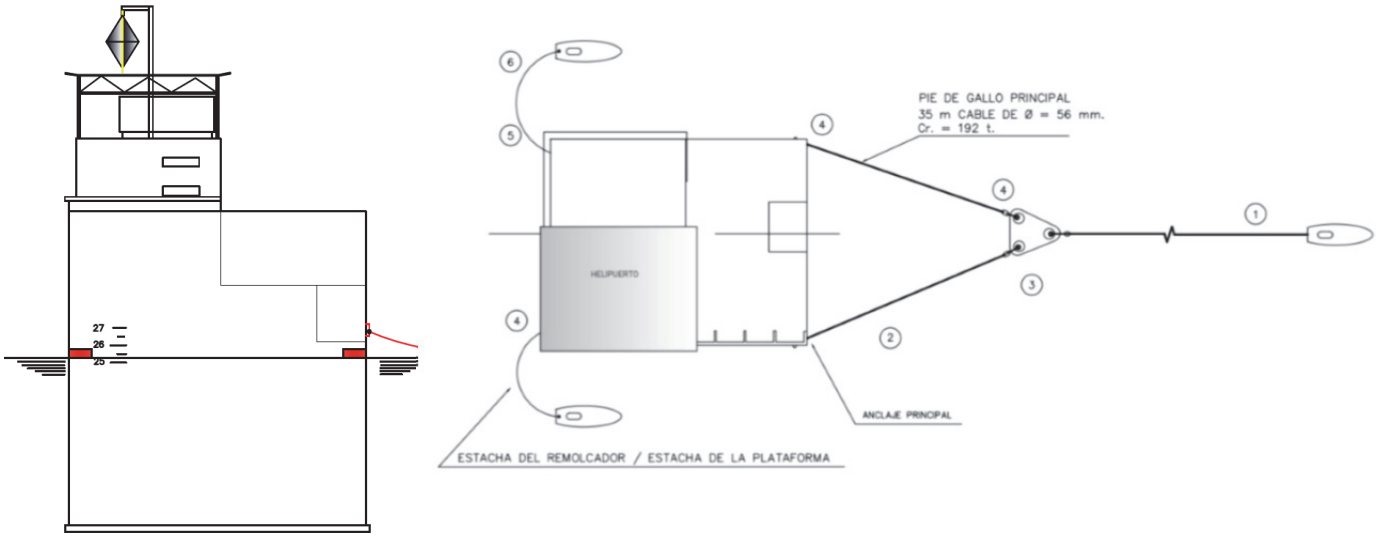


Fig. 10. Esquema de tren de remolque

Cuando se dan las condiciones meteorológicas adecuadas se inicia la maniobra de remolque a la posición definitiva el 29 de noviembre de 2016, llegando a la posición definitiva el 30 de noviembre para proceder al fondeo definitivo. Las condiciones límites para el remolque fueron una altura de ola inferior a 1,20 metros, periodo de oleaje T< 9 sg y velocidad de corrientes inferior a 0,6 m/sg.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7. Maniobra de fondeo

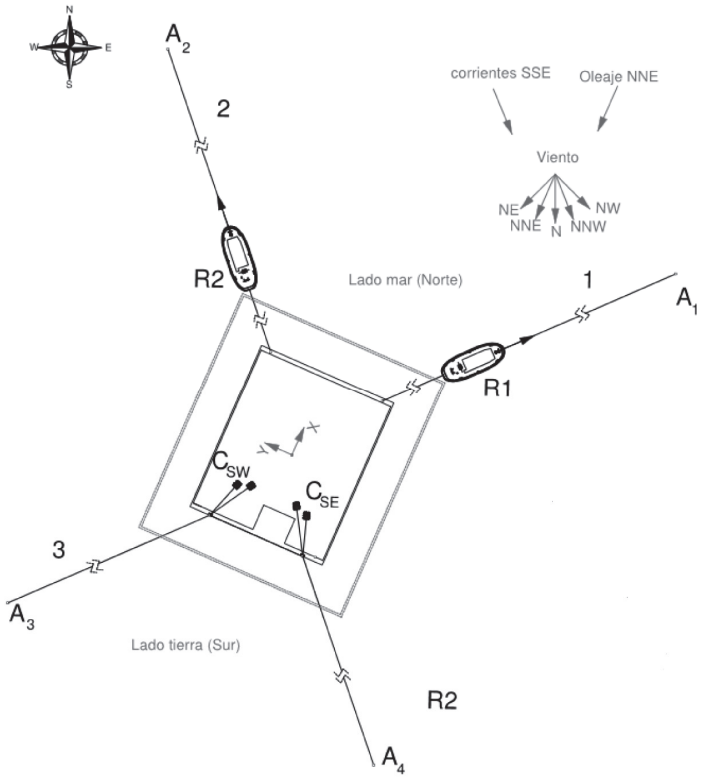
Asistidos por la empresa Sicomar se diseñó la maniobra de fondeo a llevar a cabo. El trabajo comenzó definiendo la geometría y el emplazamiento de la instalación así como los datos de entrada: condiciones mete-oceánicas, descripción de condición de carga representativa en lo referente a fuerzas involucradas y movimientos producidos por el oleaje obteniendo un diseño conceptual del sistema de posicionamiento.

Seguidamente se llevó a cabo un estudio de comportamiento en la mar dominio de la frecuencia estimándose los periodos naturales y respuesta de PLOCAN en condiciones de oleaje seleccionadas y, en definitiva, se comprueba la posibilidad de realizar la operación de instalación bajo las condiciones medioambientales de diseño. En base a éstas se establece el estado de mar límite para la realización de la maniobra: Hs> 1,50 y T=9 sg (por encima de estos valores no se recomienda hacer la maniobra debido a los movimientos que experimenta la plataforma).

También se estiman las fuerzas medias de deriva sobre la plataforma para distintos escenarios medioambientales. Con ello se obtiene fuerzas requeridas en el fondeo para el mantenimiento de posición objetivo y tensiones en líneas de fondeo, tiro en remolcadores, longitud de cable largada por chigres, etc. Los cálculos son actualizados tras la preinstalación de líneas de fondeo llevadas a cabo 14 y 15 de junio de 2016.

Finalmente, se redactan los procedimientos necesarios para la instalación de la plataforma, describiendo de forma detallada cada maniobra u operación.

El sistema de posicionamiento de la plataforma se basa en la combinación de dos líneas de fondeo cable-cadena en lado de tierra (sur) operadas desde cuatro chigres y de dos remolcadores conectados por popa al lado de mar (norte) de la plataforma mediante estacha-estacha por proa a dos líneas de fondeo (estacha-cable-cadena). En la figura 11 se muestran los elementos que el sistema de fondeo y posicionamiento.



R1: Remolcador auxiliar 1 (Babor)

R2: Remolcador auxiliar 2 (Estribor)

1: Línea NE

2: Línea NW

3: Línea SW

4: Línea SE

A1: Ancla línea 1

A2: Ancla línea 2

A3: Ancla línea 3

A4: Ancla línea 4

CSW: Chigres Suroeste

CSE: Chigres Sureste

Fig. 11. Esquema sistema de posicionamiento

Los elementos activos del sistema de posicionamiento, remolcadores en el norte y chigres en el sur, permiten mantener la plataforma en su posición y orientación teórica, contrarrestando las fuerzas medias medioambientales sobre ella.

El lado sur está compuesto por sendas líneas de fondeo preinstaladas (cable+cadena) que son unidas mediante un *delta plate* a dos líneas conectadas a sendos chigres hidráulicos cada una. La operación del chigre permite variar la longitud y la tensión del cable para compensar las fuerzas medioambientales sobre el conjunto de la plataforma.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los elementos de las líneas dispuestas se muestran en las siguientes figuras

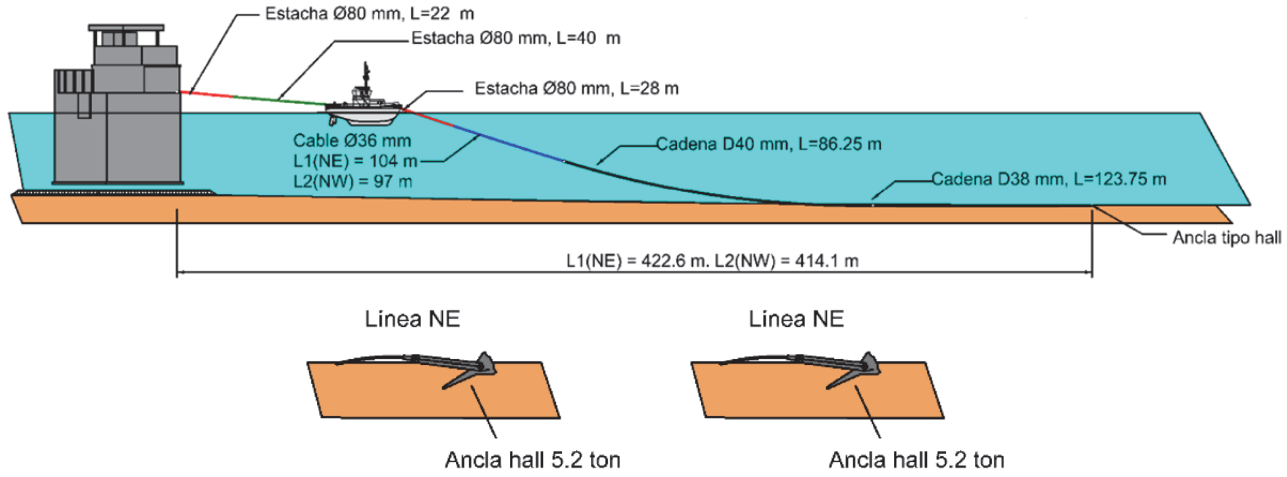


Fig. 12. Elementos de líneas norte

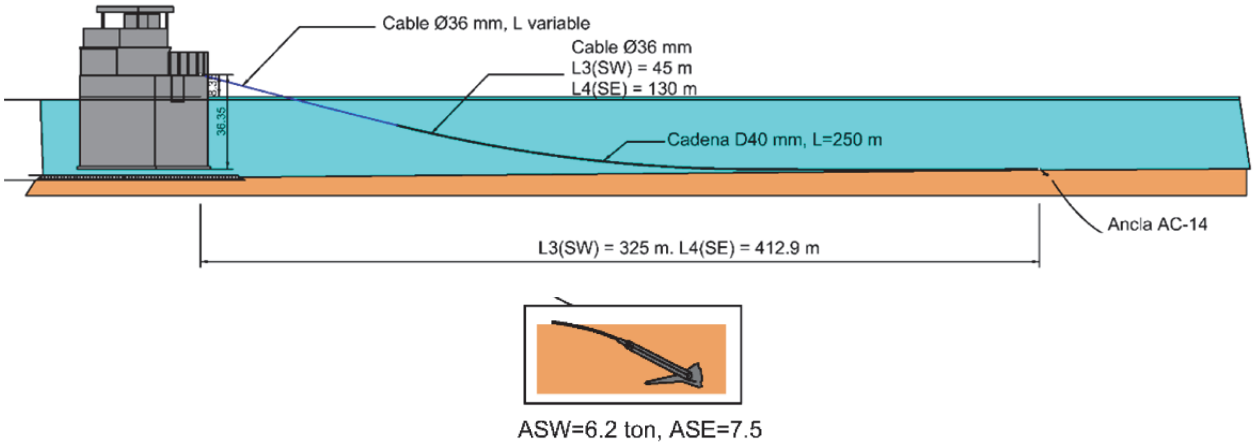


Fig. 13. Elementos de líneas sur

Las operaciones a llevar a cabo para la maniobra de fondeo se enumeran a continuación:

- Preinstalación de las líneas de fondeo y prueba de las anclas.
- Maniobra de aproximación y parada
- Conexión de las líneas del lado sur
- Conexión de las líneas del lado norte
- Posicionamiento sobre la posición objetivo
- Procedimiento de mantenimiento de la posición durante la operación de lastrado
- Desconexión de las líneas de fondeo.

Durante todo el proceso está activado un sistema de monitorización de la posición de la plataforma y de las condiciones ambientales.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El día 29 de noviembre de 2016 se inicia la maniobra de salida a las 22:30 desde el puerto de Santa Cruz de Tenerife. A las 7:00 de la mañana del día siguiente se llega al destino objetivo y se inician las conexiones con las líneas comenzando el lastrado a las 12:00. La plataforma toca fondo a las 18:00 horas.



Fig. 14. Fotografía aérea operación de fondeo definitivo.

8. Finalización de las obras

Las obras se finalizan con el corte de la pared del cajón para la formación del tanque de ensayos, el desmontaje de los flotadores y montaje de pantalanes de acceso a la plataforma.

Se realizó un levantamiento taquimétrico para conocer la desviación existente entre la posición final y la teórica el cual ratificó que dicha desviación era admisible. Tras ello, se procedió a colocar una escollera de protección de 1 tn sobre la banqueta y a la puesta en marcha de las instalaciones.

Se ha llevado un control de asientos siendo éstos, durante el primer mes de la plataforma fondeada, de orden milimétrico.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Simulación del Proceso de Remolque de Cimentaciones para Aerogeneradores Marinos. Proyecto I+D+i "CAPEMA"

Fernández-Prisuelos Jesús[a]; Montero-Montalvo José María[b]; Vázquez-Romero Miguel[c] y Freire-Bermúdez Laura[d]

[a]Coordinador Prog. Técnico-Científico – Centro de Estudios de Puertos y Costas – CEDEX, España, Jesus.Fernandez@cedex.es,
[b]Jefe Área Sgto. & Coord. Actuaciones – Centro de Estudios de Puertos y Costas – CEDEX, España, Jose.M.Montero@cedex.es ,
[c]Dirección Técnica. Servicio de Obras Marítimas – DRAGADOS, S.A., España, mvazquez@dragados.com,
[d] DRACE INFRAESTRUCTURAS, S.A. lfreireb@drace.com.

Resumen

En el año 2012, las empresas DRAGADOS S.A., DRACE INFRAESTRUCTURAS, S.A., PROES Consultores y el grupo MAGTEL constituyeron un consorcio con el fin de desarrollar conjuntamente el proyecto denominado "Cajones Autofondeables para Parques Eólicos Marinos: CAPEMA", en el marco del Plan Nacional de I+D+i como proyecto auspiciado por el Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI) parcialmente financiado por fondos económicos procedentes de la UE. Dicho consorcio iba acompañado por el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, como organismo de investigación aplicada, quien se encargó de la realización de una serie de trabajos en modelo físico y mediante simulaciones en tiempo real encaminados al estudio de los procesos de estabilidad, fondeo, y remolque de estructuras de gravedad tipo cajón para su empleo como cimentaciones de aerogeneradores en parques eólicos marinos.

Este documento resume los trabajos relativos al análisis y al diseño del proceso de remolque de la estructura de cimentación en mar abierto, materializados en último término en un conjunto de simulaciones en tiempo real realizadas con el sistema de simulación de navegación y maniobra de buques en tiempo real de tipo "full mission" del Área de Maniobra de Buques del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

Palabras clave: *CAPEMA, remolque, cimentación, transporte, simulación, aerogenerador, DRAGADOS, DRACE, CEDEX*

1. Introducción

El diseño del proceso de remolque de cualquier artefacto flotante constituye un reto para el proyectista o ingeniero debido a la complejidad del mismo. Muy a menudo, en el diseño de esta operación resulta preciso tratar de predecir el comportamiento del sistema bajo análisis, conocer el orden de magnitud de sus extremales o establecer ciertos márgenes de seguridad para una operación que en definitiva es difícil de modelizar debido tanto a la complejidad de su física última asociada, como al hecho de llevarse a cabo en el mar, un entorno de características impredecibles y con cierta frecuencia hostiles. En el caso que nos ocupa se ha estudiado el remolque-transporte de un remolcado de carácter singular: la cimentación de un aerogenerador marino de hormigón de planta circular. Otra de las características propias de este estudio que lo hacen especial ha consistido en considerar un único remolcador para llevar a cabo el transporte, sin recurrir a gabarras o elementos auxiliares de cualquier otro tipo.

Básicamente, los trabajos han sido enfocados hacia el dimensionamiento del sistema de remolque así como a la evaluación del desempeño del conjunto remolcador-remolcado durante la navegación, comprobando la viabilidad de la operación en una serie de condiciones de clima marítimo variables inspiradas en las recomendaciones de la normativa técnica de aplicación. Para ello, se han desarrollado un conjunto de simulaciones empleando como herramienta principal de trabajo un sistema de simulación de navegación y maniobra de buques en tiempo real, con amplias posibilidades en cuanto a la introducción de condiciones de clima marítimo y al registro de las variables físicas involucradas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Con carácter previo resultó necesario elaborar los modelos matemáticos tanto del remolcador seleccionado como de la propia cimentación. Para el desarrollo del primero de ellos se aprovechó la experiencia del CEDEX en la creación de este tipo de buques mientras que para el segundo, habida cuenta de sus singulares características y de la poca información existente, se optó por llevar a cabo con carácter preliminar un conjunto de ensayos de remolque con modelo físico a escala reducida en el Canal de Experiencias Hidrodinámicas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Navales de la Universidad Politécnica de Madrid, tanto en calma como con oleajes de carácter regular y para distintas velocidades arrastre. A partir de los resultados obtenidos mediante dichos ensayos, pudo acometerse la elaboración del modelo matemático de la cimentación con mayores garantías.

Finalmente, las simulaciones del remolque de la cimentación se han desarrollado en tiempo real, interconectando dos de los puentes del sistema de simulación de tal forma que desde uno de ellos se ha pilotado el remolcador, mientras que el otro puente ha estado asignado a la cimentación con el fin de recoger su dinámica de forma completa. De esta manera, durante el transcurso de estas pruebas ha sido posible registrar y grabar todos los valores de las variables que han resultado de interés para el propósito del trabajo, tales como los movimientos, velocidades y aceleraciones de la estructura y del remolcador según los seis grados de libertad o las tensiones de la línea de remolque.

2. Condiciones de las simulaciones

2.1 Cimentación

La cimentación a remolcar consiste en un cajón prefabricado de hormigón armado de planta circular, sobre la que se sustenta una torre en cuyo extremo superior se materializa la conexión con el mástil del aerogenerador. Esta estructura, cerrada en su parte superior, se encuentra dividida internamente por un conjunto de tanques dispuestos convenientemente, con un diámetro total de 32.0 m y con un calado total en la situación de remolque 18.0 m (condición “de navegación”), desplazando 14700 toneladas en esta condición. La estructura ha sido remolcada sin el mástil ni el aerogenerador, con unos niveles iniciales de lastrado tanto sólido como líquido suficientes para garantizar unos niveles de estabilidad suficientes para su transporte. La siguiente figura muestra una instantánea obtenida durante la simulación del proceso de remolque que ilustra tanto acerca de la geometría de la propia estructura como sobre el propio transporte.

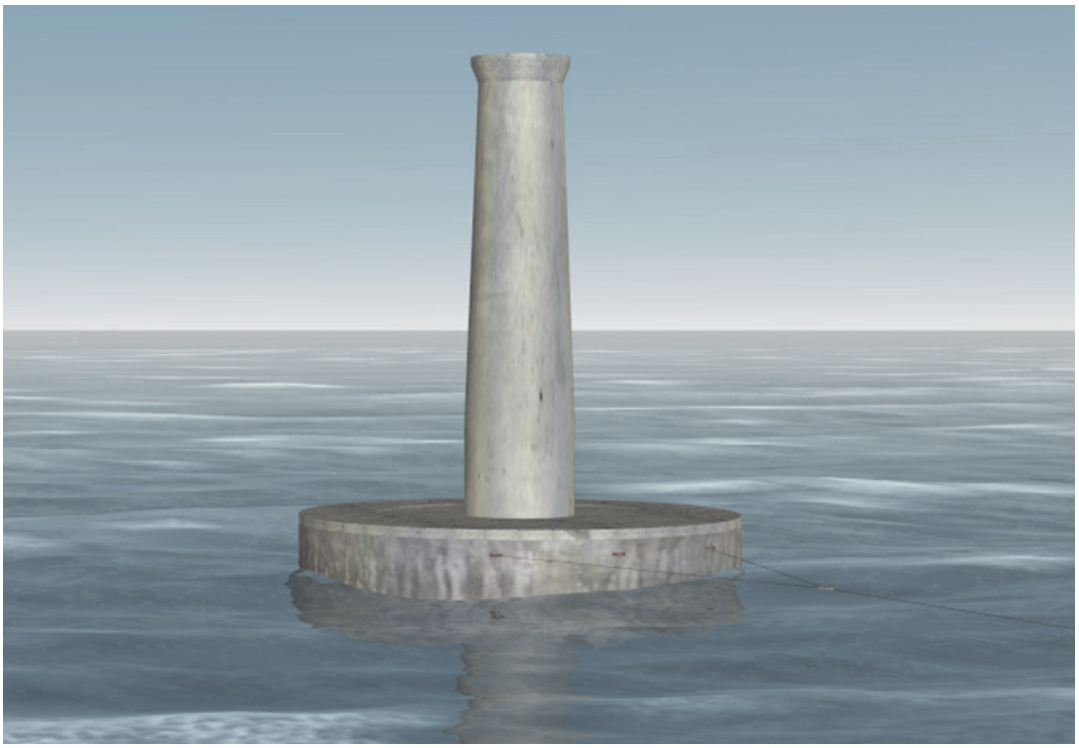


Fig 1. Estructura remolcada.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Tal y como se ha indicado, para el desarrollo del modelo matemático de la cimentación el CEDEX encargó la realización de un conjunto de ensayos con modelo físico a escala reducida en el Canal de Experiencias Hidrodinámicas de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Navales de la Universidad Politécnica de Madrid (ETSIN). Para su realización se empleó un modelo a escala de la estructura facilitado por el CEDEX (relación de semejanza geométrica $\lambda = 42$), trasladando al mismo los pesos e inercias a partir de la relación de semejanza anterior (Ley de Semejanza de Froude). A partir de estos ensayos se obtuvieron los valores de la resistencia al avance en aguas tranquilas así como con oleajes regulares de diferentes períodos y alturas. Para este último caso, además, se registraron los movimientos y velocidades de la estructura según sus 6 grados de libertad, lo que permitió obtener las funciones de transferencia asociadas a los movimientos de la cimentación para diferentes velocidades de avance. En la figura 2 puede apreciarse uno de los ensayos con modelo físico en aguas tranquilas antes mencionado.

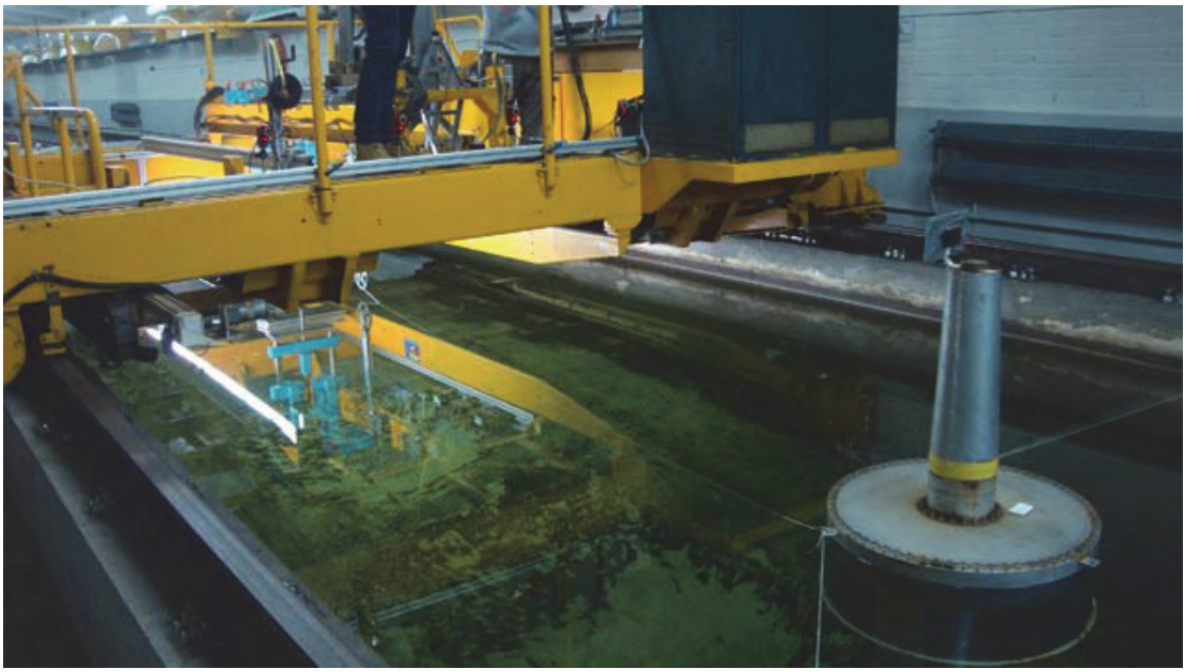


Fig 2. Ensayo con modelo físico a escala reducida. Remolque de la cimentación en aguas tranquilas

2.2 Clima marítimo

El clima marítimo implementado en el sistema de simulación ha consistido en combinaciones de viento, oleaje y corriente, denominándose a cada una de las asociaciones de estos tres elementos "condición". A su vez, se ha distinguido entre condiciones "operativas" y "de supervivencia".

Para las condiciones "operativas", la definición última de los parámetros relativos al clima ha venido inspirada por los valores característicos de los estados de la mar para el Atlántico Norte, partiendo de una condición en "calma" hasta alcanzar dos intensidades medias del viento de 15.0 y 25.0 nudos (aprovechando la posibilidad de introducir racheados en magnitud y dirección del sistema de simulación). Junto a estos vientos se han adoptado oleajes de tipo compuesto "sea - swell" con valores de altura de ola significante en el entorno de los valores H_s = 1.0, 2.0 y 3.0 m, emparejándolos convenientemente.

De esta forma, el viento de 15.0 nudos se ha asociado a los oleajes de 1.0 y 2.0 m de altura significante, con períodos de pico de T_p = 7.5 s y T_p = 8.5 s respectivamente (estado de la mar nº.3 y estado de la mar nº.4), mientras que los de 25.0 nudos vendrían asociados con los oleajes de H_s = 3.0 m, con períodos de pico de 10.0 s, (estado de la mar nº.5).

Como valores de la corriente introducidos en el sistema de simulación, se ha tomado un valor exigente de 1.0 nudo para todas las condiciones (excepto la denominada "calma") uniforme a lo largo de todo el calado de la cimentación. En todos los casos tres elementos se han hecho actuar según la misma dirección de procedencia, a excepción del caso de la navegación con alturas de ola significante de H_s = 2.0 m, para el que además se ha explorado otro caso adicional, desfasando la corriente en 90º respecto a la dirección de incidencia de viento y oleaje.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En cuanto a la denominada condición "de supervivencia", y siguiendo las indicaciones de las referencias finales, ésta ha consistido en vientos de 40.0 nudos de intensidad media junto con un oleaje de Hs=5.0 m y T_p=13.0 s (estado de la mar nº.6) y un valor de la corriente de 1 nudo. No obstante, para este caso no se ha simulado la navegación propiamente dicha, sino el mantenimiento de la estructura a flote, resistiendo el temporal.

2.3 Equipo de remolque

El dimensionamiento del equipo principal de remolque se ha llevado a cabo a partir de los cálculos realizados por el CEDEX así como de los resultados obtenidos a través de los ensayos descritos en 2.1., teniendo en cuenta las recomendaciones y directrices aportadas en las referencias técnicas. Todo ello, ha sido después trasladado al sistema de simulación y reproducido con el mayor grado de realismo posible.

Obviando los elementos auxiliares de la operación tales como el cable del remolque de emergencia y su disposición, las luces, etc., podría afirmarse que los elementos esenciales para planificar la operación son dos: el remolcador necesario y la línea principal de remolque. Para el primero de ellos se ha adaptado uno de los remolcadores de altura existentes en la base de datos del CEDEX, teniendo en cuenta que en último término habría de soportar a la cimentación en la condición de supervivencia. Sus características principales se recogen en la siguiente tabla

Esloras L_{OA}/L_{BP} (m)	**Manga B(m)**	**Calado T(m)**	**Propulsión principal**	**Gobierno**	**Tiro BP (t)**	**Auxiliares de maniobra**
66.0/48.0	15.0	5.5	2 x Diesel MCR 2 x 3840 kW 2 x cpp	2 x Conv.	115.0	1 x 400 kW (proa)

Tabla 1. Características principales del remolcador utilizado

En cuanto a las características de la línea principal de remolque, siguiendo las recomendaciones que se recogen en las referencias (GL Noble Denton 0030/ND) éstas vienen condicionadas por el "Bollard Pull" del remolcador, tanto en lo que se refiere a sus características mecánicas como a su longitud mínima. La siguiente tabla recoge las características generales del cable finalmente seleccionado para la realización de las simulaciones

Tipo	**Diámetro nominal (mm)**	**m/100.0 m (kg)**	**Módulo Elástico, E (kp/mm2)**	**Longitud (m)**	**Carga mín. rotura, MBL (t)**
6x36 IWRC con alma metálica	64.0	1700.0	6000.0	900.0	274.0

Tabla 2. Características del cable de remolque principal

Conforme a la citada referencia, la carga de rotura mínima de la línea de remolque principal ha de ser de MBL ≥ 2 x BP = 230.0 t. El valor de este parámetro para el cable de remolque seleccionado es MBL = 274.0 t, algo superior, determinado conforme a la información técnica recogida de catálogos comerciales.

Por otra parte, su longitud mínima es de L = 2000 x (BP/MBL) = 840 m para el caso de un remolcador de salvamento, o de L = 1800 x (BP/MBL) = 755 m en caso de tratarse de navegación "no restringida", lo cual justifica el valor de la longitud mínima que se recogen en la Tabla 2.

2.4 Herramientas de simulación

Las simulaciones se han llevado a cabo utilizando el sistema de navegación y maniobra de buques en tiempo real POLARIS instalado en el Centro de Estudios de Puertos y Costas, suministrado por la empresa noruega Kongsberg Maritime Simulation & Training. Este sistema, a la vanguardia de los de su clase, viene siendo actualizado periódicamente y ha sido adaptado por el CEDEX para ser utilizado en aplicaciones relacionadas con la seguridad de la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

navegación, el diseño y la explotación portuarios, y con carácter general para la simulación de situaciones singulares en escenarios marítimos, como ha sido por ejemplo el caso del remolque de la cimentación.

Mediante este sistema es posible reproducir el comportamiento de buques o artefactos flotantes específicos en tiempo real sometidos a la acción del entorno marítimo, con intervención de un número variable de buques u/o artefactos en un mismo escenario marítimo, incorporando el factor humano en las simulaciones (buques pilotados por profesionales náuticos actuando sobre réplicas de las timoneras reales) con una percepción realista del entorno de navegación.



Fig 3. Puente principal del sistema de simulación

3. Desarrollo de las simulaciones

Las simulaciones se han materializado interconectando dos de los seis puentes del sistema de simulación, de tal manera que el puente principal ha sido asignado a la cimentación propiamente dicha (Figura 3) con un observador a bordo, mientras que el remolcador indicado en 2.3. ha sido pilotado desde el puente secundario por uno de los maniobristas del CEDEX. Durante cada simulación, se han registrado todas las variables de interés en relación con las características de este trabajo, relativas tanto al comportamiento de la cimentación como al comportamiento y la operación del remolcador (tensión en la línea de remolque, parámetros ambientales, movimientos de la estructura y del remolcador, velocidades y aceleraciones, etc.).

Las condiciones generales en las que se han desarrollado las simulaciones han sido las siguientes:

- El entorno de simulación elaborado ha correspondido a mar abierto, con una imagen paisajística elaborada en consecuencia y con aguas de profundidad suficiente.

- La duración total de cada una de las maniobras ha oscilado entre 1.0 h y 1.5 h.

- La longitud del cable de remolque empleado en cada simulación se ha establecido a partir de la intensidad del clima marítimo, con longitudes crecientes con la altura del oleaje introducido en cado caso y adoptándose múltiplos enteros de las longitudes de onda de oleajes regulares con la misma altura significante, de tal forma que, por ejemplo, se han empleado unos 250.0 m de línea para las condiciones con oleajes de H_s = 1.0 m. La conexión de la línea principal a la cimentación se ha materializado con unas “bridle legs” dimensionadas conforme a la línea principal, en la configuración de “pie de gallo”.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

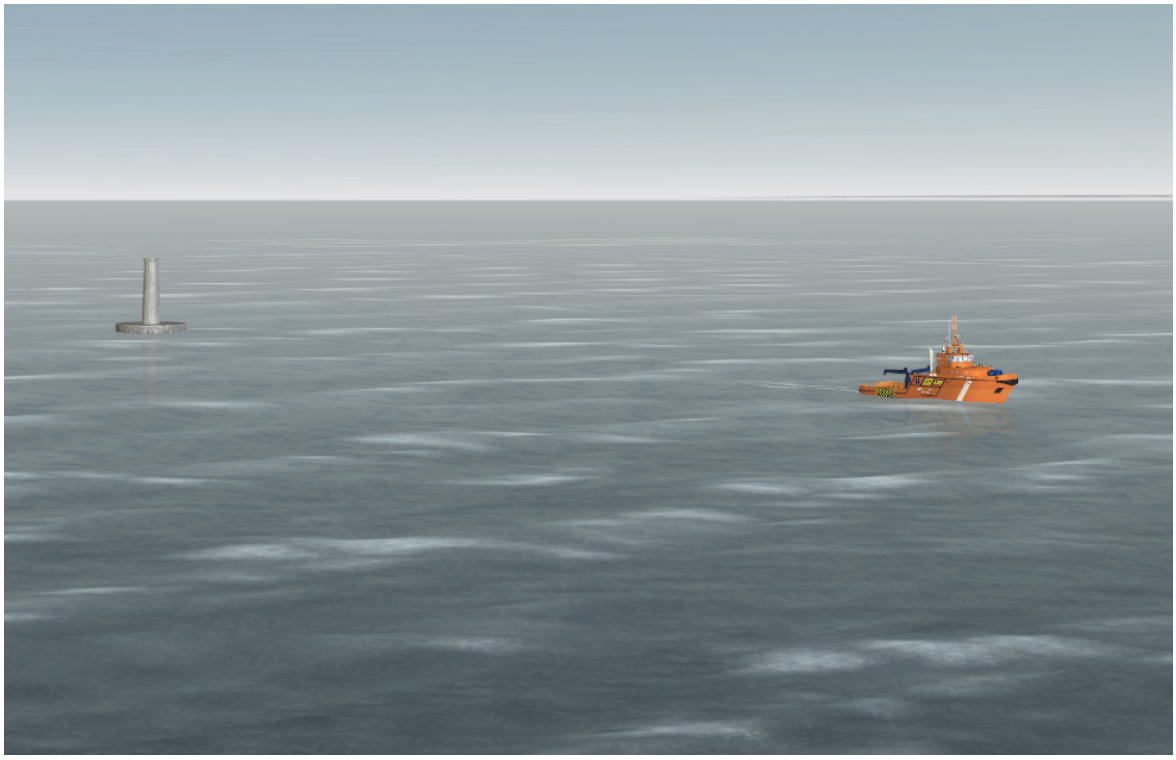


Fig 4. Simulación del remolque. Captura visual desde un punto de vista exterior elevado.

	Condición	Dir. incidencia relativa (º)	Clima Marítimo		
			Viento	Oleaje	Corriente
OPERATIVAS	**CALMA**	--	--	--	--
	V15S1-00	0 (proa)	15.0 ± 5.0 kn	Hs=1.0 m Tp=7.5 s	1.0 kn
	V15S1-45	45 (amura)			
	V15S1-90	90 (través)			
	V15S1-135	135 (aleta)			
	V15S2-00	0 (proa)	15.0 ± 5.0 kn	Hs=2.0 m Tp=8.5 s	1.0 kn
	V15S2-45	45 (amura)			
	V15S2-90	90 (través)			
	V15S2-135	135 (aleta)			
	V25S3-00	0 (proa)	25.0 ± 5.0 kn	Hs=3.0 m Tp=10.0 s	1.0 kn
	V25S3-45	45 (amura)			
	V25S3-90	90 (través)			
	V25S3-135	135 (aleta)			
SUPERVIVENCIA	**V40S4**	0 (proa)	40.0 ± 5.0 kn	Hs=5.0 m Tp=13.0 s	1.0 kn

Tabla 3. Condiciones de clima marítimo de las simulaciones

- La navegación se ha llevado a cabo tratando de mantener una componente longitudinal de la velocidad ("surge") para la cimentación en el entorno de los 2.0 nudos, actuando sobre la máquina del remolcador, independientemente de la componente lateral de la velocidad de la cimentación, de su velocidad de giro o de sus movimientos verticales. En las condiciones "operativas" se ha simulado la navegación propiamente dicha, mientras que en la condición "de supervivencia" se ha simulado la capacidad para retener a la estructura en las condiciones de viento, oleaje y corriente indicadas para este caso, con los tres elementos alineados incidiendo por proa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Las maniobras en condiciones "operativas" se han realizado siguiendo dos estrategias de navegación, consistentes en mantener un rumbo fijo mediante el remolcador, de manera que el clima incidiese sobre el remolcador y sobre la propia estructura dejando derivar al conjunto remolcador-remolcado; la otra estrategia ha consistido en navegar dejando evolucionar el conjunto durante un cierto tiempo, como en el caso anterior, para posteriormente recuperar la derrota de forma apropiada durante la navegación.

Finalmente, y por lo que se refiere al clima marítimo, las direcciones de incidencia relativas al rumbo de navegación de viento, corriente y oleaje han sido de ß = 0º (proa), 45º (amura), 90º (través) y 135º (aleta), con la magnitud indicada en 2.2., tal y como se recoge en la Tabla 3 anterior.

4. Resultados y conclusiones

Durante la realización de las simulaciones materializadas conforme a la descripción expuesta en los párrafos anteriores, se ha registrado el valor instantáneo de todos los parámetros que se han considerado útiles para el propósito del trabajo: los 18 registros para remolcador y cimentación correspondientes a cada grado de libertad (desplazamiento, velocidad y aceleración), el uso de medios del remolcador (potencia, rpm de cada propulsor y ángulos de timones), las componentes hidrodinámicas y aerodinámicas de fuerzas y momentos, las variables climáticas y las tensiones en la línea de remolque, fundamentalmente. Posteriormente, y más allá de obtener otros resultados asociados de carácter puntual (embarques de agua en cubierta, aceleraciones en el tope del mástil, etc.), los valores registrados han sido procesados con el fin de evaluar el comportamiento de la cimentación y concluir acerca de la viabilidad del remolque. La siguiente figura muestra, por ejemplo, el valor de las tensiones en la línea de remolque para los casos correspondientes a vientos de 15.0 nudos y oleajes de Hs=1.0 m obtenidos tras dicho procesamiento.

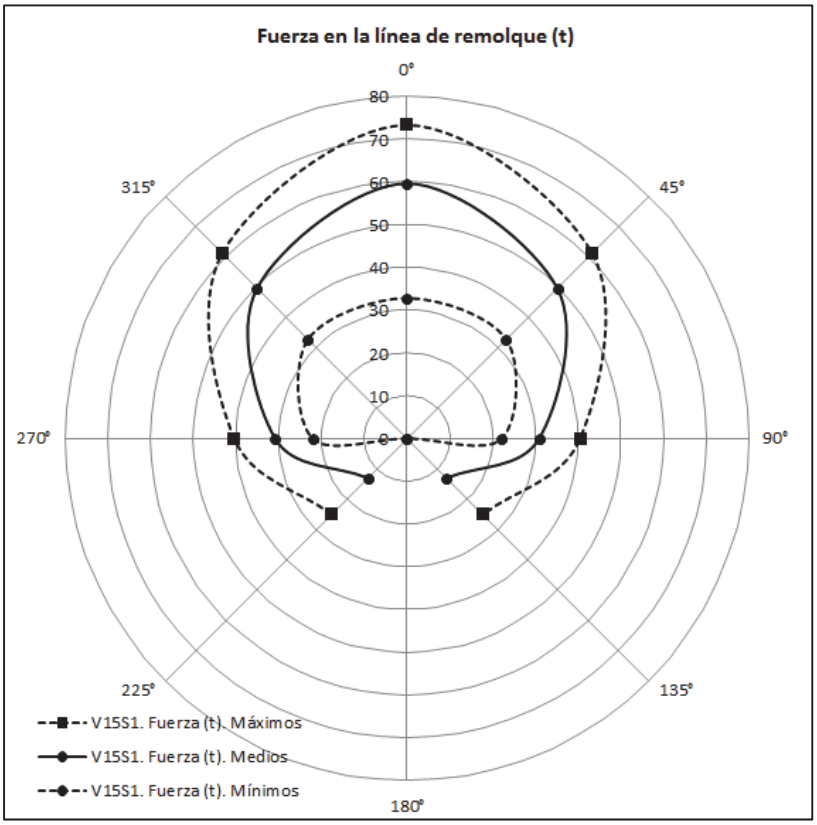


Fig 5.Tensiones en la línea de remolque.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El remolque de la cimentación ha resultado viable en todas las condiciones planteadas con el equipo seleccionado, incluyendo la propia condición "de supervivencia", si bien en este caso el remolcador ha tenido que emplearse con intensidad, registrándose elevados movimientos verticales y picos de tensión en la línea de remolque de hasta 128.0 t, superiores al propio BP del remolcador. A pesar de este hecho, los resultados de las simulaciones indican que este remolcador posee capacidad suficiente para aguantar a la cimentación en la condición de supervivencia, y que el remolque de la cimentación en las condiciones planteadas es factible.

Las dos figuras siguientes recogen, para dicha condición, las posiciones en planta de la cimentación así como un extracto de la lectura de las fuerzas de tiro en la línea de remolque obtenidas.



Fig 6.Condición "de supervivencia". Posiciones en planta de la cimentación

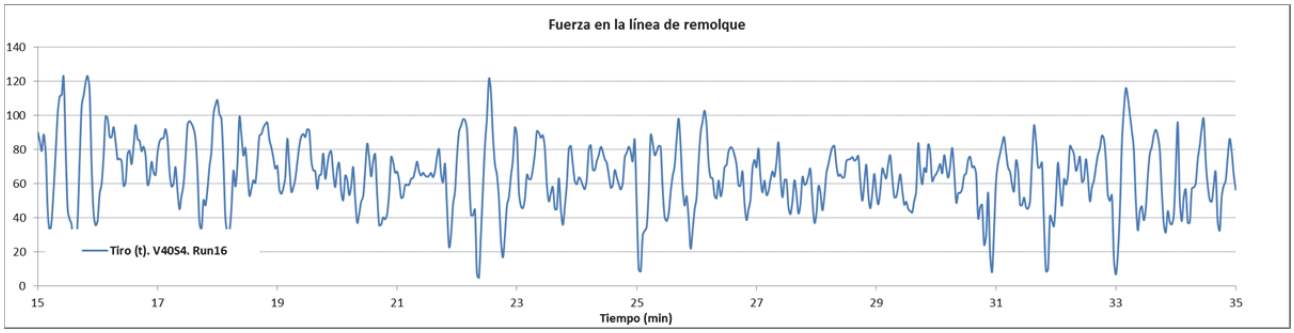


Fig 7.Condición "de supervivencia". Tensiones en la línea de remolque.

Referencias

DET NORSKE VERITAS – DNV (2011). *Modelling and Analysis of Marine Operations.* DNV-RP-H103. Abril de 2011.

DET NORSKE VERITAS – DNV (2014). *Environmental Conditions and Environmental Loads.* DNV-RP-C205. Abril de 2014.

FERNÁNDEZ PRISUELOS, J. (2015). *Colaboración en el Desarrollo del Proyecto de I+D+i Cajones Autofondeables para Parques Eólicos Marinos. CAPEMA. Simulación de Maniobras para el Diseño del Proceso de Remolque.* Trabajo final para las entidades DRAGADOS, S.A. y DRACE INFRAESTRUCTURAS. Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX). Claves CEDEX 21-312-0-001 y 21-312-0-002.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

GERMANISCHED LLOYD - GL (2013). *Guidelines for Marine Transportations.* GL Noble Denton 0030/ND. Junio de 2013.

GERMANISCHED LLOYD - GL (2013). *Guidelines for the Approval of Towing Vessels.* GL Noble Denton 0021/ND. Junio de 2013.

GERMANISCHED LLOYD - GL (2010). *Guidelines for Moorings.* GL Noble Denton 0032/ND. Diciembre de 2010.

ORGANIZACIÓN MARÍTIMA INTERNACIONAL (OMI). Circular del Comité de Seguridad Marítima IMO MSC/Circ. 884 *Guidelines for Safe Ocean Towing*. Diciembre de 1998.

POLARIS Ship Simulation System. Mathematical Modelling of Ship Dynamics Documentacion. Kongsberg Maritime (Norway).

MCCORMICK, M (2010). *Ocean Engineering Mechanics.*Cambridge University Press.

MUTLU, B., FREDSOE, J., *Hydrodynamics Around Cylindrical Structures (2006).* Advanced Series on Ocean Engineering – vol. 26. World Scientific.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Barcos para la construcción de parques eólicos offshore: ventanas temporales y clasificación COVEMA

Luengo, Jorge[a]; García, Javier[b]; Negro, Vicente[c]; López-Gutiérrez, José Santos[d] y Esteban Pérez, María Dolores[e]

[a]Dpto. Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Superior de Alicante. Universidad de Alicante, jlf17@alu.ua.es, [b]Dpto. Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Superior de Alicante. Universidad de Alicante, javier.garciabarba@ua.es, [c]Dpto. Ingeniería Civil: Hidráulica, Energía y Medio Ambiente. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, vicente.negro@upm.es, [d]Dpto. Ingeniería Civil: Hidráulica, Energía y Medio Ambiente. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, josesantos.lopez@upm.es, [e]Dpto. Ingeniería Civil: Hidráulica, Energía y Medio Ambiente. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, mariadolores.esteban@upm.es.

Resumen

En la presente investigación se ha hecho un estudio de los buques que han participado en la construcción de los principales parques eólicos desarrollados hasta el momento. Se han estudiado fases de construcción, etapas de desarrollo de los parques y plazos. Así mismo, se han analizado rendimientos de los barcos y equipos de construcción, tripulación y operarios de cada uno y características técnicas.

Estudiados todos los equipos, se ha procedido a su caracterización según distintos criterios. El resultado es la clasificación matricial de barcos COVEMA (COnstruction VEssels MAtrix), que se expone en el presente artículo.

En primer lugar, el artículo realiza una breve descripción de los distintos buques implicados en la construcción de los parques eólicos offshore para, a continuación, caracterizarlos según los criterios mencionados y clasificarlos así en la matriz mencionada.

Palabras clave: *Barcos, construcción, parques eólicos, offshore, clasificación, buques, matriz, COVEMA*

1. Introducción

En las últimas décadas, la Ingeniería eólica ha dado el gran salto desde tierra firme al medio marino. El desarrollo de parques cada vez más grandes, unido a la instalación de aerogeneradores de mayor tamaño y potencia, así como la creciente demanda energética social, medioambiental y política, han hecho que dichos parques cada vez se diseñen a mayores profundidades: es la era de la Ingeniería Eólica Offshore.

Para ello se emplea gran cantidad y tipología de barcos de construcción. Éstos serán reutilizados, más tarde, en las fases de O&M de los parques. Del diseño y uso de dichos buques depende en gran medida el éxito de la instalación offshore.

2. Barcos usados en la construcción de parques eólicos offshore

Para la construcción de parques eólicos en alta mar entran en juego muy diversas tipologías de buques. Cada uno tiene unas dimensiones, morfología y funciones muy diferenciadas del resto. Una parte considerable de los mismos será usada de nuevo una vez el parque haya sido construido: también se encargan de las actividades de O&M durante la vida útil de la instalación.

Las operaciones desarrolladas por los barcos citados no se encuentran únicamente centradas en las tareas de construcción e instalación de las máquinas propiamente dichas (estructuras, cimentaciones, tendido de cables, acondicionamiento del lecho marino…), sino que también se encargan de las actividades auxiliares, en ocasiones tan importantes como las principales.

A continuación se van a exponer brevemente los distintos barcos empleados para la construcción de los parques eólicos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.1 Dragas

Las dragas se emplean para preparar el lecho para recibir cimentaciones de tipo directo (en aguas no demasiado profundas) y para acondicionar el mismo para fondear cables y conducciones (esto último más en O&G) entre los distintos aerogeneradores, y entre el parque y tierra firme.

Las dragas pueden clasificarse principalmente en dos grandes grupos: dragas mecánicas y dragas de succión. Las primeras se emplean en terrenos cohesivos y las segundas en arenas. Las dragas de succión son las más usadas en la actualidad, ya sean de succión estática o en marcha.

Una variante de las dragas de succión son las TSHD ("trailing suction hooper dredges"), equipadas con lanzas tipo jet en la cabeza de succión, que permiten arrancar el material en terrenos con cohesión media. Algunas incluso incluyen un elemento cortante en la cabeza, como las CSD ("cutter suction dredges"), que permiten dragar en terrenos con presencia de rocas o bolos.

Las dragas de succión más grandes del mundo son la Cristóbal Colón y la Leiv Eriksson, ambas construidas en Sestao y propiedad de la naviera Jan de Nul.



Fig. 1. A la izquierda, vista general de la tubería de succión (en negro) y de los pórticos de maniobra (en amarillo) de la Cristóbal Colón. A la derecha, descargando por proa

2.2 Buques Heavy-Lift

Se emplean para la instalación de las subestaciones de transformación, que son el elemento de más peso del parque. Para ello, las elevan desde el nivel del agua (dichas subestaciones suelen llegar al parque sobre una pontona) gracias al puente grúa, y las instalan sobre la cimentación previamente construida. También se usa en la instalación de topsides en O&G.

Uno de los más famosos en esta tipología es el Versabar VB-10.000, heavy-lift de tipo "bottom feeder" (izado desde abajo), capaz de izar hasta 7.500 toneladas de peso.



Fig. 2. A la izquierda, el Versabar VB-10.000 instalando un topside. A la derecha, con la herramienta "garra" instalada

2.3 Buques semisumergibles

Se emplean para el transporte de elementos pesados desde su fabricación en puerto hasta su instalación en el parque. Las cimentaciones de gravedad tipo GBS o las celosías se transportan en este tipo de buque.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Algunos autores los consideran heavy-lifts. La diferencia entre ambos es que los semisumergibles no izan las cargas por encima del casco, sino que las transportan sobre él. Para ello, se sumergen parcialmente lastrando sus tanques con agua. Cuando la carga descansa (a flote) sobre ellos, se elevan vaciando dichos tanques, quedando así la carga apoyada sobre la cubierta del buque, lista para ser transportada. El problema principal de estos buques es, por tanto, que no todos los puertos tienen calado suficiente para garantizar su maniobra.

También se les conoce como buques FOFO (Float-on, float-off).



Fig. 3. El Blue Marlin (izquierda) y el Dockwise Vanguard (derecha)

2.4 Remolcadores

Son buques de tipo auxiliar, que dan soporte en la entrada y salida de grandes buques con poca maniobrabilidad en el puerto o dentro del parque eólico. También transportan elementos en flotación y pontonas auxiliares para la construcción de los parques eólicos.

Tienen dimensiones reducidas, que les garantizan una gran maniobrabilidad. Además, van equipados con máquinas muy potentes, capaces de remolcar buques mucho más grandes y pesados que ellos.



Fig. 4. El Bourbon Liberty 228 durante la instalación del Windfloat I (Portugal)

2.5 Buques para tendido de cables

Se emplean para la colocación de los cables eléctricos desde el parque hasta tierra firme. Los cables, una vez colocados, descansan directamente sobre el lecho, con o sin banqueta de protección frente a la socavación. Son descendientes de los buques de tendido de tuberías en la industria de O&G.

En el parque, los cables son conectados con cada aerogenerador por medio de ROVs (Remote Operated Vehicles), que los introducen por el tubo J, desde donde se prolongan hasta la nacelle. En tierra firme, el cable discurre enterrado en zanja.

La etapa crítica de la instalación de los cables es el tendido de los mismos desde los tambores en que se encuentran arrollados en el buque hasta el lecho marino. El sistema empleado se puede caracterizar de acuerdo con tres clasificaciones:

- Según la forma que adquiere el cable durante el tendido. Disposición en S (profundidades medias) o disposición en J (grandes profundidades).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Según la flexibilidad del cable. Tendido flexible libre (para cables delgados en los que los esfuerzos de flexión y torsión no penalizan en exceso), o tendido guiado (en caso contrario).

- Según el almacenamiento del cable en el buque. En tambores de eje horizontal o en tambores de eje vertical.

2.6 Buques de instalación de turbinas

Se encargan de montar las máquinas de los aerogeneradores sobre las estructuras previamente cimentadas. Se trata de pontonas con jack-ups que van equipadas con grúas en cubierta, que permiten el izado de las máquinas hasta su posición final.

Una vez llegan al emplazamiento del aerogenerador, estos barcos se ubican en el lugar exacto gracias a sus sistemas de posicionamiento dinámico y despliegan los jack-ups. Los más potentes del mercado miden 105 metros y pueden izar el barco hasta 17 metros sobre el nivel del mar, a una velocidad de despliegue de 1,2 m/min.

Es mucho más sencillo y eficiente trabajar al mismo nivel que la nacelle que trabajar desde debajo de ella. Además, de este modo los derricks necesitan menor longitud de pluma, por lo que para el mismo momento de carga, pueden elevar pesos mayores.

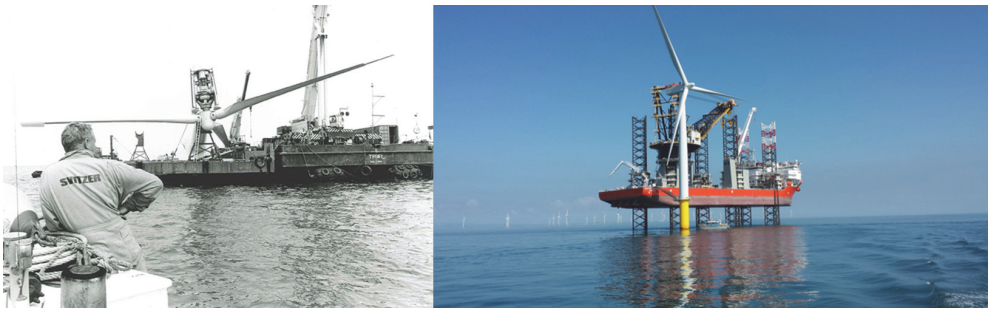


Fig. 5. A la izquierda, instalación de palas y nacelles en los primeros parques mediante pontona y grúa. A la derecha, los derricks del Pacific Osprey colocando las palas a un rotor

2.7 Buques de izado

Constituyen una parte esencial en la construcción de los parques, no sólo durante la fase de construcción, sino también durante las de O&M, e incluso de cara al desmantelamiento. Existen tres tipos principales de grúas marinas:

- Barcos-grúa. Son las más comunes. Son autopropulsadas y tienen una capacidad de izado de 2.000-3.000 toneladas. En la fig. 6, a la izquierda.

- Semisumergibles. Su capacidad para sumergirse parcialmente les otorga gran estabilidad, lo que hace que incrementen notablemente su capacidad de izado con respecto a los barcos-grúa, pudiendo elevar hasta 14.000 toneladas. En la fig. 6, en el centro.

- Grúas flotantes tipo sheerleg. Capaces de izar hasta 4.000 toneladas. En la fig. 6, a la derecha.



Fig. 6. Distintos buques de izado empleados para la construcción de parques eólicos

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2.8 Turbine transfers

A pesar de que suelen considerarse más como barcos de O&M, también son empleados durante la construcción de los parques. Debido a sus reducidas dimensiones, no pueden transportar gran cantidad de operarios simultáneamente. Sirven para embarcar y desembarcar operarios desde los aerogeneradores.

Tienen diferentes disposiciones de casco (estrecho, catamarán, trimarán…), que buscan garantizar al máximo posible la estabilidad del buque y que los movimientos provocados por el oleaje sean suaves, de cara a una operatividad óptima. Estos cascos trabajan encarando las olas sin remontarlas, ganando así estabilidad y reduciendo el cabeceo y la arzada. Las atacan "cortándolas", lo que le da nombre al tipo de cascos más utilizados "Wave Piercing, WP". Un ejemplo de este tipo de buques es el Stril Luna, construido en España.

2.9 Buques de transporte de personal

Están diseñados para transportar desde el puerto de servicio al parque eólico a los equipos humanos, a relativamente grandes velocidades. Algunos también transportan agua o fuel-oil, denominándose en estos casos FSV ("Fast Support Vessel").

A diferencia de los turbine transfers, tienen aforo elevado de pasajeros. Como contrapunto, debido a su mayor tamaño, su maniobrabilidad se ve reducida, no pudiendo navegar dentro del parque eólico, por lo que para desembarcar en él, los operarios abordan a una embarcación menor (tipo turbine transfer), que sí tiene maniobrabilidad suficiente para desplazarse dentro del parque, y así llegar a los aerogeneradores.



Fig. 7. El Esnaad 715 (asistido por lancha de apoyo) y el BS Maresias

2.10 Buques de emergencia y respuesta rápida

Juegan un papel importante en situaciones de emergencia. Por tanto, deben tener potencia suficiente para poder navegar a altas velocidades de crucero, gran maniobrabilidad e instalaciones aptas para trabajar en condiciones adversas. Se emplean tanto en eólica como en Oil & Gas.

Uno de los más avanzados es el Esvagt Aurora, diseñado y construido en España. Presenta una estructura de casco invertido (X-bow), lo que le permite encarar las olas de manera óptima en condiciones de temporal, así como navegar a mayor velocidad que otros buques sin perder estabilidad transversal o sufrir demasiado cabeceo.



Fig. 8. El Esvagt Aurora, que opera en el Atlántico Norte, donde es conocido como "The Angel of the North"

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.11 Buques de suministro

Se encargan de transportar materiales y equipos hasta el parque offshore. Son lentos, se trata de barcos en los que prima la capacidad de transporte sobre cubierta y en bodegas sobre la velocidad y maniobrabilidad. Por tanto, a menudo necesitan el apoyo de remolcadores para posicionarse y realizar maniobras en el interior del parque.

Transportan tanto herramientas, materiales y equipos, como materiales, agua potable, fuel-oil, comida o equipos humanos. Suelen estar equipados con doble casco.

Sirve como ejemplo de esta tipología el Edda Ferd, buque construido en Espasña, el cual se puede observar en la siguiente imagen.



Fig. 9. El Edda Ferd cruzando el viaducto de Los Santos, tras abandonar los astilleros Gondán en Castropol

2.12 Buques de apoyo

Colaboran en las diversas labores de construcción del parque, teniendo cada uno, en función de su equipamiento, distintas tareas asignadas. Un ejemplo de este tipo de buques es el Stril Luna, ya comentado en el apartado de Turbine Transfers.



Fig. 10. El Stril Luna, con su casco tipo WP, y el Skandi Africa

2.13 Floteles

El término “flotel” se refiere a hotel flotante. Se trata, por tanto, de barcos que se dedican a albergar a los trabajadores en larga estancia. Aunque todos los buques descritos en los epígrafes anteriores tienen instalaciones que permiten vivir a los trabajadores, no están especialmente diseñados para ello. Los floteles sí. Se trata de buques de gran envergadura, por lo que disponen de reducida maniobrabilidad.

La mayoría de floteles son buques de apoyo transformados, a los que se les han añadido módulos habitacionales. Es el caso del Edda Fjord, con capacidad para 350 personas.

El español Edda Fides fue el primer flotel construido ex profeso. Tiene capacidad para alojar a 600 personas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 11. A la izquierda, el Edda Fjord, adaptado con módulos habitacionales para ser transformado en flotel. En el centro y a la derecha, el Edda Fides

2.14 Otros buques y equipos

Aparte de los comentados anteriormente, también se emplean otros equipos, como ROVs, pontonas, barcazas, plataformas flotantes, barcos de hinca de pilotes, fingers, buques hormigonera…

3. Caracterización de buques

Una vez descritos los distintos barcos que participan en la construcción de los parques eólicos offshore, se han caracterizado estos con el objetivo de poder clasificarlos de acuerdo con los criterios expuestos a continuación.

3.1 Concepto de ventana temporal de actuación

Cada buque presenta un rango de operatividad compatible con las acciones climáticas existentes en la obra. Se ha caracterizado dicha operatividad considerando únicamente la variable meteorológica principal: el oleaje.

En el caso de España, el Organismo Público Puertos del Estado presenta un sistema de medidas y registros oceanográficos que facilita mediante el procesado de series históricas de datos climáticos, el ajuste estadístico anual (Weibull y/o Gauss) y de extremos (Weibull-Poison y/o Pareto-Poison) y la concreción de las excedencias, facilitando la respuesta a las siguientes cuestiones:

a) ¿Cuáles son las duraciones medias, y máximas de las excedencias observadas por encima o debajo de un umbral?

b) ¿Cuál es el promedio anual o estacional de rachas cuya duración supera un cierto número de días?

c) ¿Cuál es el porcentaje de tiempo, sobre el tiempo total observado, ocupado por rachas de oleaje cuya duración supera un cierto número de días?

Por ejemplo, en el caso de una draga de succión en marcha la limitación de trabajo se sitúa en Hs=2,50 m.

En un emplazamiento situado en el Atlántico Norte entre la frontera de España y Portugal, la duración media en horas es de 50, mientras que la máxima se sitúa en 850. (Datos obtenidos de la boya de Cabo Silleiro).

Así, la draga podrá realizar los siguientes trabajos:

1) Operaciones que requieran menos de 50 horas de operación del buque (la mayoría).

2) Operaciones en lugares con altura de ola significante menor de 2,50 metros.

3.2 Concepto de maniobrabilidad

Se ha desarrollado una correlación entre las dimensiones principales de los parques eólicos y la geometría de los buques que participan en su construcción, clasificando estos últimos según si las actividades que desarrollan (o pueden desarrollar) se ubican dentro del parque eólico, en las inmediaciones del mismo, en el puerto de servicio, etc.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Así, siguiendo el ejemplo del concepto anterior, una draga de succión en marcha no podría maniobrar dentro del parque eólico, debido a las reducidas dimensiones de éste, las grandes del buque y la no excesiva maniobrabilidad de la misma. Por tanto, las tareas que debe realizar se harán fuera del mismo, o antes de que sean instalados los aerogeneradores.

3.3 Concepto de equipamiento de los barcos y actividades que desempeñan. Reciclaje

Una parte de los barcos están diseñados para desarrollar una sola actividad o fase, mientras que otros son de tipo multipropósito. La caracterización en cuanto al número de actividades que desarrolla cada uno, así como su potencial rehabilitación ("reciclaje") para desarrollar otras distintas a las inicialmente diseñadas resulta fundamental para reutilizar los barcos en las actividades de O&M durante la vida útil de los parques.

Siguiendo con el mismo ejemplo que hasta ahora, las dragas son barcos muy especializados, que no pueden desarrollar actividades que se alejen del campo de trabajo para el que han sido diseñadas.

3.4 Concepto de habitabilidad y transporte de equipos humanos

Cada vez trabajan equipos humanos más grandes en las obras en alta mar. El transporte de personas al emplazamiento de la obra o al puerto de servicio, así como la habitabilidad de corta (barcos de apoyo), media (barcos de transporte de personas), y larga (floteles) duración condicionan en gran medida la velocidad de avance de las obras y los costes derivados de personal.

En general, cualquier buque podrá transportar tripulación y alojarla en sus instalaciones, como puede ser el caso de una draga de succión en marcha. Aunque no se trate de un buque especializado en este campo, puede desarrollar estas tareas sin demasiadas complicaciones (prueba de ello es que la mayoría de los floteles actuales son buques multipropósito reciclados, como se ha comentado anteriormente). Por tanto, podría alojar equipos humanos en corta estancia, no así en media y larga.

En el presente epígrafe se ha procedido a la descripción, a modo de ejemplo, de la caracterización de un solo buque, la draga de succión en marcha. Una vez caracterizados todos los buques descritos en el artículo, se han clasificado en la matriz semafórica COVEMA, que se muestra en la última página del presente estudio.

4. Resultados de la investigación: Clasificación COVEMA

Una vez caracterizados los barcos según los conceptos anteriores, éstos han sido recogidos en una matriz de doble entrada de tipo semafórico que permite clasificarlos según su adecuación para el desarrollo de las distintas actividades de construcción en los parques eólicos offshore. Dicha clasificación original, recibe el nombre de COVEMA: COnstruction VEssels MAtrix. Su aspecto puede observarse en la última página como síntesis del trabajo desarrollado.

5. Conclusiones

En primer lugar, merece la pena analizar la matriz resultado de la presente investigación por filas. Como puede observarse, existen barcos muy especializados, que poco o nada se prestan a ser "reciclados" para llevar a cabo otras labores distintas para las que han sido diseñados inicialmente. Este es el caso, por ejemplo, de los heavy-lifts, en los cuales se observa que presentan algunas celdas verdes (su especialidad) y muchas rojas (actividades que con la tecnología actual no pueden ser llevadas a cabo por dichos buques), mientras que no tienen ninguna o casi ninguna celda naranja, señal de que no pueden ser aprovechados para llevar a cabo actividades distintas de aquéllas para las que han sido diseñados.

Por el contrario, existen buques más generalistas, como es el caso de los remolcadores o los barcos de apoyo, en los cuales puede observarse que abundan las celdas naranjas o verdes, signo de que pueden llevar a cabo actividades muy diversa, e incluso distintas a aquéllas para las que han sido diseñados. Se prestan, por tanto, a su "reciclaje".

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

A continuación, se analiza la matriz por columnas. Como puede observarse, existen actividades muy especializadas, como es el caso de la realización de conexiones submarinas (de cables, conducciones, etc), que sólo pueden ser llevadas a cabo por una o dos tipologías de barco. Por el contrario, existen actividades más generalistas, como puede ser el transporte de personas, que pueden ser llevadas a cabo por diferentes tipos de barcos, sin necesidad de una especialización excesiva.

De acuerdo con lo anterior, si se busca una mayor reutilización de barcos y aprovechamiento de los existentes para el desarrollo de distintas actividades, deberán emplearse barcos con mayor cantidad de celdas verdes y naranjas, y actividades que, en la medida de los posible, puedan ser llevadas a cabo por distintos y variados tipos de barcos.

6. Agradecimientos

La investigación objeto del presente artículo ha sido financiada mediante una beca de Doctorado de Obra Social La Caixa, a la que se agradece el apoyo económico para llevar a cabo el desarrollo de los trabajos.

Referencias

DEL CAMPO, J.M. y NEGRO, V. (2010). *Maquinaria y medios auxiliares en obras marítimasítulo en cursiva*. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (UPM).

DONG ENERGY. *Wind Power*. <http://www.dongenergy.com/en/our-business/wind-power#> [Consulta: 15 de mayo de 2017]

IMCA, INTERNATIONAL MARINE CONSTRUCTORS ASSOCIATION. *Marine division*. <https://www.imca-int.com/divisions/marine/industry> [Consulta: 15 de mayo de 2017]

PUERTOS DEL ESTADO. (2008). *Guía de buenas prácticas para la ejecución de obras marítimas*. Ministerio de Fomento.

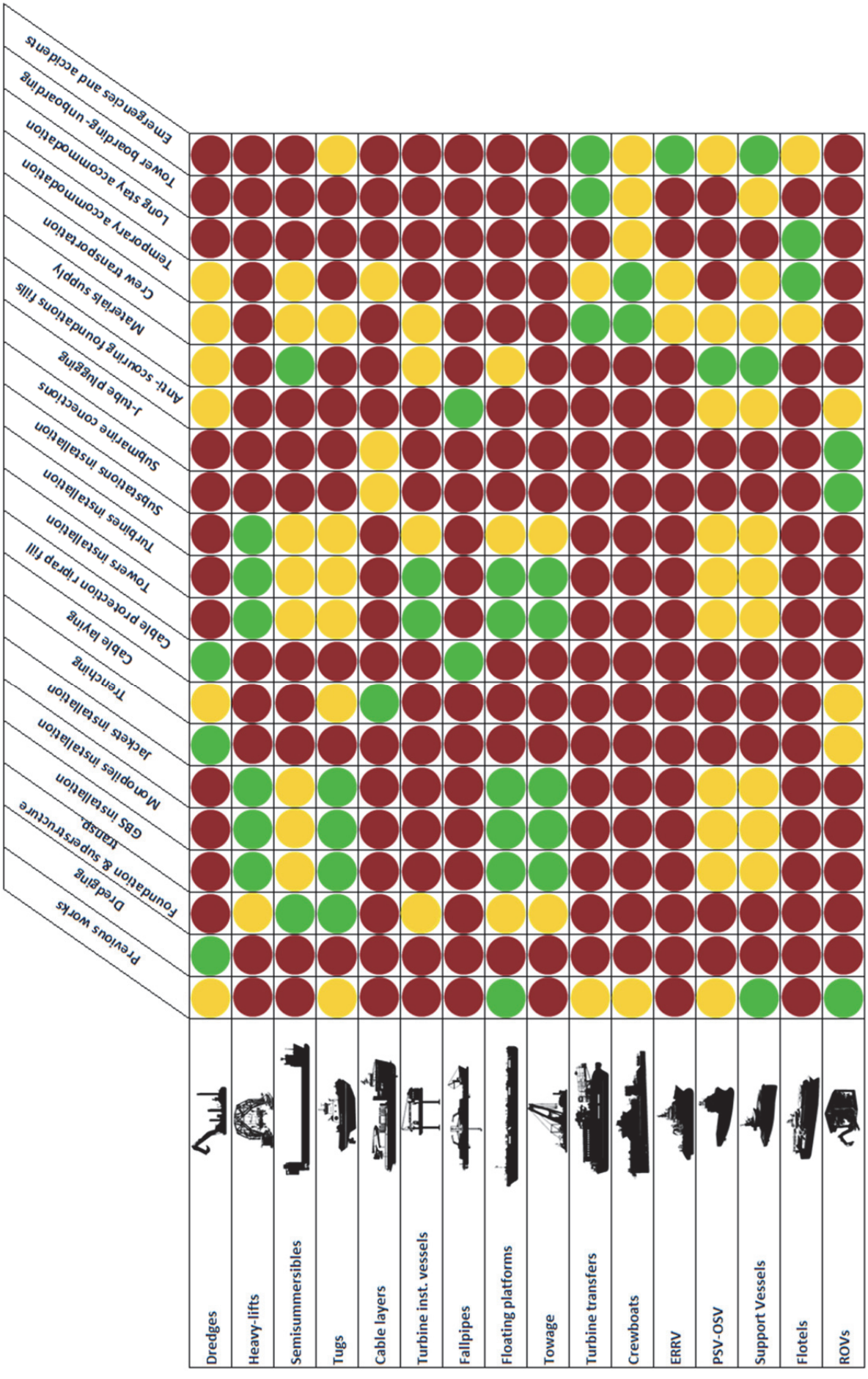
PUERTOS DEL ESTADO. (1991). *Atlas de clima marítimo, ROM 0.3-91*. Ministerio de Fomento.

Sadeghi, K. (2008). "Significant guidance for design and construction of marine and offshore structures" *en GAU Journal of Social & Applied Sciences*, vol. 4, issue 7, p. 67-92.

TECHNIP-FMC TECHNOLOGIES. *2015 Activity and sustainable development report*. <http://www.technip.com/sites/default/files/technip/fields/publications/attachments/exe_technip_radd2015_gb_pap> [Consulta: 15 de mayo de 2017]

4C OFFSHORE. *Construction & maintenance vessels*. <http://www.4coffshore.com/windfarms/vessels.aspx?catld=3> [Consulta: 15 de mayo de 2017]

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Validación pre-operativa y puesta en marcha del Sistema Operacional de Agitación Portuaria del Proyecto SAMOA

Díaz-Hernández, Gabriel[a]; Rodríguez, Beatriz[a]; Álvarez-Fanjul, Enrique[b]; García-Valdecasas, José María[b]; Lara, Javier L.[a]; Medina, Raúl[a] y Tomás, Antonio[a]

[a]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España. gabriel.diaz@unican.es, beatriz.rodriguez@unican.es, jav.lopez@unican.es, raul.medina@unican.es, antonio.tomas@unican.es.

[b]Puertos del Estado, Madrid, España. enrique@puertos.es, jgvaldecasas@puertos.es

Resumen

En la recta final de la iniciativa SAMOA (Sistemas de Apoyo Meteorológico y Oceanográfico a las Autoridades portuarias), impulsado por el Organismo Público Puertos del Estado (OPPE), se comienzan a materializar los cuatro sistemas operacionales propuestos: i) módulo atmosférico; ii) módulo de circulación, iii) módulo de agitación portuaria; y iv) módulo de instrumentación. Particularmente, el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IHCantabria), que ha sido la institución encargada en el desarrollo del módulo de agitación portuaria, ha alcanzado la puesta en marcha de la predicción operacional de la agitación en 11 puertos: Almería (2 puertos), Barcelona, Gijón, Las Palmas (3 puertos), Málaga y Santa Cruz de Tenerife (3 puertos). Actualmente y tras dos años de desarrollo, el módulo SAMOA-Agitación se encuentra instalado en las oficinas del OPPE, operando diariamente y plenamente integrado en el Cuadro de Mando Ambiental (CMA). Por ello, el presente estudio muestra una fotografía general del estado actual del módulo SAMOA-Agitación.

Palabras clave: *agitación portuaria, forecast, operatividad, gestión portuaria, clima marítimo, parada operativa*

1. Introducción

El objetivo principal del trabajo realizado por el IHCantabria, para el módulo de agitación del proyecto SAMOA, es predecir el oleaje en el interior de 11 puertos: Gijón, Málaga, Almería, Barcelona, Carboneras, S.C. de La Palma, S.C. de La Gomera, S.C. de Tenerife, Las Palmas, Arrecife, y Puerto del Rosario en relación a las condiciones de agitación en distintos puntos de control pre-establecidos en el interior de las dársenas.

Este sistema operacional se encuentra en la actualidad instalado en las oficinas del Organismo Público Puertos del Estado (OPPE), funcionando de forma automática y diaria, tras la integración de los algoritmos desarrollados en los distintos módulos del proyecto.

El OPPE, a través del OPeNDAP, publica diariamente las predicciones de agitación portuaria resultantes del trabajo aquí descrito. Información que es adaptada a las necesidades técnicas que han establecido las distintas Autoridades Portuarias (AP's) y codificada a través del Cuadro de Mando Ambiental (CMA), que ha sido actualizado también dentro del marco del proyecto SAMOA.

En el presente artículo se presentan las tareas más relevantes para la puesta en marcha del módulo de agitación del sistema SAMOA, con base en la descripción de distintas tareas que han permitido adaptar los nuevos desarrollos numéricos a la operativa OPPE.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 1. Identificación geográfica de los puertos implicados en el módulo de agitación del proyecto SAMOA.

2. Objetivo

El objetivo principal de este artículo es, por lo tanto, describir de forma detallada los trabajos finales relacionados al desarrollo del módulo de agitación del proyecto SAMOA, defender la calidad y fiabilidad de los resultados que la herramienta ofrece, entender el flujo de trabajo, con la finalidad de aportar una mejora cuantitativa en las predicciones de agitación.

A continuación se presenta la metodología general que recoge todas y cada una de las tareas más relevantes para la puesta en funcionamiento del sistema operacional de agitación.

3. Metodología

La metodología general llevada a cabo para la consecución de los objetivos del presente estudio se fundamenta en un amplio y elaborado desarrollo que se ha extendido de forma ininterrumpida desde el año 2015, enumerando a continuación sus principales tareas:

- Recopilación de datos de partida, normalización de batimetrías y pre-proceso de contornos portuarios, tipologías y secciones.
- Identificación de la estrategia numérica más adecuada basada en la actualización del modelo numérico de agitación MSP desarrollado por IHCantabria.
- Montaje numérico de todos los puertos y creación del catálogo de agitación, incluyendo su post-proceso y adaptación a las necesidades del CMA.
- Traspaso de los resultados a Puertos del Estado.

De forma particular se presentan a continuación los trabajos desarrollados durante los años 2016 y 2017 que han llevado a la culminación del proyecto SAMOA y a alcanzar el estado actual de desarrollo y uso de la herramienta por parte de las Autoridades Portuarias.

Los trabajos desarrollados durante esta última etapa se pueden organizar en 8 secciones bien diferenciadas y que ejemplifican perfectamente el carácter integrador del módulo de agitación, el cual se concibió desde un principio para que contara con una filosofía innovadora de las mejores y más actuales técnicas, modelos y algoritmos relacionados con los estudios operacionales de agitación portuaria.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.1 Montaje numérico de agitación homogéneo

Una de las tareas básicas y más importantes dentro del desarrollo del sistema operacional de agitación, y que da pie a un adecuado montaje de la estrategia numérica, está relacionada con el concepto de normalización del dato.

Es común para este tipo de proyectos que las fuentes de datos base, información proporcionada por terceros proveedores (datos de partida, batimetrías, etc.), presente formatos, codificaciones y apariencias informáticas singulares y particulares. Es por ello que se ha prestado especial cuidado en establecer un pormenorizado protocolo de homogeneización de dicha información de partida (ver figura 2).

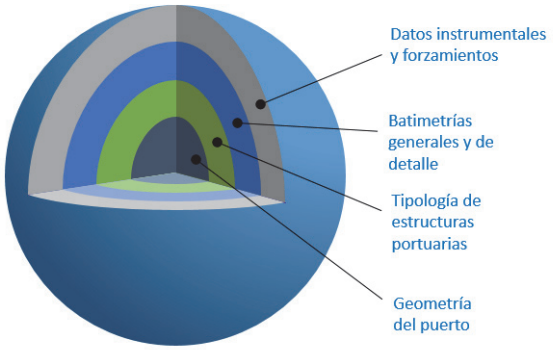


Fig. 2. Identificación de las fuentes de datos disponibles, para su homogeneización y normalización.

En particular, se invirtió una importante cantidad de recursos dentro del proyecto en tareas relacionadas con la normalización de las siguientes fuentes de datos:

a) Datos instrumentales provenientes de campañas de campo o de las redes de medición permanentes de OPPE. Datos que originalmente han sido aportados con un formato libre (ASCII) y que no presentan una codificación integrada en metadatos, o bien que dicha información se encuentra disgregada de los datos brutos y que requiere ser integrada en ficheros normalizados.

b) Datos de los forzamientos espectrales. Datos que provienen en general de ejecuciones numéricas previas realizadas bajo la cobertura del sistema SAPO de OPPE y que aportan ficheros de oleaje espectral en el formato pre-definido por el modelo de propagación de oleaje SWAN y que por su naturaleza, deben ser homogeneizados bajo un mismo prisma matricial de energía que contenga el mismo número de elementos en el dominio frecuencial y el dominio direccional.

c) Datos sobre las tipologías de las secciones portuarias. Datos que incluyen información vital sobre las distintas tipologías que integran los perímetros, estructuras, muelles y elementos de protección de cada uno de los puertos. Se trata de información generalmente en formato CAD, que debe ser integrada en un mismo sistema de información geográfica, que muestre todos y cada uno de los elementos de especial relevancia para un adecuado post-tratamiento de la respuesta energética de las secciones (ver apartado 3.4).

d) Datos sobre la geometría general del puerto. Datos que por su naturaleza cambiante en el tiempo deben de ser consensuados con cada Autoridad Portuaria y verificados, con el fin de poder contar con una geometría de análisis acorde a la realidad de cada instalación portuaria. En general, se tratan de datos en formato CAD aportados por cada AP y que han sido limpiados y geo-referenciados con una proyección geográfica WGS84.

e) Datos de batimetría. Se trata, posiblemente, de la fuente de datos más heterogénea y menos normalizada de todas. Los datos de batimetría suelen venir post-procesados de las campañas de campo que se emplearon para tal fin, o bien, de la integración de distintas cartas náuticas disponibles en cada puerto. Esta fuente de datos ha sido normalizada en un sistema de información geográfica (SIG) dentro de la plataforma y formatos nativos ArcGIS® (análogo al punto anterior).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.2 Gestión adecuada de grandes dimensiones espaciales de los puertos

El proyecto SAMOA se enfrentó a uno de los retos más significativos en relación al tamaño de los dominios que debe considerar en su operativa. Se tratan de puertos con áreas de influencia del orden de 3 a 18 km² y que, en general, requieren una muy buena definición espacial de sus elementos interiores y exteriores de cara a su adaptación y asimilación numérica (mallado).

Esta peculiar característica dificulta la asimilación de los dominios portuarios hacia un entorno numérico, particularmente debido a dos grandes debilidades en el estado del arte actual: a) la ineficiencia de los malladores para dominios tan grandes, en especial cuando se requiere definir la solución de oleajes de bajo periodo en zonas muy someras, b) el alto coste computacional requerido para resolver dominios que fácilmente superan el millón de elementos numéricos, especialmente si se desea elevar estas simulaciones a un uso operacional, y c) la incapacidad de los modelos numéricos clásicos de agitación en la gestión adecuada de estos grandes dominios.

La herramienta numérica originalmente identificada como óptima para este proyecto (el modelo MSP) rápidamente se vio superado por estos requerimientos computacionales y espaciales, lo cual requirió establecer una estrategia de mejora de la versión clásica del modelo para optimizarlo de cara a dar un servicio a la medida de las necesidades del proyecto SAMOA.

Por tanto, el modelo MSP fue sometido a distintas mejoras (en su actual versión 2.0), siendo una de ellas la reprogramación del mallador (en mallas no estructuradas en elementos finitos o MEF), para poder alcanzar fácilmente de 5 a 6 millones de elementos, necesarios para mallar la totalidad espacial de los puertos de Tenerife, Las Palmas y/o Barcelona con elementos individuales menores a 0.5 m por ejemplo (ver figura 3), asegurando, en todo caso, al menos 10 nodos por longitud de onda, llegando incluso a los 60 nodos por longitud de onda.

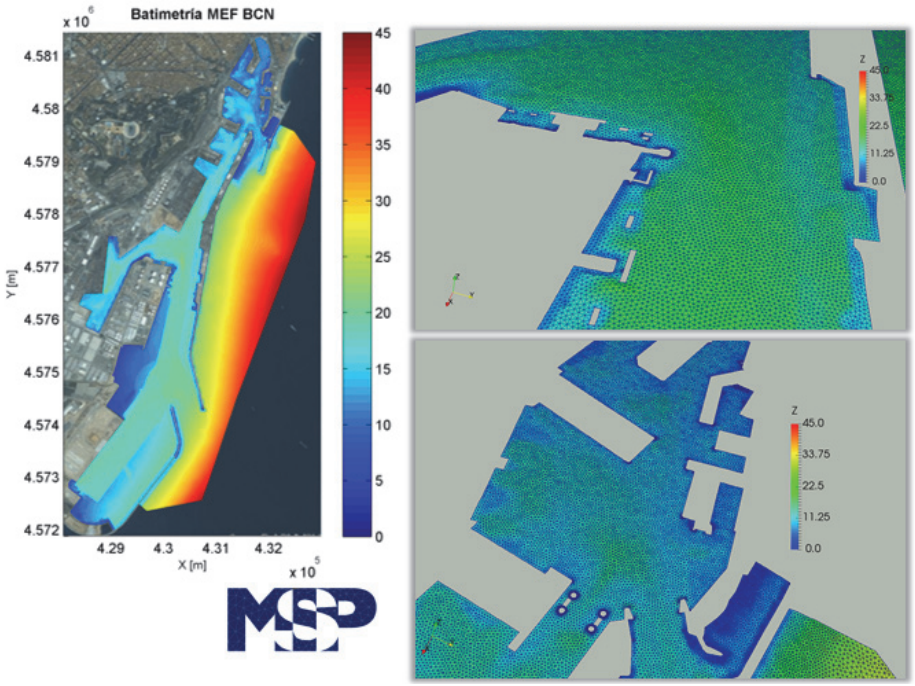


Fig. 3. Ejemplos de las mallas MEF obtenidas con el nuevo mallador del modelo MSP v2.0. Puerto de Barcelona.

Gracias a este nuevo mallador, con el que se es capaz de calcular dominios mucho más extensos, se pudo hacer frente a otro de los grandes retos del proyecto, consistente en la resolución de los efectos por agitación colateral desde el campo lejano. Estos efectos pueden afectar los patrones de agitación en las dársenas inducidos por la reflexión del oleaje desde contornos lejanos. Dos ejemplos de puertos en los que ocurre lo anteriormente comentado, son Las Palmas y Algeciras (ver figura 4). En el caso de Las Palmas se observa que puede existir una importante reflexión del oleaje desde el quiebro del dique Reina Sofía hacia la bocana de la dársena de África, situada a 2 km de distancia y que se encuentra orientada hacia el Sur (debido a que el cima marítimo exterior proviene del primer cuadrante). Del mismo modo, en el puerto de Algeciras se producen efectos de agitación en la dársena de Campamento (situada al noreste del puerto),

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

debido a la reflexión producida por el dique exento de Isla Verde (ubicado a 6 km de distancia de la dársena) para los oleajes procedentes del SE.

Por ello, a través del nuevo mallador, se pueden incluir estas nuevas condicionantes en la modificación local del clima marítimo portuario y por lo tanto las predicciones operativas del sistema SAMOA adoptan una mayor fiabilidad.

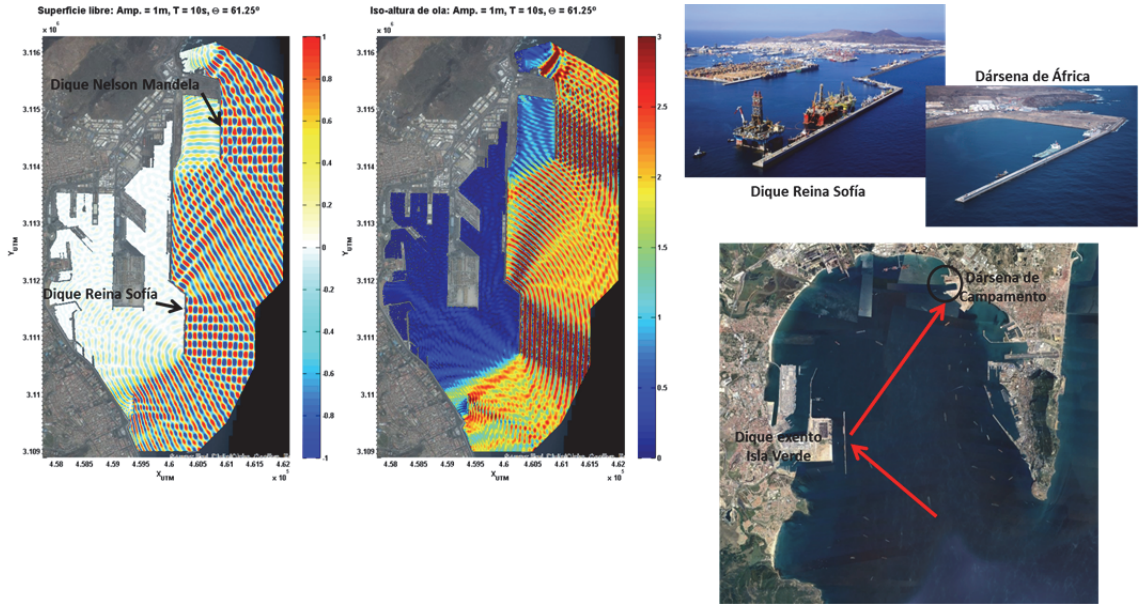


Fig. 4. Ejemplo de la gestión adecuada de agitación influenciada por el campo lejano.

3.3 Minimización de los tiempos de ejecución

En relación directa con lo comentado en el apartado 3.2, las amplias áreas portuarias que se definen numéricamente a través de un mallado exhaustivo y de gran detalle, requieren ser resueltas numéricamente de forma eficiente, para evitar que la estrategia de re-definición detallada de los entornos portuarios sea contraproducente de cara a los tiempos de ejecución del sistema.

Esta nueva necesidad obligó a realizar una importante mejora en el modelo MSP, a través de la sustitución de su motor o *solver* numérico. La versión clásica del modelo MSP, al igual que la familia de modelos contemporáneos a este, resuelven las matrices de rigidez a través de esquemas clásicos de reducción iterativa que, para matrices de millones de elementos, puede suponer un trabajo computacionalmente inabordable.

Tras una revisión del estado del arte actual en cuanto a las herramientas disponibles para la solución de este tipo de sistemas de ecuaciones implícitos, se optó por migrar la herramienta MSP hacia un sistema denominado *suite sparse* (de *umfpack*[1]) el cual gestiona de forma muy eficiente sistemas de ecuaciones tipo $Ax=b$ de forma directa, empleando el método *unsymmetric multi-frontal* (una variante muy optimizada del método LU), llegando a ser comparable en tiempos de resolución y uso de memoria a métodos basados en GPU.

Este novedoso método no requiere que los nodos de la malla estén ordenados, lo cual elimina la necesidad del renumerado en el mallador. El algoritmo de resolución usa paralelismo de memoria compartida, llegando a adquirir una eficiencia de solución de 7 millones de nodos en 5 minutos CPU (equivalente a un estado de mar medio resuelto en todo el puerto de Barcelona, por ejemplo).

[1] http://faculty.cse.tamu.edu/davis/suitesparse.html

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.4 Caracterización fiel de la respuesta energética de los contornos portuarios

Uno de los objetivos del sistema SAMOA de agitación es aportar la mejor y más realista respuesta de la energía del puerto en relación al oleaje que incide y penetra hacia las dársenas. Es por ello que se prestó especial atención en entender la forma en que los modelos numéricos de agitación clásicos gestionan la respuesta de reflexión del oleaje desde los contornos portuarios interiores y exteriores, sabiendo que dicho proceso de trasformación del oleaje es posiblemente el más relevante dentro del cúmulo de fenómenos que el oleaje experimenta desde que se propaga desde el exterior, entra por la bocana e interactúa en el área de dársena.

Dichos modelos clásicos asignan un determinado coeficiente de reflexión fijo para cada tipología del contorno portuario, manteniéndose inalterado para todos y cada uno de los forzamientos con los que numéricamente interactúa. Esto dista enormemente de los procesos que experimenta el oleaje al interactuar con el contorno portuario en la realidad, los cuales pueden llegar a ser especialmente complejos si se trata de oleaje irregular propagándose hacia las dársenas y reflejándose libremente de un punto a otro del dominio portuario.

Es bien sabido que la respuesta energética por reflexión de las obras de protección portuaria y muelles, es especialmente sensible a la frecuencia de las olas que las alcanzan. En general, un mismo dique en talud de materiales sueltos reflejará menos energía para oleajes de corto periodo que para oleajes de periodos mayores, como resultado (no evidente) de una compleja combinación de efectos de disipación de energía, alturas de ola incidentes y direcciones de propagación en el interior de las dársenas.

Por todo lo expuesto anteriormente, se decidió acometer la mejora del algoritmo de reflexión del oleaje dentro del modelo MSP, de cara a proveer una aplicación adecuada y más realista de coeficientes de reflexión parcial dinámicos, con base en las variaciones frecuenciales del oleaje que alcanza cada contorno. Como una primera aproximación se optó por la implementación de las formulaciones propuestas por Zanuttigh y van der Meer (2008), basada en la asimilación en red neuronal de un gran número de experimentos. No obstante, se encontró que la propuesta científica que defiende Vílchez et al., (2015, 2016) es de mejor aplicación, y es compatible con diferentes tipologías de diques. Vílchez et al. (2015, 2016) clasifican las tipologías de diques en 6 familias, para las cuales se acotan las distancias geométricas necesarias para obtener un ajuste polinómico que define finalmente los coeficientes de reflexión en función del periodo de oleaje incidente.

Para el proyecto SAMOA se obtuvieron igual número de ajustes teóricos como estructuras de protección, muelles y tipologías portuarias disponibles en cada AP (ver figura 5).

Finalmente, el modelo MSP v2.0 es capaz de adoptar los distintos ajustes de respuesta reflejante obtenidos y relacionarlos con las distintas frecuencias del espectro que interactúan y se agitan numéricamente en cada uno de los dominios portuarios simulados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

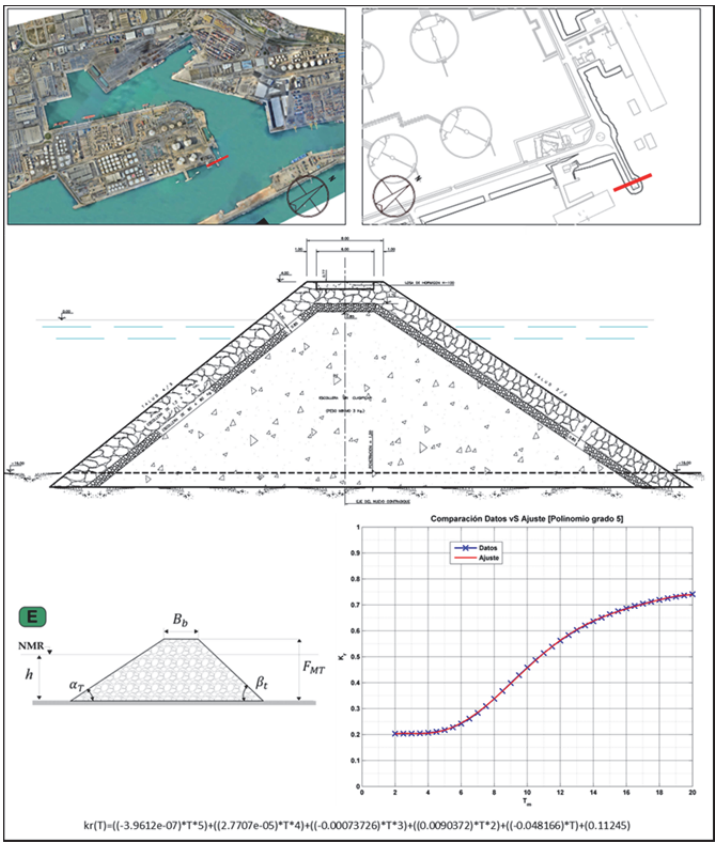


Fig. 5. Ejemplo de ficha de respuesta de reflexión en función del periodo incidente del oleaje para una sección de muelle interior del puerto de Barcelona.

3.5 Inclusión de los forzamientos reales

Siguiendo con la filosofía del proyecto SAMOA y particularmente en su módulo de agitación, se ha analizado la importancia de incluir un forzamiento de oleaje espectral realista en comparación al enfoque clásico, que emplea espectros de oleaje con formas teóricas (TMA o JONSWAP) para forzar a los modelos de agitación.

Esta consideración es especialmente trascendente cuando el oleaje que incide en los puertos es el resultados de un clima marítimo multimodal fusionado de oleajes propagados desde campos lejanos (tipo SWELL) y oleajes generados localmente en las inmediaciones del puerto (oleajes tipo SEA).

Esta peculiaridad climática es común en las zonas del Mar Mediterráneo donde, para un mismo estado de mar horario, se puede esperar la co-existencia de un SWELL actuando de forma simultánea con un SEA, con direcciones contrapuestas. Por lo tanto, es fácil imaginar las implicaciones en la respuesta de agitación a la hora de forzar al modelo numérico con un espectro teórico o uno con carácter realista.

Es por ello que, dentro del proyecto SAMOA, se decidió emplear los espectros provenientes del sistema operacional de propagación de oleaje desde aguas profundas hasta la costa desarrollado por el OPPE y denominado sistema SAPO. Dicho sistema aporta resultados de oleaje en forma de espectros de energía direccionales y que conservan el carácter realista de los diferentes modos energéticos heredados de la propagación/generación de oleaje desde aguas profundas hasta la bocana del puerto.

La figura 6 muestra un claro ejemplo de las diferencias esperables en la agitación que se pueden obtener al forzar el modelo con los espectros teóricos vs. realistas (provenientes de un modelo tipo SWAN, por ejemplo).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

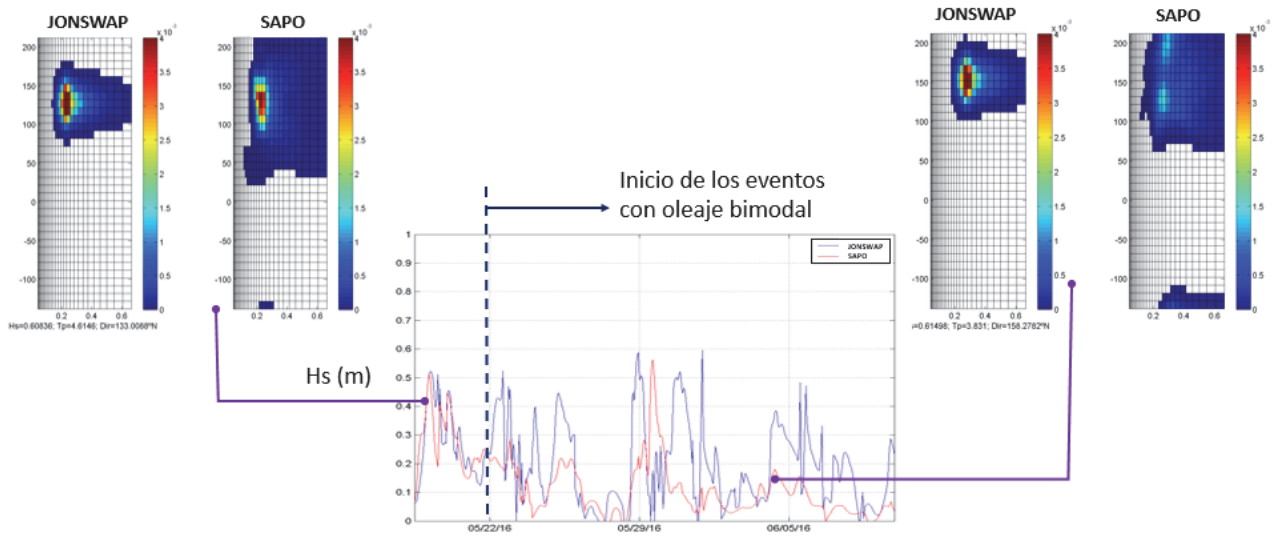


Fig. 6. Comparación de la respuesta de agitación al forzar el modelo MSP con dos espectros energéticamente equivalentes pero con formas distintas. Puerto de Barcelona.

En la figura 6 se puede apreciar que, previo al inicio de los eventos bimodales, la respuesta de agitación en el interior del puerto de Barcelona es equivalente e independiente de haber empleado un espectro tipo JONSWAP o espectro tipo SAPO. No obstante, se observan enormes diferencias en la respuesta de agitación cuando los eventos bimodales cobran protagonismo, obteniéndose grandes divergencias entre la respuesta del modelo forzado con un espectro tipo JONSWAP (línea azul) y con el espectro realista tipo SAPO/SWAN (línea roja), a pesar de que energéticamente ambos espectros son absolutamente equivalentes (el momento de orden cero m0 de ambos es el mismo).

En resumen, una de las implementaciones más importantes en la nueva versión del modelo numérico MSP v2.0, se relaciona con la habilidad de asimilar la información espectral realista proveniente del sistema SAPO/SWAN, para garantizar la adecuada respuesta de los puertos incluidos en el sistema operacional del proyecto SAMOA, mejorando sustancialmente la veracidad de las predicciones (ver apartado de validación 3.7).

3.6 Verificación de la bondad de las predicciones

Antes de la puesta en operacional definitiva en la operativa de OPPE y con el fin de contrastar la calidad de los resultados del sistema operacional de agitación de oleaje, se realizó una validación de dicho sistema para cada uno de los puertos de estudio. Para ello, se contó con distintas fuentes de información procedentes de medidas instrumentales, proporcionadas por OPPE y las distintas AP's, las cuales, tras el debido post-proceso de las mismas, se pudieron comparar con los resultados arrojados por el sistema operacional desarrollado.

Se muestran a continuación, a modo de ejemplo, las validaciones pre-operacionales realizadas para los puertos de Barcelona, Gijón y Las Palmas (figuras 7, 8 y 9 respectivamente). Para cada puerto se muestra la localización de los instrumentos, la serie temporal comparativa de Hm_0 y el gráfico de ajuste de pares de datos de Hm_0 donde se incluye los valores estadísticos clásicos de calidad del ajuste: correlación, BIAS, RMSE, SI y CORR.

Del análisis de las series temporales comparativas entre lo medido por el instrumento (puntos negros) y el resultado del sistema operacional (línea azul), se observa cómo, la predicción de la herramienta SAMOA-agitación muestra una tendencia adecuada y muy cercana a las mediciones de Hm_0 instrumentales, siendo la estructura temporal y fase de ambas series análogas, coincidiendo los picos de energía. Por otro lado, a través de los gráficos de ajuste de pares de datos de Hm_0, se observa una alta calidad en el ajuste, con valores de correlación para Barcelona y Gijón del 86 % y 73 % respectivamente, sesgo (BIAS) de 1.5 cm y 3.2 cm y un error cuadrático medio (RMSE) de 6.8 cm y 9.6 cm, entre otros parámetros estadísticos. Es importante destacar que el sistema del puerto de Gijón muestra resultados adecuados a pesar de complejidad inherente al punto de medición (MIROS), en el cual se aglutinan distintos efectos en una zona

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

altamente protegida y fuertemente influenciada por complejos procesos de propagación, reflexión, difracción del oleaje, disipación por fondo, etc.

Los resultados de validación obtenidos, demuestran la fiabilidad del módulo SAMOA-Agitación desarrollado y ponen de manifiesto la alta calidad del producto operativo albergado en el CMA de OPPE.

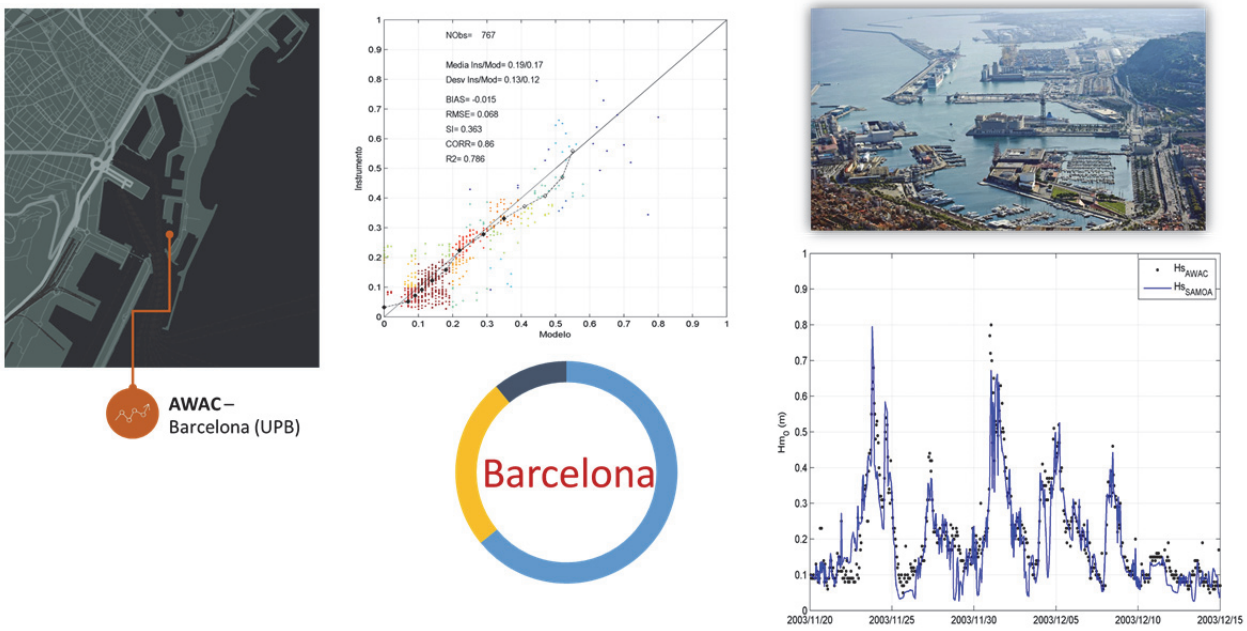


Fig. 7. Validación pre-operacional para el puerto de Barcelona.

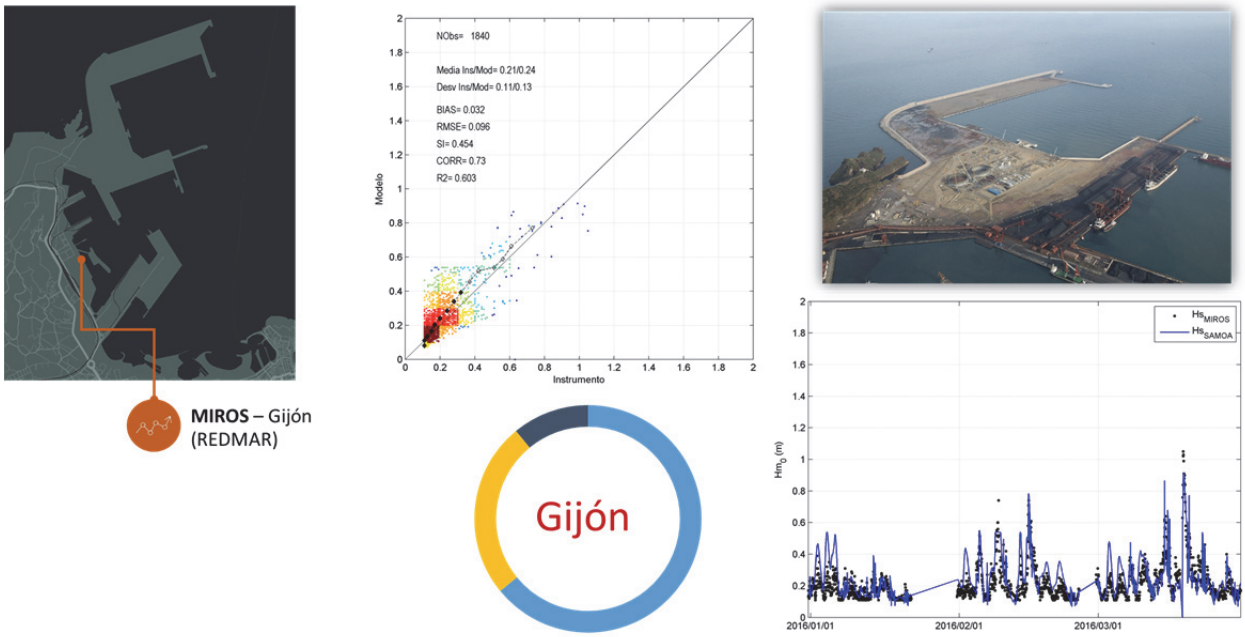


Fig. 8. Validación pre-operacional para el puerto de Gijón.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

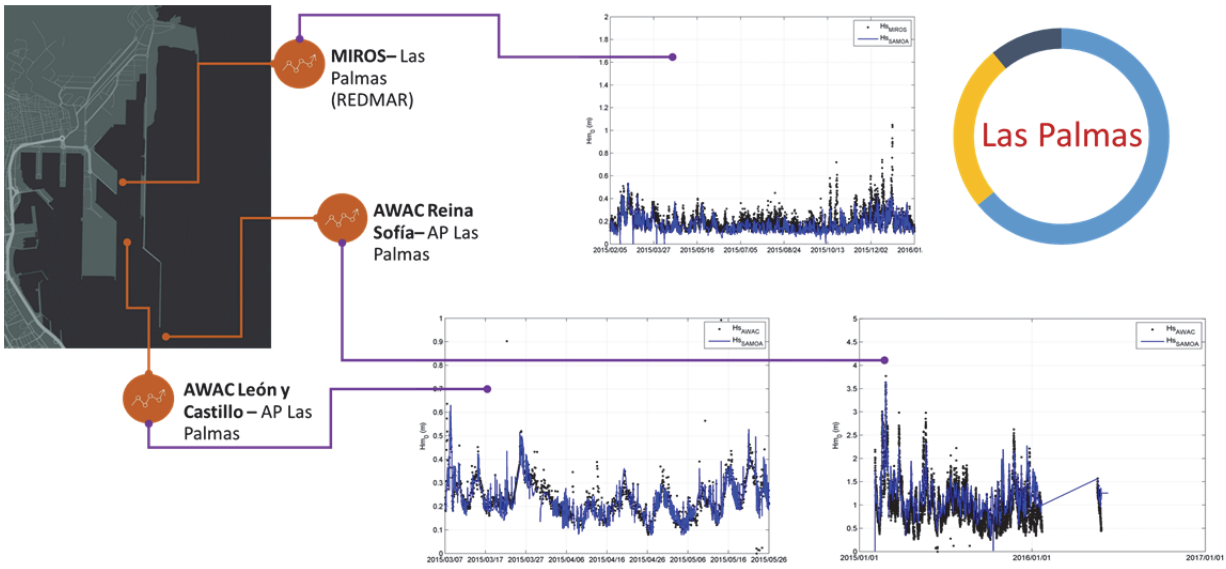


Fig. 9. Validación pre-operacional para el puerto de Las Palmas.

3.7 Interconexión con la operativa de OPPE

La puesta en marcha del sistema SAMOA-Agitación dentro de la operativa de OPPE, ha supuesto un interesante trabajo de adaptación de los programas y algoritmos desarrollados por IHCantabria, permitiendo exportar una operativa propia y singular, al servicio meteo-oceanográfico profesional de OPPE, que sigue los protocolos y directrices internacionales.

La adaptación de estos programas se fundamenta en la ardua re-estructuración de los procesos programados originalmente en lenguaje MATLAB® (scripts de reconstrucción espectral, de generación de mapas de agitación espectrales y el catálogo de oleajes monocromáticos de cada puerto), hacia un esquema clásico de objetos y funciones en Python®. De esta forma se ha logrado una integración directa (*plug&play*) entre ambas operativas, limpia, transparente y sin incompatibilidades.

Es importante mencionar además, que esta estrategia ha permitido integrar de inmediato los procesos del módulo SAMOA-Agitación en el CMA (mediante la adaptación de los mapas de resultados de agitación a la operativa del CMA), visualizar resultados y extraer datos históricos a través del repositorio inteligente OPeNDAP de OPPE.

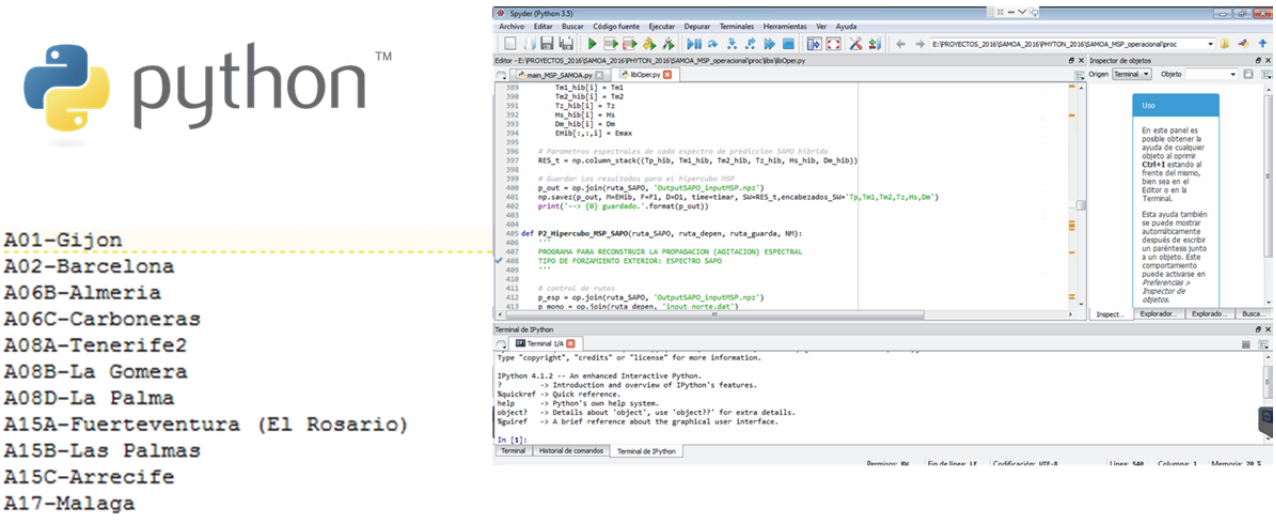


Fig. 10.Adaptación del sistema y algoritmos a las necesidades de OPPE.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.8 Publicación del producto final a través del CMA

Gracias a todas a las mejoras implementadas en el modelo numérico MSP, descritas en los apartados anteriores (nuevo mallador, nuevo solver, caracterización de la respuesta energética de las infraestructuras y forzamiento real), junto con la metodología de reconstrucción espectral desarrollada por IHCantabria (Díaz-Hernández, G. et al, 2015), el módulo SAMOA-Agitación es capaz de predecir la agitación en un puerto de grandes dimensiones de forma rápida, fiable y eficiente (el cálculo medio para la predicción de 72 horas de agitación en un puerto conlleva 5 minutos de CPU aproximadamente), publicando finalmente los resultados a través de OPeNDAP y el CMA de OPPE.

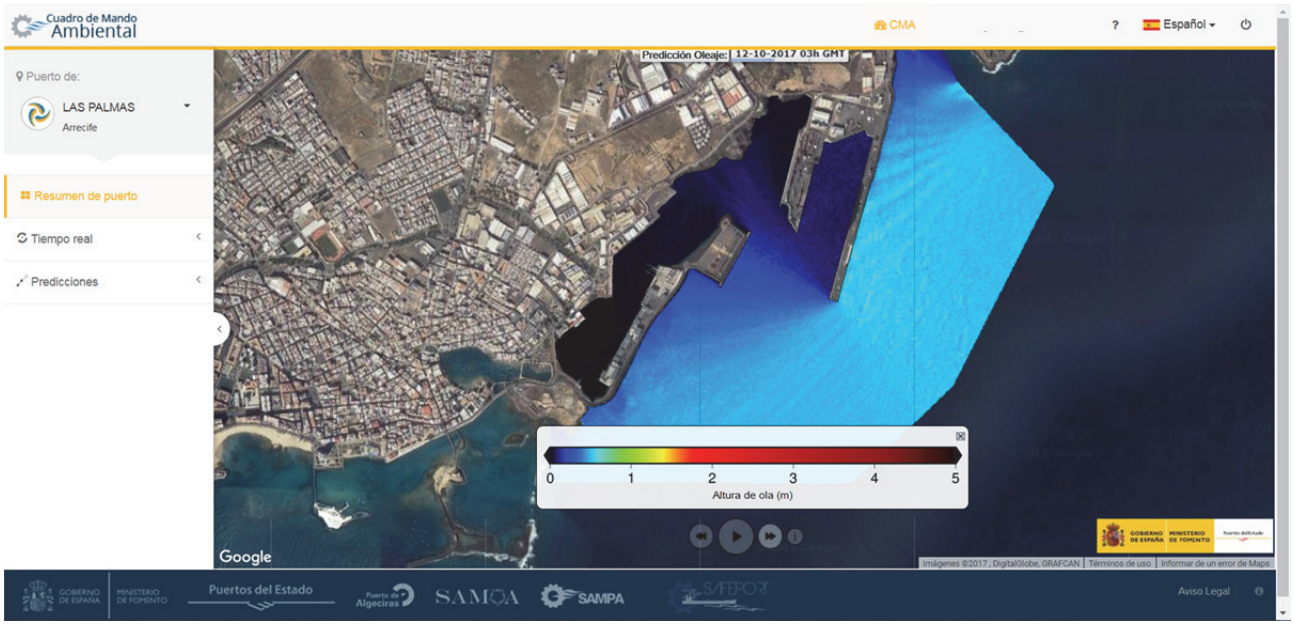


Fig. 11. Vista del CMA para el puerto de Arrecife. Predicción de agitación para el día 12/10/2017 a las 3h GMT.

4. Conclusiones

La puesta en marcha del sistema SAMOA en general y SAMOA-Agitación en particular ha permitido posicionar al sistema portuario Español a la vanguardia meteo-oceanográfica operativa, integrando los mejores avances científicos en cada rama, para dar un servicio práctico a las AP's, y que de forma simultánea ha dado pie a proponer nuevos módulos en nuevas localizaciones y nuevos desarrollos derivados (sistema de predicción de rebases, sistema de agitación y resonancia por onda infragravitatoria, etc.).

Referencias

DÍAZ-HERNÁNDEZ, G.; LARA, J. L.; ÁLVAREZ-FANJUL, E.; MEDINA, R.; GÓMEZ, M.; TOMÁS, A; LOSADA, I.J.; RODRÍGUEZ, B; FERNÁNDEZ, F. (2015). "Proyecto SAMOA módulo 3, previsión de la agitación en las Autoridades Portuarias". XIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. 24-25 de Junio de 2015. Avilés (Asturias).

VÍLCHEZ, M., CLAVERO, M., & LOSADA, M. A. (2015). "Operational behaviour of a 2D breakwater: Synthesis and design performance curves". Report EM 200. Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Sede CEAMA. Universidad de Granada.

VÍLCHEZ, M., CLAVERO, M., & LOSADA, M. A. (2016). "Hydraulic performance of different non-overtopped breakwaters types under 2D wave attack", *Coastal Engineering,* Volume 107, January 2016, Pages 34-52.

ZANUTTIGH, B. VAN DER MEER, J.W. "Wave reflection from coastal structures in design conditions", *Coastal Engineering*, Volume 55, Issue 10, October 2008, Pages 771-779, ISSN 0378-3839.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Nuevos retos en la observación y predicción de riesgos asociados al nivel del mar

Pérez Gómez, Begoña[a]; Pérez González, Irene[a]; García Sotillo, Marcos[a] y Álvarez Fanjul, Enrique[a]
[a]Área de Medio Físico, Puertos del Estado, Avda. del Partenón, 10, 28042 Madrid. bego@puertos.es, ipg@puertos.es, marcos@puertos.es, enrique@puertos.es

Resumen

Los riesgos asociados al nivel del mar tienen un interés creciente debido al incremento de la población, infraestructuras, actividad turística y económica en toda la franja litoral. En España, Puertos del Estado y las Autoridades Portuarias han realizado un esfuerzo importante en la monitorización y predicción de esta variable: desde la implementación de la red REDMAR y el sistema de previsión de nivel del mar Nivmar, pasando por estudios de la evolución del nivel medio del mar a partir de datos de mareógrafos y modelos, hasta su adaptación a los nuevos requisitos de los sistemas nacionales e internacionales de alerta de tsunamis (Álvarez Fanjul et al., 2001, Pérez Gómez et al., 2013, Pérez Gómez, 2014).

El sistema operacional hoy en día existente se caracteriza por abordar por tanto los riesgos del nivel del mar en todo su rango de frecuencias: desde los periodos inmediatamente superiores al oleaje (tsunamis, meteotsunamis y ondas infragravitatorias) hasta los cambios más lentos en el nivel medio del mar (dinámica oceánica, clima). Las limitaciones del sistema, por otra parte, empiezan hoy a ser abordables gracias a la gran cantidad de información almacenada estos años con los nuevos mareógrafos de la REDMAR (datos minutales, de 2Hz y agitación u oleaje en el puerto, no disponibles hasta el año 2006), las posibilidades de mejora en las estaciones en cuanto a comunicaciones e instrumentación, los nuevos modelos de predicción de nivel del mar existentes en la región gracias al proyecto CMEMS, etc.

Palabras clave: *Nivel del mar, riesgos, Redmar, Nivmar.*

1. Metodología y trabajos actuales

En el marco del proyecto nacional SOPRANO, aprobado en 2015, Puertos del Estado trabaja en una nueva modernización del sistema que tiene como objetivos generales:

- la implementación de mejoras en las estaciones para un mejor cumplimiento de su misión como red de alerta dentro del Sistema Nacional de Alerta de Tsunamis,
- la monitorización y caracterización climática y en tiempo real de los fenómenos de alta frecuencia, c) la implementación operacional definitiva del sistema multi-modelo ENSURF a partir de nuevos modelos de predicción operativa de nivel del mar en nuestras costas y
- la mejora de la calidad de los productos climáticos derivados de la red REDMAR.

Se describen en esta ponencia, en primer lugar y de manera sintética los avances que se están realizando en todos estos ámbitos. De manera particular se describirá la implementación de la estación modelo frente a tsunamis en el puerto de Mazagón (Huelva), una de las zonas de mayor riesgo de tsunami de Europa. Se presentarán también los últimos desarrollos para la implementación en tiempo real del proceso de caracterización de los datos de 2Hz y minutales de la red REDMAR, incluyendo al sistema de alerta de oscilaciones (y tsunamis) actualmente operativo, información adicional sobre la amplitud y periodo de la señal detectada (Pérez Gómez et al., 2016). Por último, se presentará una caracterización de las series históricas de procesos de alta frecuencia a lo largo de la costa española, a partir de los datos disponibles en la red desde el año 2006.

Agradecimientos

Los trabajos aquí descritos se realizan con la financiación del Proyecto SOPRANO (Convocatoria 2014 de Proyectos I+D “EXCELENCIA” de la Subdirección General de Proyectos de Investigación de la Dirección General de Investigación Científica y Técnica - MINECO).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

ÁLVAREZ FANJUL, E., PÉREZ GÓMEZ, B. Y RODRÍGUEZ SÁNCHEZ-ARÉVALO, I. (2001). "Nivmar: a storm surge forecasting system for Spanish Waters". *SCI. MAR*., 65 (Suppl. 1): 145-154.

PÉREZ GÓMEZ, B., ALVAREZ FANJUL, E., PÉREZ, S., DE ALFONSO, M. Y VELA, J. (2013). "Use of tide gauge data in operational oceanography and sea level hazard warning systems". *Journal of Operational Oceanography*, 6(2): 1–18.

PÉREZ GÓMEZ, B., (2014). "Design and implementation of an operational sea level monitoring and forecasting system for the Spanish coast". Phd Thesis, Cantabria University, Santander, 242 pp.

PÉREZ GÓMEZ, B., MANZANO, F., ALVAREZ FANJUL, E., GONZÁLEZ, C., CANTAVELLA, J.V. AND SCHINDELÉ, F., (2016). "Lessons Derived from Two High-Frequency Sea Level Events in the Atlantic: Implications for Coastal Risk Analysis and Tsunami Detection". *Frontiers in Marine Science*. 3: 206. doi: 10.3389/fmars.2016.00206.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Nueva guía del PIANC sobre adaptación al cambio climático para puertos marítimos y de interior e infraestructura marítima (PIANC WG178)

Lizondo, Susana[a]; Losada Roduíguez, Iñigo[b]; Brooke, Jan[c]; Haine, Charles[d] y Hodgkin, Ben[e]

[a]Arup, Department of Maritime Engineering, 50 Ringsend Road, Dublin 4, D04 T6X0 Ireland. susana.lizondo@arup.com, [b]Instituto de Hidráulica Ambiental, ETSI de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria, Isabel Torres 15, 39011 Santander-Spain. inigo.losada@unican.es, [c]Jan Brooke Environmental Consultant Ltd, 17 Suttons Lane, Deeping Gate, Peterborough PE6 9AA, United Kingdom. jan@janbrooke.co.uk, [d]W S P Parsons Brinckerhoff, Department of Maritime Engineering, 6 Devonshire Square, London, EC2M 4YE. United Kingdom. Charles.Haine@wspgroup.com, [e]Royal HaskoningDHV, Department of Maritime Engineering, 2 Abbey Gardens, Great College Street, Westminster, London, SW1P 3NL, United Kingdom. ben.hodgkin@rhdhv.com

Resumen

El objetivo de la guía del PIANC sobre adaptación al cambio climático para infraestructura marítima es proporcionar un marco de orientación práctica para la toma de decisiones para las organizaciones y entidades afectadas por los desafíos del cambio climático que afecten a las infraestructuras de navegación. Este documento pretende guiar al usuario en el proceso de adaptación al cambio climático a través de una metodología practica que incluye un análisis de la ciencia del cambio climático, estimación de riesgos y una combinación de recomendaciones e indicación de recursos e información adicional. Este documento es un trabajo colaborativo de los miembros del grupo de trabajo 178 (WG178) del PIANC y su publicación se espera a lo largo de 2018.

Palabras clave: *cambio climático, adaptación, resiliencia, PIANC, infraestructura marítima.*

1. Introducción

La guía del PIANC (The World Association for Waterborne Transport Infrastructure) sobre adaptación al cambio climático para puertos marítimos y de interior e infraestructura marítima es un trabajo colaborativo de los miembros del grupo de trabajo 178 (WG178). El trabajo del WG178 cuenta con el apoyo, entre otros, de diversas instituciones financieras y asociaciones sectoriales internacionales. Dicho trabajo está recibiendo interés y visibilidad a nivel mundial, a través de reuniones, talleres, redes de trabajo, conferencias, etc.

Se espera que la guía sea publicada a lo largo de 2018. El idioma de la guía es inglés.

2. Antecedentes

La adaptación al cambio climático parece estar todavía subestimada en las listas de temas clave establecidos por las empresas portuarias en sus registros de riesgos, informes anuales y lista de prioridades de The European Sea Ports Organisation (ESPO). Sin embargo, se reconoce cada vez más que las consecuencias del cambio climático afectarán tanto a las infraestructuras marítimas portuarias y de navegación interior existentes como a las de nueva creación. La adaptación con el objetivo de incrementar su resiliencia será, por tanto, necesaria. Los nuevos diseños requerirán tener en cuenta los efectos del cambio climático y algunas infraestructuras existentes necesitarán adaptación, por lo que se aprecia una necesidad urgente de transferencia de información sobre medidas prácticas de adaptación. Las medidas necesarias para facilitar el funcionamiento de dichas estructuras serán tanto estructurales como no estructurales, incluyendo modificaciones operacionales, regímenes de mantenimiento y otras operaciones en puertos y vías navegables. Para la adaptación al cambio climático se precisa también un mayor conocimiento de las implicaciones sobre la infraestructura marítima respecto a los cambios debidos tanto al incremento de las condiciones medias, como al aumento de la frecuencia de los eventos extremos. Esta necesidad se manifiesta con especial urgencia en el caso de las vías navegables interiores que son especialmente susceptibles a los efectos del cambio climático.

Esta guía del PIANC tiene como objetivo proporcionar un marco de orientación práctica para la toma de decisiones con el fin de ayudar a las organizaciones afectadas por los desafíos del cambio climático que afecten a las infraestructuras de navegación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Metodología

3.1. Introducción

La guía establece una serie de pasos proyectados con el objeto de facilitar la comprensión y ayudar al usuario a abordar los desafíos asociados con la adaptación al cambio climático. A través de una combinación de recomendaciones prácticas, e indicación de recursos e información adicional, se pretende guiar al usuario a través del proceso propuesto de adaptación al cambio climático. El proceso recomendado es iterativo (ver Figura 1) y muestra la necesidad de incorporar los resultados y conclusiones de los pasos previos, así como la influencia de los agentes implicados en los procesos de decisión.

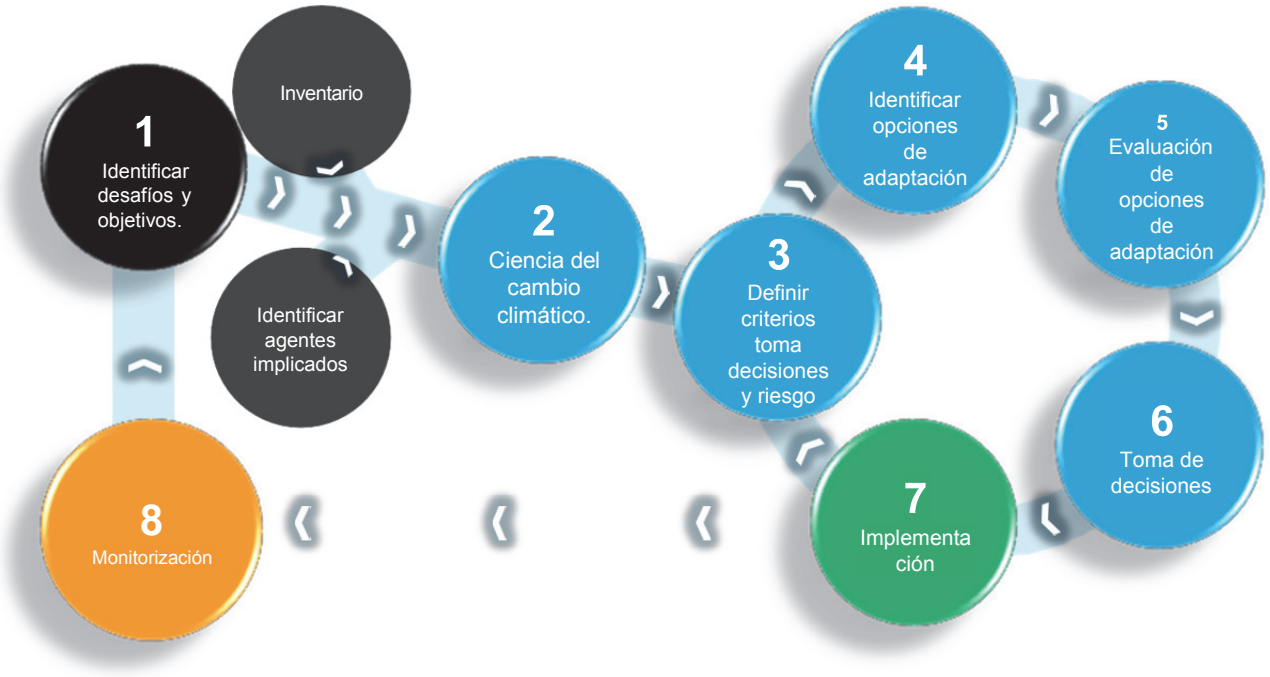


Fig. 1. Proceso de adaptación al cambio climático PIANC WG178.

3.2. Sección 1: desafíos del cambio climático

La sección 1 ayuda al usuario de esta guía a identificar los desafíos clave del cambio climático, metas y objetivos que afectarán a las operaciones o infraestructuras críticas de cada organización. La definición de los objetivos es un proceso cíclico, que se alimenta de las oportunidades y condicionantes relativos al proceso de adaptación.

Una parte fundamental de esta sección es la identificación de los agentes implicados en el proceso que puedan influenciar las decisiones. Estos agentes engloban tanto agentes internos (Autoridades Portuarias, operadores de logística, etc) como externos (usuarios de la infraestructura marítima, entidades gubernamentales, representantes de las comunidades locales, etc). La guía proporciona una lista de posibles agentes, así como un inventario de infraestructura que servirá como base para la identificación y evaluación de los retos de adaptación.

3.3. Sección 2: ciencia del cambio climático

En esta sección se explica cómo se puede utilizar la ciencia del clima para desarrollar escenarios de cambio climático relevantes a nivel local y se analiza cómo se puede desarrollar el inventario de activos para mostrar la sensibilidad de un activo u operación particular a los cambios en los diferentes parámetros climáticos para su consideración posterior en el análisis de riesgos. Asimismo, se proporcionan fuentes actualizadas de información para la obtención de parámetros climáticos y recomendaciones de los escenarios a utilizar en el análisis de riesgos de la infraestructura marítima y de navegación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En esta sección se consideran los escenarios incluidos en el documento IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change. (2013) así como el trabajo realizado sobre parámetros climáticos por otros grupos del PIANC.

3.4. Sección 3: evaluación de riesgos

La sección 3 describe la gama de metodologías de evaluación de riesgos disponibles y las situaciones en las que pueden aplicarse de la manera más apropiada, tanto a las infraestructuras existentes como a las de nueva creación.

El marco de evaluación del riesgo propuesto en la guía es coherente con la ISO 31000 donde se abordan los riesgos existentes, conocidos y proyectados relacionados con el clima. Asimismo, se señalan y explican técnicas más sofisticadas.

3.5. Sección 4: opciones de adaptación

En esta sección se ofrece una visión general de las opciones para fortalecer la resiliencia y adaptar la infraestructura y las operaciones de navegación al cambio climático. Se proporciona un conjunto de herramientas de opciones donde se analizan, entre otros conceptos, cómo diversas opciones estructurales y no estructurales (operacionales, de comportamiento o institucionales) pueden proporcionar soluciones flexibles y adaptables.

Las opciones de adaptación se clasifican en cuanto a los impactos susceptibles de requerir medidas de adaptación. Así, se distinguen los siguientes impactos:

3.5.1. Aumento de inundación por rebase de oleaje debido al aumento del nivel del mar y aumento de severidad en las condiciones de oleaje.
3.5.2. Aumento de inundación por incremento de frecuencia e intensidad de lluvias.
3.5.3. Cambios en el flujo en vías navegables, tanto incrementos y disminución.
3.5.4. Cambios en transporte de sedimentos y escombros que ocasionan, tanto deposición como erosión.
3.5.5. Cambios potenciales en niebla y visibilidad asociada a estas condiciones.
3.5.6. Cambios en la temperatura, tanto del aire como del agua.
3.5.7. Cambios en la salinidad del agua y/o intrusión salina.
3.5.8. Cambios en la acidez del agua.
3.5.9. Aumento en la frecuencia y duración de eventos extremos de vientos, oleaje y flujos fluviales.
3.5.10. Aumento en la frecuencia y duración de eventos relacionados con el hielo.
3.5.11. Aumento en la frecuencia y duración de eventos de calor y sequia extremos.

Asimismo, se facilitan medidas de adaptación genéricas independientes del tipo de impacto.

Para cada uno de los impactos se proporcionan soluciones de tipo físico, social e institucional. En particular se explora una amplia gama de soluciones de ingeniería duras y blandas. Asimismo, se incluyen opciones específicas que afectan a las operaciones y de opciones de mando.

Con estas opciones, recogidas de numerosos casos de estudio, así como de talleres internacionales, se proporciona una batería de medidas para fortalecer la resiliencia y adaptar la infraestructura de transporte marítimo y fluvial. En la Tabla 1, extraída de la guía, se muestran como ejemplo algunas de las soluciones propuestas para la adaptación frente al impacto ocasionado por los cambios en transporte de sedimentos que provocan erosión, incluyendo los fenómenos erosivos tanto de las riberas fluviales como del fondo marítimo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Medidas físicas Estructuras; sistemas; tecnologías; servicios	**Medidas sociales** Sociedad; conducta; operaciones; información	**Medidas institucionales** Legislación; economía; regulaciones; políticas de uso
Instalar o mejorar la **protección** de las riberas fluviales, zona de salpicadura o protección frente a la erosión y socavación	Revisar o modificar la frecuencia de **levantamientos hidrográficos** o los procedimientos posteriores a los eventos erosivos	Mejorar la **protección legal** para hábitats vulnerables mediante figuras específicas de protección contra la erosión
Construir **diques rompeolas**, bermas, muros de contención, deflectores de corrientes o de flujo fluvial	**Investigación** sobre medidas innovadoras de control de la erosión	Introducir o revisar **límites de velocidad** de navegación (a motor) para reducir la erosión y socavación; imponer **sanciones** por incumplimiento
Soluciones basadas en la naturaleza siempre que sea posible, ej. Alimentación artificial de playas; restauración o plantación de manglares, marismas, vegetación de ribera; restauración de ecosistemas de arrecife	Revisar y modificar la monitorización, gestión y **protocolos de mantenimiento**	Proporcionar subvenciones o **incentivos financieros** para fomentar la inversión en infraestructura resiliente, incluidas las soluciones basadas en la naturaleza
Reconsiderar / reducir los **requisitos de dragado**	Revisar o modificar el régimen de **dragado de mantenimiento** para responder a condiciones cambiantes; evitar exacerbar la erosión	Acomodar el riesgo incluyendo **zonas de amortiguamiento o reserva** en la política de planificación del uso de la tierra
Reutilizar material de dragado como material de construcción de terraplén o como relleno del dique rompeolas (por ejemplo, en geotubos (geotextiles), tras una estructura de retención de baja cota, etc)	Introducir e implementar **procedimientos de gestión adaptativos**; plan de operaciones y gestión de trabajos basados en resultados de monitorización	
Retroceso controlado de la línea de costa, **retroceso o reubicación** de activos en riesgo	Aumentar la **concienciación** sobre los vínculos entre la velocidad del buque y el diseño y las consecuencias de la erosión y socavación; **cambio conductual**	
Optimizar la **protección** o el soterramiento de los cables submarinos	Introducir **zonificación** temporal o permanente o **restricciones de uso** en zonas vulnerables para reducir el riesgo de erosión	

Tabla 1. Ejemplo de soluciones de adaptación frentes a erosión causada por cambios en el régimen de sedimentos.

Se destaca que estas opciones son complementarias y combinables entre sí, de manera que la opción final puede consistir en una combinación de distintas opciones, las cuales además pueden responder a distintos escenarios temporales y

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

necesidades. En la Tabla 2 extraída de la guía, se proporciona un ejemplo donde se plantean una combinación de opciones para los distintos impactos asociados un caso concreto.

Impacto	Medida 1	Medida 2	Medida 3
Aumento del nivel del mar que ocasiona inundación de determinadas zonas de atraque	Modificar configuraciones de atraque o planificación	Monitorizar la zona de atraque y funcionamiento	Dependiendo de la vida residual de las obras de atraque, rediseñar o reemplazar con mayor cota
Incremento en la frecuencia de condiciones extremas de viento y oleaje que exacerban la erosión	Reforzar la protección legal para las zonas de vegetación costeras	Concienciar a las comunidades locales sobre el papel de los manglares en la protección frente a la erosión	Restauración del hábitat y proyectos de replantación; Creación de nuevos diques con material de dragado (e. geo tubos)
Incremento de la frecuencia de eventos extremos que afecta a la integridad del dique rompeolas	Rediseñar el dique para la máxima protección que se pueda costear	Preparar un plan de reducción de riesgo frente a desastres	Concienciar y educar a los trabajadores y comunidad sobre riesgos y planes de reducción de riesgos

Tabla 2. Ejemplo de combinación de medidas para impactos concretos (extraído de la guía).

3.6. Sección 5: evaluación de las opciones

La sección 5 explica el proceso propuesto de evaluación de las opciones identificadas en la sección 4. Para ello se ofrecen ejemplos de matrices multicriterio (ver Tabla 3) que valoran las distintas opciones consideradas. La propuesta metodológica de evaluación de opciones incluye en primer lugar una valoración de criterios preliminares, para posteriormente abordar las opciones seleccionadas con mayor detalle.

Opción considerada	Objetivos	Coste	Valoración técnica	Reducción del riesgo	Impacto en usuarios	Aspectos medioambientales	Aspectos medioambientales	Beneficios añadidos	Flexibilidad	Riesgo mal adaptación
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
Leyenda		Ejemplo de criterios preliminares								
Bajo										
Medio										
Alto										
No aplicable										

Tabla 3. Ejemplo de evaluación multicriterio para selección preliminar de opciones (extraído de la guía).

La segunda fase de análisis de detalle puede incluir un análisis cuantitativo y criterios adicionales no considerados en la fase preliminar. Dado que los efectos del cambio climático suelen ser incrementales y se observan a largo plazo, al re-evaluar las opciones, es importante considerar el marco de tiempo previsto para su implementación. En algunos casos, se pueden requerir diferentes medidas de adaptación según se considere el corto plazo, medio y largo plazo en función de factores como la urgencia del problema, los recursos disponibles, etc.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.7. Sección 6: toma de decisiones

La sección 6 proporciona algunas orientaciones y herramientas para la toma de decisiones sobre las opciones más adecuadas. El proceso propuesto se muestra en la Figura 2 donde los factores de disponibilidad de recursos y urgencia en la implementación definen las opciones recomendadas.

Se ofrecen además otras recomendaciones y se subraya la necesidad de incorporar la flexibilidad en las medidas de adaptación con el objeto de incorporar la realidad del cambio climático según se disponga de más información. Así, se recomienda, por ejemplo, que las opciones que no parecen factibles a priori (por ejemplo, por ser demasiado costosas, complicadas a nivel técnico, dependientes de regulación de planeamiento, etc.) no se descarten, por lo que se pueden volver a explorar en caso de que sean viables en el futuro.

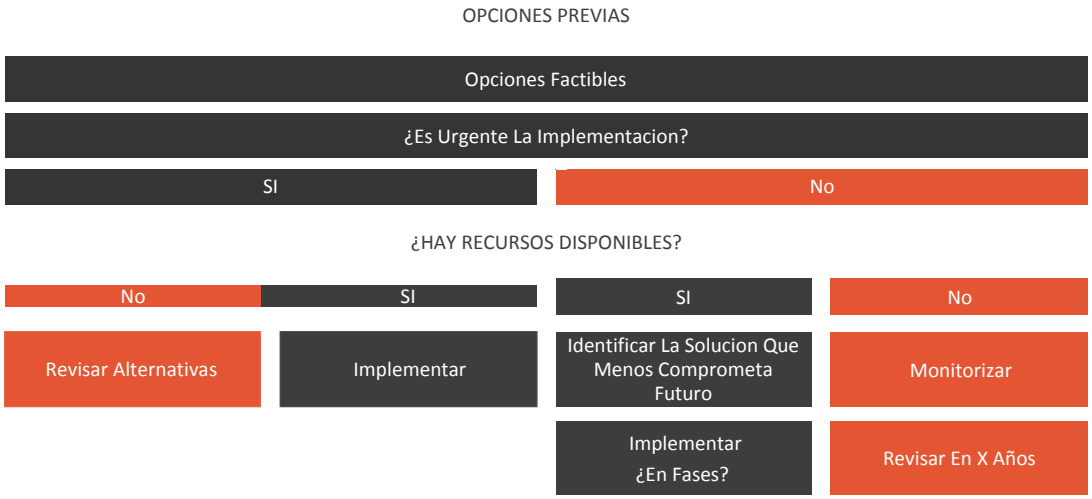


Fig. 2. Proceso de toma de decisiones.

3.8. Sección 7: implementación de las opciones de adaptación

La sección 7 explica cómo implementar las opciones de adaptación haciendo referencia de manera específica a la identificación de factores exclusivos de la adaptación al cambio climático. Se proporcionan recomendaciones sobre la incorporación de la incertidumbre de los efectos del cambio climático, la consideración de la implementación por fases, monitorización, aspectos técnicos relativos a avances en investigación e inclusión de los agentes externos y comunidades en la implementación de las opciones.

3.9. Sección 8: monitorización

En la sección 8 se examina el papel de la monitorización en la información sobre el proceso de toma de decisiones para adaptación al cambio climático. Asimismo, se proporcionan ejemplos y recomendaciones sobre los tipos de monitorización aconsejables para observar los efectos del cambio climático y su posible incorporación en las medidas de adaptación.

3.10. Casos de estudio

Las secciones anteriores están respaldadas por casos de estudio recopilados de aplicaciones prácticas de estrategias de adaptación y medidas implementadas con éxito por organizaciones, Autoridades Portuarias y autoridades internacionales en el campo de la infraestructura marítima. Han contribuido a esta guía, entre otros, las Autoridades Portuarias de: Harwich Haven (Reino Unido), Puerto de Rotterdam (Holanda), Puerto de Manzanillo (México), Puerto de Hamburgo (Alemania), Puerto de Londres (Reino Unido), etc.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estos casos han sido recopilados en diversos talleres y conferencias internacionales organizados por el PIANC e incluyen diversos ejemplos donde la adaptación al cambio climático se ha implementado con éxito, así como aspectos mejorables y experiencias de lecciones aprendidas transferibles a nuevos casos.

4. Conclusión

El acceso al conocimiento y al apoyo técnico, a las guías técnicas relevantes, a los conjuntos de herramientas de opciones, a la transferencia de tecnología y a las buenas prácticas son fundamentales para ayudar a identificar medidas adecuadas de adaptación y resiliencia para la prevención de las posibles repercusiones del cambio climático en la infraestructura de transporte marítimo.

A través del proceso descrito en la guía, se pretende proporcionar a los responsables y operadores de infraestructuras marítimas un mejor conocimiento de los posibles efectos del cambio climático en la infraestructura portuaria y de navegación de la que son responsables, qué tipos de opciones están disponibles para mejorar su resiliencia o adaptación y cómo evaluarlas a partir de los objetivos, así como finalmente recomendaciones para su implementación y monitorización.

En el estudio que conforma la guía se concluye que la flexibilidad en los diseños y en la gestión portuaria, entre otros aspectos relevantes, es clave para permitir la adaptación futura de las instalaciones portuarias. Por otra parte, a pesar de la carencia de información y datos existentes procedentes de la monitorización de las instalaciones, estos son un elemento esencial para priorizar la atención, canalizar la inversión y para la toma de decisiones.

Asimismo, se concluye la necesidad urgente de compartir información sobre casos prácticos de adaptación en infraestructura frente al cambio climático. En la actualidad todavía existe un número limitado de ejemplos prácticos de adaptación y se espera que con el tiempo se incremente su número y difusión con el objeto de seguir avanzando en mejorar el proceso de decisiones propuesto para una adaptación eficiente al cambio climático.

5. Agradecimientos

Los autores desean reconocer y agradecer al resto de los miembros del grupo de trabajo WG178 del PIANC por su trabajo y contribución a la guía. Este artículo únicamente compila y resume el trabajo realizado con el objeto de dar a conocer y presentar la futura guía al público de las jornadas de Costas y Puertos 2017.

Referencias

IPCC, 2013: *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Stocker, T.F., D. Qin, G.-K. Plattner, M. Tignor, S.K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex and P.M. Midgley (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 1535 pp, doi:10.1017/CBO9781107415324.

ISO (2009). *Risk management – Principles and guidelines.* ISO 31000:2009. Génova (Suiza) ISO.

PIANC EnviCom – *Task Group 3 'Climate Change and Navigation, Waterborne Transport, Ports and Waterways: A review of climate change drivers, impacts, responses and mitigation which provides more in depth information on climatic parameters relevant to navigation, ports and waterway infrastructure*' (PIANC TG3, update 2017)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Experiencia en el Traslado de Ejemplares de Nacra de Roca (*Pinna rudis*) Afectados por Actuaciones Portuarias en Aguas de Servicio del Puerto de Algeciras

González, Francisco Javier[a]; Barrientos, Mario[a]; Mestre, Sergio[a], Tidu, Carlo[a]; Díez, Susana[a]; Moreno, Manuel[b]; Pérez, Juan Pablo[b]; Carrasco, Alfredo[b] y Patrón, Juan Antonio[b]
[a]TECNOAMBIENTE, Delegación Andalucía C/ Newton 15 E, 11407 Jerez de la Frontera. francisco.gonzalez@tecnoambiente.com.,
[b]AUTORIDAD PORTUARIA DE LA BAHÍA DE ALGECIRAS, Avda. de la Hispanidad, 2 11207 Algeciras. apba@apba.es

Resumen

En el presente documento se presentan los resultados obtenidos tras el traslado de 14 ejemplares de nacra de roca (Pinna rudis), en la Bahía de Algeciras. Debido a que estos ejemplares podrían verse afectados por el vertido del material de dragado procedente del dique Norte de la dársena interior de Campamento se propuso y procedió a su traslado desde la zona Sur de Isla Verde hasta dos zonas compatibles ubicadas en el contexto de la zona de actuación en el límite Norte del Parque Natural del Estrecho. Inicialmente se trasladaron 4 ejemplares (22/12/2015) a una zona compatible y se llevó a cabo un seguimiento que confirmo la muerte de los 4 ejemplares (18/04/2106), trascurridos 4 meses, por causa diversas, entre las que destaca la depredación. En el traslado de los ejemplares restantes (11 y 12/10/2016) se emplearon jaulas anti depredación, y ubicaron en obteniéndose una supervivencia en este caso del 90% trascurrido 1 año.

Palabras clave: *Pinna rudis, traslado, Bahía de Algeciras, APBA, Tecnoambiente, S.L., nacra de roca.*

1 Introducción

A raíz de la obra de prolongación del dique Norte de la dársena interior de Campamento, en la que estaba previsto que parte del material de dragado que no pudiera ser aprovechado para el relleno de cajones, fuera reubicado en el mar, dentro del ámbito portuario en una zona al sur de Isla Verde, se realizó un estudio previo de evaluación de las zonas de vertido. En este estudio se puso de manifiesto la presencia de un ejemplar de *Pinna sp*. en dicha zona.



Figura 1. Zona de actuación

El citado estudio fue valorado por el Centro de Gestión del Medio Marino Andaluz (en adelante CEGMA), a petición de la Consejería de Medio Ambiente y Ordenación del Territorio (en adelante CMAOT), que informó a la APBA acerca de la necesidad de llevar a cabo un inventario más exhaustivo y buscar en toda la zona los ejemplares de *Pinna rudis* que pudieran verse afectados por el vertido y su traslado a zonas seguras.

2 Método

2.1 Localización

Se realizaron una serie de inmersiones para confirmar y localizar los ejemplares de *P. rudis* presentes y potencialmente *P. nobilis*. En las mismas se localizaron 3 ejemplares de *P. nobilis* y 14 ejemplares de *P. rudis*. Las inmersiones se llevaron a cabo desde embarcación por un equipo de 4 buzos y un patrón.



Figura 2. Preparación de los trabajos de localización

En total se realizaron 4 inspecciones visuales lineales en función de la visibilidad presente (10 m). La separación entre las líneas de inmersión y entre los buzos, se ajustó al límite del solapamiento visual para optimizar los recorridos.

Los recorridos se definieron in situ sobre plano y GPS portátil en función de la visibilidad presente el día de muestreo. Para seguir los recorridos definidos se instaló un cabo marcado cada 5 m. La pareja de buzos recorrió dicho transecto con la finalidad de localizar todos los organismos y marcó mediante boyarines todos los individuos situados a ambos lado del transecto.

Las nacras fueron marcadas y numeradas para su futura localización, se tomaron los datos de posicionamiento, orientación respecto al norte geográfico, profundidad y características del sustrato sobre el que se asientan.



Figura 3. Marcado de Pinna rudis

Para la localización de cada nacra se llevó a cabo un trabajo conjunto entre el equipo de buceo en inmersión y el equipo de superficie (buzos de reserva y patrón). Con cada nacra localizada se suelta un boyarín desde el fondo que es

posicionado cuando llega a superficie. Una vez el equipo de buzos termina la inmersión contrasta la posiciones registradas en superficie con los datos biométricos y taxonómicos recabados en el fondo.

Se decidió realizar el traslado en dos fases: En una primera fase se llevó a cabo el traslado de 4 ejemplares de *P. rudis* para que sirviera de experiencia previa y en una segunda, el del resto de ejemplares de *P. rudis* y *P. nobilis,* si la CMAOT concediera la autorización para esta especie, algo que no ocurrió al tratarse de una especie protegida, así como la cita más occidental de *Pinna nobilis*, endémica del Mediterráneo, en la península y no estar garantizado el éxito del traslado.

2.2 Primer traslado

2.2.1 Trabajos de traslado

Como zona de acogida de los 4 ejemplares de *P. rudis* se propuso una fuera de la influencia portuaria al Norte de la Punta de San García, en un área de alto valor ecológico, dentro del Parque Natural del Estrecho.

La extracción de los ejemplares fue realizado por buzos el día 22 de diciembre de 2015. Se realizó un corte alrededor del individuo, trasplantando de 20 a 30 cm de sedimentos y o roca circundante.

En el proceso de corte se prestó especial atención en mantener intacto todo el biso, como si de raíces de una planta se tratase.



Figura 4. Traslado de los 4 ejemplares de P. rudis

Con anterioridad al proceso de replantación de las nacras se tomaron medidas de la longitud total de cada una de ellas, y de la porción enterrada. Estos datos son debidamente registrados para el posterior estudio de las características biométricas de la especie.

El ejemplar y el sedimento cortado se mantuvieron compactados en una bolsa de malla de un material biodegradable, para su traslado a la zona de acogida. El proceso de trasplante fue muy rápido y se llevó a cabo en cajoneras habilitadas a tal fin.

El lugar de emplazamiento de las nacras trasplantadas fue seleccionado teniendo en cuenta las características de profundidad, corrientes, tipo de fondo, iluminación entre otros, con la finalidad de resituar los ejemplares en el lugar lo más parecido posible a su emplazamiento original.

Las nacras trasplantadas junto al sustrato original se fijaron al lecho marino, realizando previamente un socavón en el mismo. Tanto los ejemplares de *P. rudis* como su sedimento circundante original compactado quedaron fijados al fondo, empleando las técnicas más idóneas para favorecer su fijación atendiendo a las condiciones del sustrato receptor para cada individuo. Además los ejemplares trasplantados fueron marcados con boyas para su posterior seguimiento.

2.2.2 Seguimiento

Con la finalidad de valorar la evolución de las nacras trasladadas se realizó el seguimiento de la mortalidad de los ejemplares, filmación del reflejo de abertura y cerrado de las valvas, así como la medición de los principales parámetros biométricos (longitud, anchura máxima, altura total y altura fuera de sustrato) y estructurales.

Los muestreos se llevaron a cabo mensualmente. En cada campaña, en primer lugar se localizó el punto de acogida mediante el uso de GPS con corrección diferencial. Una vez localizado el sitio, éste es balizado con una boya de marcado rápido. Posteriormente se procedió a la búsqueda de los ejemplares, no siendo necesaria una búsqueda exhaustiva gracias a la precisión en el marcaje de la zona.

2.2.3 Resultados

La supervivencia obtenida en este traslado inicial ha sido del 0%, muy inferior por tanto, a las otras experiencias previas llevadas a cabo en el Mediterráneo.



Figura 5. Resto de uno de los ejemplares trasladados

Al margen de lo anterior, se sospecha que la mortalidad haya sido consecuencia de la depredación en el caso de los ejemplares 1 y 3 por el estado de los restos (rotura de las conchas) y de cambios en la composición del sustrato presente allí donde se fijó el ejemplar número 2, ya que se ha observado la pérdida de material detrítico y el afloramiento de materia rocoso de escaso relieve, consecuencia probablemente derivada de varios temporales de viento de levante, acaecidos en días previos a la fecha de muestreo. En el caso del cuarto ejemplar, la causa de la muerte no se ha podido determinar, aunque todo hace pensar que puede haber sido por causas asociadas al mismo trasplante (estrés, falta de adaptación, etc…), aunque no se puede desestimar cualquier otra causa no identificada.

Tras los resultados obtenidos en este primer traslado se propusieron las siguientes medidas para el traslado del resto de ejemplares:

- Una vez trasladados los ejemplares y fijados al sustrato, se los protegerá de los posibles depredadores mediante una “jaula” cuya base llevará en cada una de sus vértices una piqueta de fijación. La luz de la rejilla será el óptimo para evitar la depredación, y permitir una circulación de agua que no interfiera en el filtrado de alimentos por parte de la pinna.
- Se elegirá una nueva zona de acogida en la que se buscaran dos factores:

  Suficiente potencia de sustrato no consolidado que permita la fijación de las jaulas con suficiente seguridad. En cualquier caso se podrá optar además de la fijación mediante piquetas, por el lastrado de las mismas, incluso la fijación a muertos de hormigón.

  Bajo hidrodinamismo en la zona que no permita el transporte de material sedimentario, asegurándose así que no va a cambiar la composición del sustrato. Para el caso se buscará una zona más protegida.

- Mínima distancia a la zona donde se encuentran los ejemplares originariamente, con el fin de minimizar el estrés en su transporte.

En este sentido se eligió una nueva zona cercana al límite Norte del Parque Natural del Estrecho que cumplía con todos los requisitos establecidos y que a su vez presentaba varios ejemplares de *Pinna rudis.*

2.3 Segundo traslado

2.3.1 Trabajos de traslado

Como zona de acogida de los 10 ejemplares de *P. rudis* se propuso una fuera de la influencia portuaria al Norte de la Punta de San García, en un área de alto valor ecológico, dentro del Parque Natural del Estrecho, también al Norte de la primera zona de acogida. Esta nueva zona cuenta con un fondo que presenta mayor resguardo frente al oleaje incidente, ya que al Sur se sitúa un cantil rocoso de 2-3 m de altura. Adicionalmente se observaron 4 ejemplares de *P. rudis*.

El segundo traslado se llevó a cabo los días 11 y 12 de octubre de 2016. La metodología seguida fue la misma que en el primer traslado, pero en este caso, se colocaron jaulas anti depredación sobre cada uno de los ejemplares.

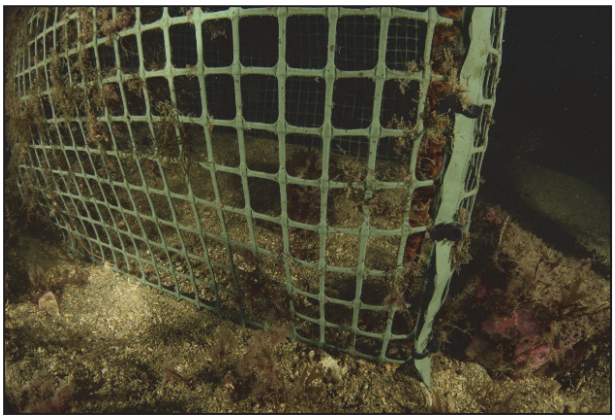


Figura 6. Ejemplar bajo jaula anti depredación

2.3.2 Seguimiento

La metodología de seguimiento en este segundo traslado fue idéntica a la llevada a cabo en el primer traslado, con la diferencia de la cadencia del muestreo: 1 mes, 2 meses, 3 meses, 6 meses y 1 año tras el traslado de los ejemplares. Adicionalmente se retiraron las jaulas de protección, 5 en la penúltima campaña de seguimiento y las 5 restantes en la última.



Figura 7. Retirada de jaulas

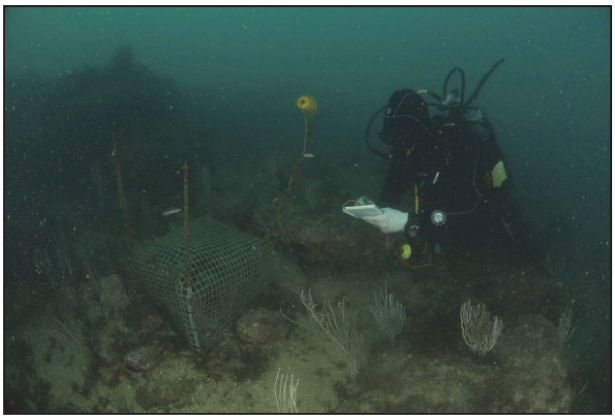


Figura 8. Trabajos de seguimiento de la segunda fase de traslado

2.3.3 Resultados

Han sobrevivido 9 de los 10 ejemplares trasladados. Es decir, se ha obtenido una supervivencia, trascurridos 12 meses tras el traslado, del 90%.



Figura 9. Ejemplar número tres tras la retirada de su jaula anti depredación

En principio, se pensó que la baja del único ejemplar podría deberse a la depredación por pulpo, ya que se observó un agujero la jaula de protección y la ausencia de las valvas. En la segunda campaña de seguimiento se vio que las valvas estaban presentes. Por tanto, en la primera campaña de seguimiento no se observaron porque estarían enterradas por completo. Por estos motivos, se descartó la posibilidad de que el ejemplar haya sido depredado por un pulpo, siendo probablemente casual, la presencia del agujero (posible enganche de anzuelo).

En el momento de traslado de los individuos de *Pinna rudis,* el ejemplar de la jaula número 4 estaba vivo, pero no fijado al fondo como el resto, por lo que existe la sospecha de que se trataba de un ejemplar debilitado que en el traslado, no ha podido movilizarse con la suficiente rapidez para evitar ser enterrado por los acúmulos de sedimentos observado en su zona de acogida y posteriores a dicho traslado.

Por último indicar, que todos los ejemplares supervivientes, trascurrido un año tras su traslado, han aumentado de talla en mayor o menor medida. Este crecimiento ha presentado un máximo de 4 cm en los ejemplares número 2 y 10 y un mínimo de 1 cm en los ejemplares 3, 7 y 9. El crecimiento medio ha sido de 2,44 cm con una desviación estándar de 1,16 cm. Los mayores crecimientos los han presentado los individuos que partían con una talla menor.

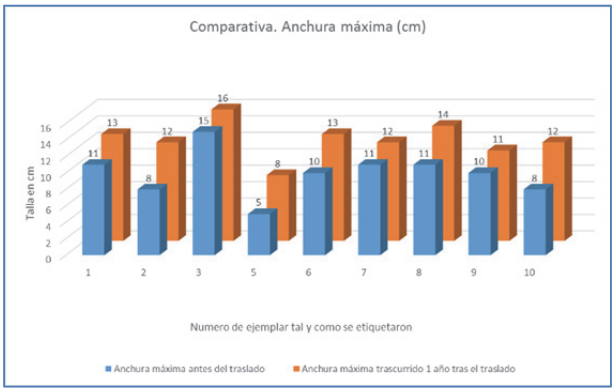


Figura 10. Comparativa para la anchura máxima de cada ejemplar

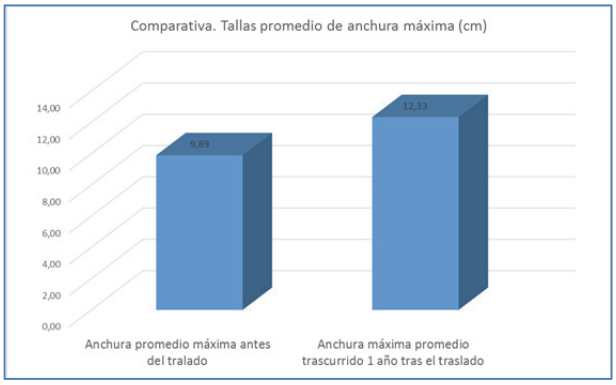


Figura 11. Tallas promedio

3 Conclusiones

La supervivencia obtenida en el primer traslado (experiencia previa), ha sido nula. En este sentido, dicho traslado ha servido para identificar los principales factores determinantes en la mortalidad observada.

Tras esta experiencia previa, se ha comprobado como el éxito del traslado de los ejemplares de *P. rudis* ha dependido en gran medida del lugar de acogida y la presencia de depredadores.

En este caso, la presencia de ejemplares de pulpo (*Octopus vulgaris*), en la zona de acogida se mostró elevada por lo que se optó, en el segundo traslado, por cubrir los ejemplares mediante una jaula que evitara su depredación. En este caso se ha visto como las jaulas han cumplido con su objetivo, evitado la depredación en los primeros meses, cuando los ejemplares todavía no se han fijado por completo sobre el fondo. También se buscó una zona que contara ya con la presencia de otros ejemplares *P. rudis* y que estuviera a resguardo del oleaje de mar de fondo incidente para evitar así el destape del viso o el enterramiento del ejemplar, facilitándose así también la fijación de los animales.

La supervivencia obtenida en el segundo traslado ha sido, trascurrido un año, del 90%.

La mayor parte de los individuos trasladados ha presentado similar estado de enterramiento en las distintas campañas de seguimiento, no habiéndose observado problemas asociados que comprometan la supervivencia futura de dichos ejemplares.

El estado de salud de todos los ejemplares supervivientes se puede considerar bueno por los siguientes motivos:

- Presentan un buen reflejo de cierre tras la aplicación del estímulo correspondiente.
- Tienen una fijación bien consolidada.
- Han presentado crecimiento. El crecimiento medio ha sido de 2,44 cm con una desviación estándar de 1,16 cm. Los mayores crecimientos los han presentado, como cabía esperar por la propia biología de la especie, los individuos que partían con una talla menor.

Reubicación de 75 ejemplares de *Pinna nobilis* previa a la instalación de un cable submarino en el Parque Natural del Delta del Ebro

Castañer-Franch, Vicente[a] y Martín-Fernández, Javier[a]

[a] Departamento de Biología Marina y Medio Ambiente de Mediterráneo Servicios Marinos S.L., Alicante, España. jmartin@mediterraneoserviciosmarinos.com

Resumen

La empresa Mediterráneo Servicios Marinos S.L. (MSM) llevó a cabo la reubicación de 75 ejemplares de Pinna nobilis en el Parque Natural del Delta del Ebro en septiembre de 2016. Esta actuación se realizó de manera previa a la instalación de un cable submarino de 4600 m de longitud en la Bahía de los Alfaques. MSM llevó a cabo en el ámbito marino, los estudios previos, la instalación del cable submarino y el seguimiento ambiental.

Fue un proyecto tecnológicamente complejo y pionero en Cataluña por la singularidad de la orografía marina y por las medidas excepcionales que se tomaron para proteger comunidades sensibles de fauna y flora marina y por enmarcarse en un espacio natural protegido.

Cabe destacar el trasplante previo de 75 ejemplares de la especie protegida Pinna nobilis a zonas de recepción alejadas del trazado teórico del cable, con una supervivencia del 92% a los seis meses. La distribución de tallas de los ejemplares presentes en la zona es característica, ya que se trata de individuos de gran tamaño, con un rango comprendido entre 55 y 65 cm. Se ha diseñado un modelo predictivo para el cálculo de la longitud total de las conchas con un coeficiente de determinación de $R^2=0,72$.

Por otro lado, las estrategias metodológicas empleadas durante la instalación y enterramiento del cable (postrenching) lograron minimizar la superficie de pradera de Cymodocea nodosa afectada, así como el aporte de sedimentos y contaminantes a la columna de agua.

Palabras clave: *cable, nacra, Pinna, delta, Ebro, trasplante, conservación, posttrenching.*

1 Antecedentes y justificación

Principalmente fueron tres las causas que motivaron esta actuación:

- Repetidos daños en la red de suministro a causa de los temporales, ocasionando entre otras cosas una afección directa sobre la producción de la empresa INFOSA (Salinas de la Trinidad).
- El tendido eléctrico en la playa del Trabucador supnía un riesgo real para la vida de las personas, habiéndose producido numeroso accidentes, algunos mortales, entre los usuarios de actividades náuticas.
- Numerosos grupos ecologistas denunciaban el impacto visual en el paisaje así como el impacto directo sobre la fauna del parque.

Se estudiaron varias alternativas de proyecto, resultando el tendido del cable sobre el lecho marino y su posterior enterramiento la más viable. Este proyecto, pionero en Catluña por tratarse del primer cable eléctrico submarino y por la singularidad del entorno, fue tratado con especial interés por las administraciones regionales, autonómicas y nacionales, tomándose medidas excepcionales de protección de las comunidades sensibles de fauna y flora marina. La posible afección de la obra sobre el patrimonio natural llevó a desarrollar un completo Plan de Vigilancia Ambiental y un Plan de Conservación de Especies Protegidas.

A principios del año 2016 se inició la instalación del cable submarino de 4600 m de longitud en la Bahía de los Alfaques. El proyecto fue financiado por Infosa, Endesa y la Generalitat de Cataluña y coordinado por FCC. El Departamento de Biología Marina de Mediterráneo Servicios Marinos S.L., con amplia experiencia en la zona de estudio, fue el encargado de llevar a cabo el PVA aprobado previamente por la Comisión Mixta de Seguimiento y Control de las Obras, compuesta por representantes de administraciones de ámbito local, autonómico y nacional.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

2 Localización

La actuación se desarrolló dentro del espacio protegido del Parque Natural del Delta del Ebro (Tarragona). El trazado del cable parte desde el canal de San Miquel en el margen norte de la Bahía de los Alfaques, sigue entre las bateas de mejillones y cruza la bahía hasta llegar a las Salinas de la Trinidad, en el margen sur. De toda la superficie afectada por el trazado del cable submarino, los trabajos de reubicación de nacras se han llevado a cabo en el extremo sur del mismo. Se trata de un área de 1000 metros de longitud por 5 metros de anchura que se sitúa 750 metros de la orilla de las salinas.

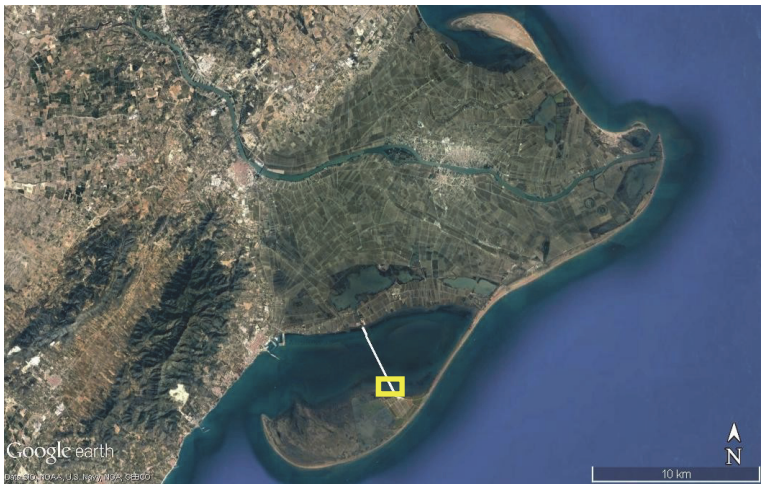


Figura 1. Localización del trazado del cable submarino (línea blanca) y zona de reubicación de nacras (cuadrado amarillo).

3 Reubicación de ejemplares de *Pinna nobilis*

3.1 Descripción y antecedentes

Una de las singularidades del espacio protegido es la gran abundancia de poblaciones de la especie protegida *Pinna nobilis,* o comúnmente denominada nacra, un molusco bivalvo endémico del Mediterráneo. Es una especie que se encuentra amparada por las siguientes figuras de protección: la Ley Orgánica 42/2007, de 13 de diciembre, Ley de Patrimonio Natural y la Diversidad, en la que se cataloga como especie de protección estricta; el Real decreto 139/2011 (Catalogo Español de Especies Amenazadas) donde se encuentra catalogada como especie vulnerable; el Anexo IV de especies animales que requieren protección estricta de la Directiva Hábitat 92/43/CEE y el Anexo II del Convenio de Barcelona.

3.2 Materiales y métodos

3.2.1 Diagnóstico inicial de la situación en la zona afectada

Como primer paso se realizó un censo visual de individuos de *Pinna nobilis* sobre el trazado teórico del cable submarino, en una franja de 5 metros de anchura y con el apoyo de una embarcación neumática dotada de GPS diferencial. Dicho censo se llevó a cabo en el extremo sur, ya que en la orilla norte, junto a las bateas, no se detectó su presencia durante los trabajos previos de cartografía bionómica. El censo se llevó a cabo desde la orilla (cota 0m) hasta la cota -2m, donde aparece un fuerte talud y el sedimento comienza a ser muy fangoso. Durante los trabajos se registraron tanto los individuos vivos como los restos de individuos muertos.

Los censos de *Pinna nobilis* realizados, mostraron tres zonas bien diferenciadas, donde varía la densidad de este molusco. En la primera zona que se extiende desde la orilla (cota 0m) hasta la cota -1m, no se encontraron ejemplares de nacra vivos ni restos de individuos muertos. A partir de la cota -1m se localizó algún ejemplar aislado, conformando una población de muy baja densidad hasta la cota - 1.5m. La tercera zona, de la cota -1.5m hasta la cota -2m, la población de nacra aumenta considerablemente, configurando una colonia de alta densidad.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

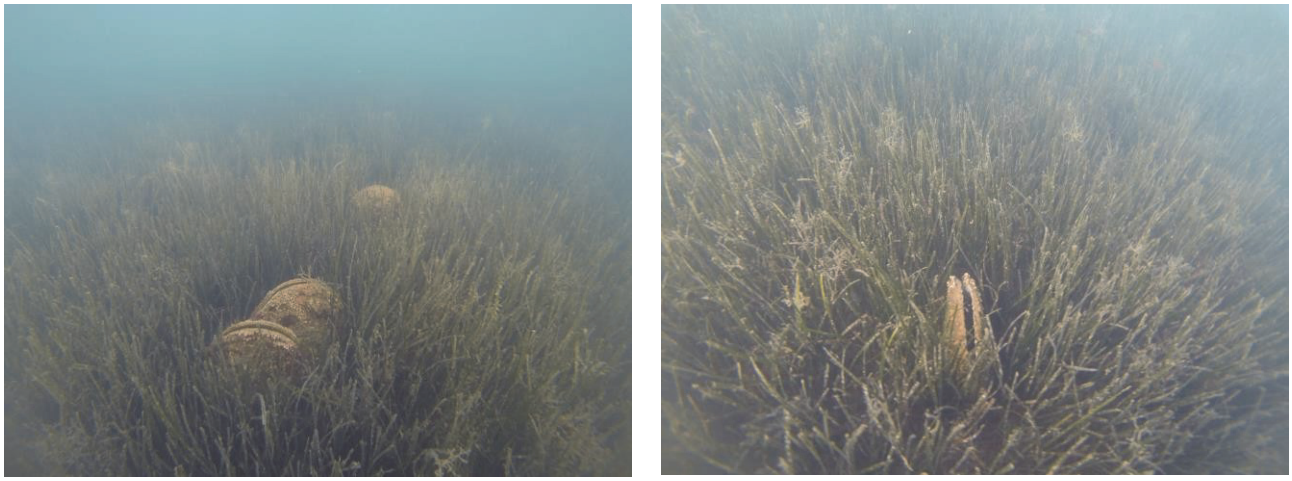


Figura 2. Imágenes de la zona sur. Comunidad de Cymodocea nodosa y Pinna nobilis.

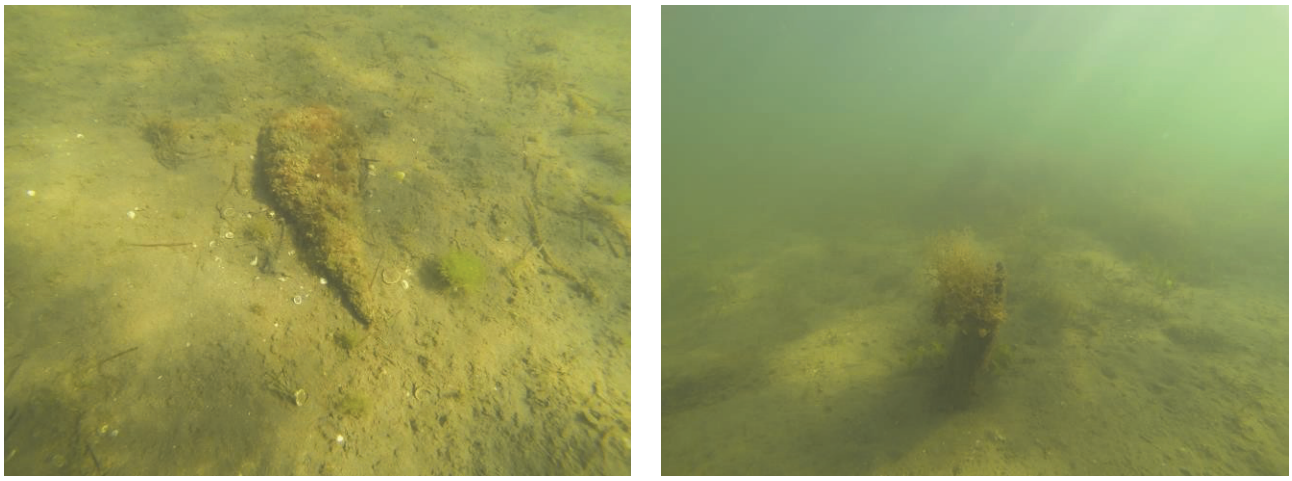


Figura 3. Imágenes de la zona sur. Ejemplar muerto de Pinna nobilis, y ejemplar en las áreas delimitadas de baja densidad.

3.2.2 Evaluación de espacios próximos aptos para el trasplante

Previamente a la reubicación se evaluaron diversas zonas de recepción con el fin de que el tipo de sustrato de la zona de origen fuera similar al de la zona de destino, con poblamiento de pradera de *Cymodocea nodosa* y *Caulerpa prolifera,* cuyos estolones ofrecen un soporte a los nuevos filamentos de biso (García March, J.R., 2005).

A partir de la batimetría realizada en toda la bahía y de los análisis de la composición granulométrica, se puede afirmar que en la cuenca de los Alfaques aparecen dos unidades geomorfológicas bien diferenciadas: la zona central y la zona perimetral.

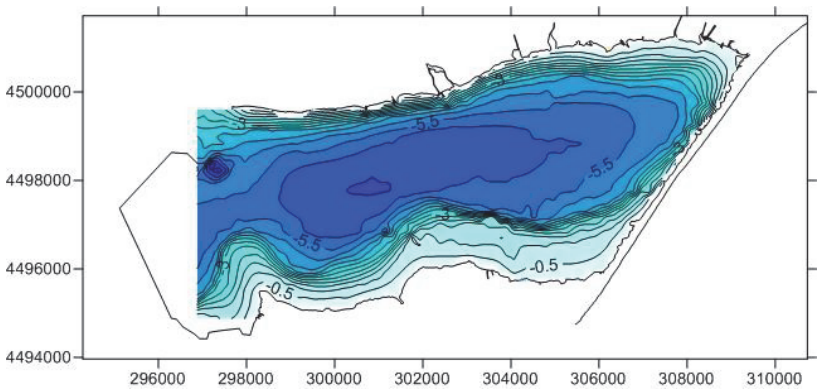


Figura 4. Batimetría de la Bahía de los Alfaques (elaboración propia).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La zona central, más profunda y limosa, no presenta ejemplares de nacra, mientras que en el perímetro de la bahía (de 0m a -2m), somero y arenoso, sí se han detectado ejemplares de *Pinna nobilis*. Hay que añadir que la presencia de nacras se limita a la orilla sur, posiblemente porque en la orilla norte algunas condiciones ecológicas, como la elevada carga de nutrientes, impiden su correcto desarrollo.

Para evitar una prolongada manipulación de los individuos así como cambios en la profundidad, naturaleza del sustrato, régimen de corrientes u otras variables, se propuso realizar la reubicación de los ejemplares reubicados en áreas muy próximas a la zonas donantes, en las que ya existan individuos de *P. nobilis,* a unos 50 m del trazado del cable. Dichas áreas de recepción fueron previamente seleccionadas, balizadas y georreferenciadas con GPS diferencial por el equipo de biólogos que realizó los trabajos.

3.2.3 Balizamiento de la zona de actuación y zonas de recepción

De manera previa a los trabajos de trasplante, se balizó el trazado teórico del cable, en la zona con presencia de ejemplares, entre la cota -1m a la -2m en el margen sur de la Bahía aproximadamente. Se utilizaron 11 boyas fondeadas cada 100m en una longitud total de 1000m. Estas boyas determinaron 10 tramos que fueron numerados del 1 al 10.

Los distintos fondeos de las boyas de señalización quedaron unidos por un cabo de 5 mm para facilitar los trabajos de búsqueda y detección de los ejemplares de nacra, conformando una línea que constituye el eje de una franja de 5 metros de anchura, 2,5m a cada lado, en la que se realiza la extracción de todos los individuos vivos de nacra. Las posiciones de cada una de estas boyas se han determinado mediante el uso de GPS diferencial. Al terminar los trabajos fue retirado todo tipo de señalización superficial, quedando únicamente un cabo quía fondeado y sujeto por piquetas que delimita la zona donde se ha trasplantado *Pinna nobilis*.



Figura 5. Boya inicial de señalización del trazado.



Figura 6. Piqueta de sujeción de boyas.

A ambos lados de esta franja se ha balizado con una boya de color rojo el centro de las zonas de recepción de individuos de nacra (nombradas como B, C y D) y se georreferenciado cada una de ellas con GPS diferencial con el fin de facilitar su posterior seguimiento.

3.2.4 Construcción de empalizadas de sustentación

En las zonas de recepción se ha llevado a cabo la construcción de unas empalizadas de sustentación, cada una de las cuales se compone de dos estacas metálicas separadas unos 15 m. Entre éstas se disponen dos cabos en paralelo a 15 cm y otros dos a 30 cm de altura. Estos dos niveles de cabo conforman los soportes de sustentación para los individuos trasplantados frente a corrientes, oleaje, anclas. etc., ayudándoles a mantener la posición vertical mientras generan nuevos filamentos de biso, lo que permitirá su fijación óptima al sustrato. Los cabos de soporte no estaban en contacto con las valvas para permitir la obertura y cierre de las mismas. Solo en caso de que el individuo se ladee, actuarán estas empalizadas como método de apoyo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Figura 7. Instalación de las zonas de recepción.

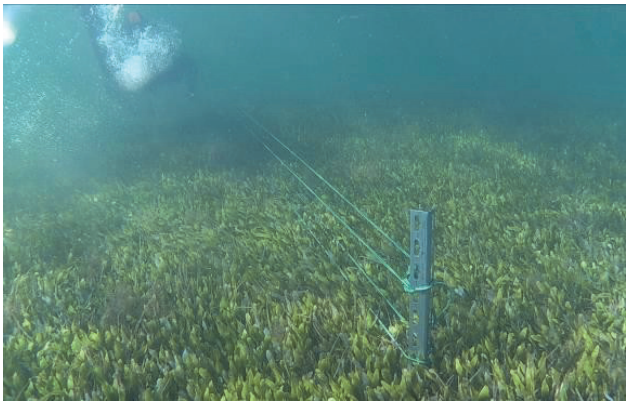


Figura 8. Empalizada de la zona de recepción.

3.2.5 Búsqueda y detección de los ejemplares de Pinna nobilis

Para la búsqueda y detección de los individuos a lo largo del trazado, dos biólogos buceadores profesionales recorrieron cada una de las franjas de 2,5 m de anchura a cada lado de la línea de trazado, utilizando una barra de PVC de la dicha longitud. La barra se dispuso de manera que permitiera el barrido de toda la superficie, sirviendo de referencia para acotar la zona a prospectar. La prospección se realizó a una velocidad moderada que permitiera detectar individuos de pequeño porte. Una caja de plástico con una boya de flotación fue remolcada para poder depositar los individuos detectados una vez extraídos.



Figura 9. Buzos durante la búsqueda de ejemplares de nacra.



Figura 10. Ejemplar de Pinna nobilis detectado.

3.2.6 Reubicación de individuos de Pinna nobilis

La reubicación de los distintos ejemplares ha sido realizada por un equipo de biólogos buceadores autorizados por el *Departament d'Agricultura, Ramaderia, Pesca i Alimentació* para el manejo de especies protegidas, procediendo de la siguiente manera:

- Medición de los parámetros biométricos básicos: longitud desenterrada (UL), anchura a nivel de sustrato (w), anchura máxima (W) y orientación (Or). Estos parámetros quedan registrados en una tablilla de recogida de datos.
- Excavación manual y con ayuda de herramientas del contorno del individuo, procurando no dañar el biso ni las valvas.
- Una vez despejado el perímetro, con suaves movimientos en el mismo plano de orientación de las valvas y verticales se procedió a "desenraizar" el biso, conservando la mayor parte de los restos de estolones, conchas y piedras asociadas, lo que facilitará su futura implantación en el área seleccionada.
- Medición de los parámetros biométricos básicos restantes: longitud total (Ht).
- Deposición del ejemplar en la caja de transporte procurando que el lavado de los materiales adheridos al biso sea mínimo. En cada caja se almacenaron entre 4 y 5 ejemplares según el tamaño y se transporta a la zona de recepción.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Figura 11. Excavación de ejemplar de Pinna nobilis.



Figura 12. Ejemplar de nacra en su caja de transporte.



Figura 13. Medición de parámetros biométricos.



Figura 14. Buceador registrando parámetros en tablilla.

- Asignación de etiqueta con un código numérico que permita identificar cada ejemplar durante la fase de seguimiento. Cada individuo replantado se ha marcado con una etiqueta embridada alrededor de la zona más baja evitando que interfiera en la apertura de las valvas. Este etiquetado nos permite realizar un seguimiento individual de cada ejemplar.
- Para la inserción en el sustrato de cada ejemplar, se excava un agujero de profundidad similar a la longitud de enterramiento de ese individuo particular. En este agujero se aloja la nacra y posteriormente se cubre con el sustrato retirado, que está formado por arena, restos de estolones, pequeñas piedras, etc., quedando enterrada al mismo nivel de sustrato que en origen. La nacra queda asegurada por los cabos de soporte de las empalizadas y con 40 cm libres a cada lado que evitarán la competencia intraespecífica con otros individuos próximos.



Figura 15. Detalle de la etiqueta de marcaje.



Figura 16. Ejemplar de nacra reubicado en la empalizada.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.3 Resultados

Esta actuación supuso el mayor trasplante de nacra realizado en España hasta la fecha. Inicialmente se establecieron 5 zonas de recepción pero debido a que en algunos de los tramos la densidad de nacras era muy baja no fue necesario disponer de todas ellas, pudiéndose realojar todos los ejemplares en un total de 3 zonas, denominadas con las letras B, C y D. Se instalaron un total de 5 empalizadas, 1 en la zona B y 2 en cada una de las zonas C y D. A continuación se ofrecen algunos parámetros y estadísticos relacionados con aspectos importantes a la hora de determinar el normal desarrollo de los individuos trasplantados.

3.3.1 Talla de los ejemplares de Pinna nobilis

La longitud máxima registrada o talla (Ht) ha sido de 70 cm y la mínima de 37 cm. Entre los individuos estudiados se observan dos grupos de tallas, cada uno formado por dos categorías: el grupo comprendido entre 40 y 50 cm y el de 55 a 65 cm. En el siguiente gráfico se puede observar un histograma de frecuencias para el total de individuos detectados en la zona de estudio:

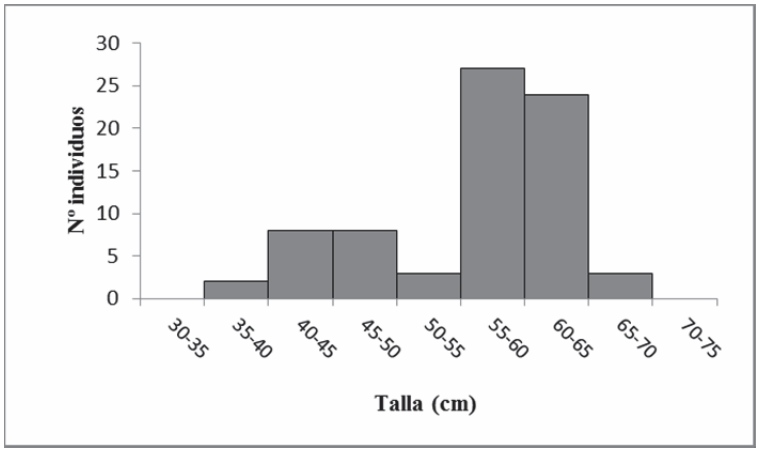


Figura 17. Histograma de frecuencia relativa de tallas de los individuos de Pinna nobilis trasplantados.

3.3.2 Tipo de sustrato

Se tomaron datos del tipo de sustrato en el que se encontraban las nacras para determinar el más adecuado para su reubicación. Se observó que mayoritariamente ocupaban sustratos cubiertos por praderas mixtas de *Caulerpa prolifera* y *Cymodocea nodosa*. La mayor parte fueron reubicadas en sustrato colonizado por *Cymodocea nodosa* y *Caulerpa prolifera* y una pequeña proporción se reubicó en sustrato arenoso, ya que en origen se detectaron algunos ejemplares fijados de manera natural a este tipo de fondos. Al extraerlos se pudo constatar la elevada presencia de restos de conchas de bivalvos que sirven como sistema de fijación al biso. En el siguiente gráfico se observa el número de ejemplares que han sido reubicados en cada tipo de sustrato:

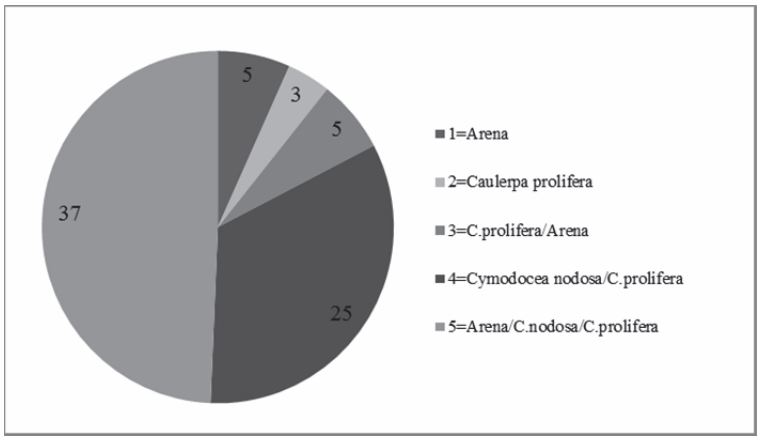


Figura 18. Gráfico de sectores del tipo de sustrato en que se ha reubicado los ejemplares de Pinna nobilis. Se indica el número de individuos en cada sustrato (N=75).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.3.3 Evolución de la supervivencia

Durante el seguimiento realizado a los 3 y 6 meses del trasplante de ejemplares de *Pinna nobilis* se llevó a cabo el censo de los individuos vivos y muertos observados. A continuación se presenta una comparativa que abarca el periodo comprendido entre septiembre de 2015 (momento de trasplante) y abril de 2016 (último seguimiento realizado). De los 75 individuos trasplantados en septiembre de 2015, se contabilizaron 5 bajas en enero de 2016, reportándose una supervivencia del 93,3% y en abril de 2016, se contabilizaron un total de 6 bajas, suponiendo una supervivencia del 92%.

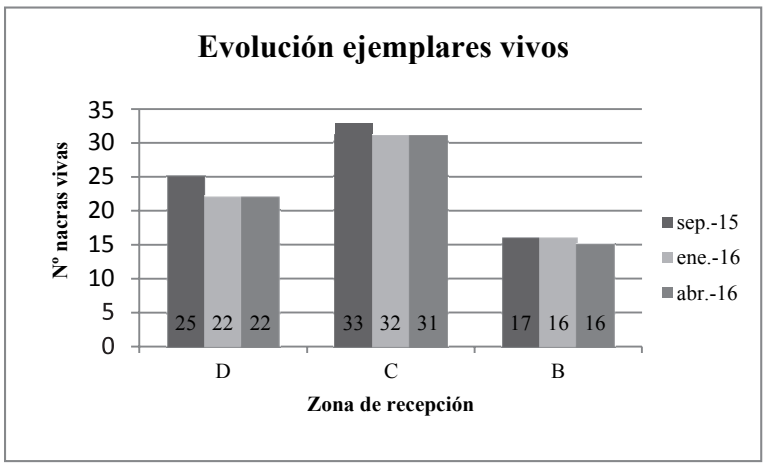


Figura 19. Evolución de la población de ejemplares de Pinna nobilis trasplantados. Se indica el número de individuos (N=75).

3.3.4 Cálculo de un modelo predictivo

Durante la fase de trasplante de los ejemplares de *P.nobilis* se extrajeron por completo los mismos, pudiéndose medir su longitud total real. Este hecho es de gran valor por lo que respecta a la información biométrica obtenida, ya que en los estudios de tallas que se realizan habitualmente, este parámetro se obtiene a partir de ecuaciones empíricas diseñadas a partir de datos obtenidos de unos pocos ejemplares muertos.

En este caso, se ha calculado un modelo predictivo de la longitud total a partir de las medidas reales de toda la población trasplantada, utilizando como variable dependiente la longitud total y como variables independientes la anchura a nivel de sustrato (w) y longitud desenterrada (UL). Para ello, se ha estudiado la correlación entre las distintas variables mediante el paquete estadístico SPSS 15.00 y el programa de cálculo Excel 2007, y se ha ajustado una ecuación mediante un modelo de regresión potencial que puede servir para realizar estudios de tallas en poblaciones ubicadas en la Bahía de los Alfaques:
El modelo parte de la siguiente igualdad: H_t (longitud total) = h (longitud enterrada) + UL (longitud desenterrada).

Se realiza el ajuste de un modelo de regresión potencial entre h y w (anchura a nivel de sustrato) y se obtiene la ecuación: $h = 2{,}859\ w^{0{,}829}$ $R^2 = 0{,}336$

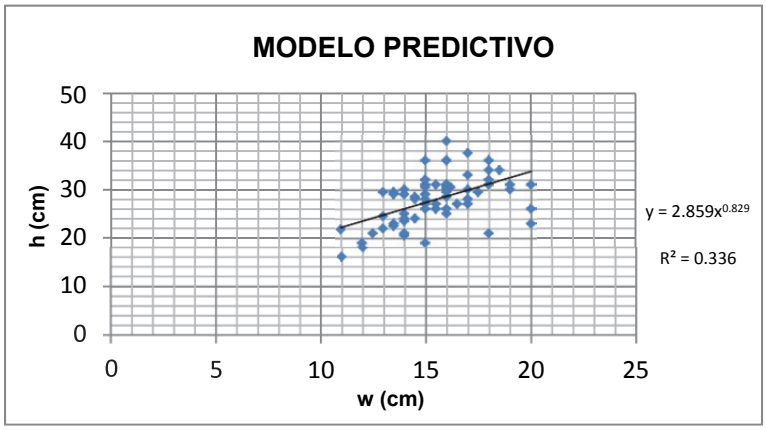


Figura 20. Representación gráfica de la correlación entre la anchura a nivel de sustrato (w) y la longitud enterrada (h), modelo predictivo Castañer-Martín.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Al introducirse esta relación en la igualdad inicial, se obtiene la ecuación del modelo predictivo Castañer-Martín (2017), con una bondad de ajuste mayor según el cálculo del coeficiente de determinación:

$$H_t = 2{,}86\ w^{0{,}83} + UL \qquad R^2 = 0{,}72$$

Este modelo implica la toma de diversos datos en campo como son la anchura a nivel de sustrato y la longitud desenterrada. Su precisión es elevada según indica su coeficiente de determinación, pero implica realizar mediciones en parámetros que pueden variar según la movilidad del sustrato y la posición de las nacras respecto a este, sobretodo en casos de ejemplares trasplantados. Por este motivo, hay que ser riguroso en la metodología de reubicación si queremos aplicar este tipo de modelos durante el seguimiento.

3.4 Discusión

Por lo que respecta a la talla de ejemplares de *Pinna nobilis*, en la zona de estudio, resalta la ausencia de individuos juveniles, ya que según algunos autores en zonas someras prevalecen los individuos juveniles frente a los adultos (Combelles *et al*., 1986). Este aspecto podría deberse a la depredación por parte de otros organismos, ya que los ejemplares juveniles de *Pinna nobilis* sufren una intensa depredación por parte principalmente de peces, como la dorada y otros espáridos, y los pulpos. Sin embargo, sería necesario realizar un estudio microscópico del contenido estomacal de diversos individuos de estas especies predadoras para comprobar la existencia de restos de valvas de nacra en los mismos. Por otro lado, se han observado individuos de gran tamaño muertos y en posición vertical, insertos sobre el sustrato y con las valvas rotas en algunos casos.

El tipo de sustrato es otro de los factores limitantes que determina la presencia de *Pinna nobilis*. Un tercio de sus valvas está inserto en el mismo y el biso necesita de un sustrato duro para fijarse y resistir el estrés hidrodinámico. En el caso de estudio, los estolones de *Cymodocea nodosa*, de *Caulerpa prolifera* y los restos de conchas y piedras son los elementos sobre los que se ha observado que se fijan los filamentos del biso de las nacras (García March, J.R., 2005).

Cabe remarcar que el 90% de los individuos han sido realojados en zonas de recepción donde los sustratos estaban colonizados por *Cymodocea nodosa* y *Caulerpa prolifera*, con mayor o menor densidad, pero proporcionando en todos los casos un soporte inicial constituidos por los rizomas y estolones de estas especies donde fijar los filamentos del biso.

El dato de supervivencia es el más importante dentro del seguimiento de los ejemplares de *Pinna nobilis* trasplantados. Durante las campañas de seguimiento se ha podido constatar que la supervivencia ha sido bastante elevada, siendo del 93,3% a los 3 meses, y del 92% a los 6 meses. Si tenemos en cuenta que en las mejores experiencias anteriores llevadas a cabo en España la supervivencia se situaba en torno al 75%, podemos considerar que la experiencia de trasplante ha sido muy exitosa. Según otra experiencia llevada a cabo en Grecia en aguas someras, se han podido observar supervivencias del 95% a los 10 años (Katsanevakis, 2016), por lo que se espera una elevada supervivencia en el caso de los Alfaques.

La bondad de ajuste de los modelos predictivos calculados para la población de la Bahía de los Alfaques está sesgada debido principalmente a dos motivos. En primer lugar, la población dentro del área de estudio abarca un rango de tallas de 37 a 70 cm, con lo que el modelo no contempla las relaciones entre las variables en individuos jóvenes. Por otro lado, para individuos con un mismo valor en la variable W (anchura máxima) por ejemplo, se observan amplios rangos de H_t (longitud máxima), por lo que la ecuación representa unos datos con un alto grado de dispersión. Se considera que existen factores ambientales que afectan la relación alométrica entre los parámetros biométricos de los ejemplares objeto de estudio, como por ejemplo el bajo hidrodinamismo o el efecto de los depredadores, pero sería necesario someterlo a estudio.

4 Instalación del cable submarino

4.1 Condicionantes

El conocimiento obtenido durante los estudios previos y el trabajo en coordinación con otras administraciones permitió destacar una serie de condicionantes que marcaron la hoja de ruta de la actuación, tanto en el ámbito de la obra como a nivel ambiental:

- Presencia de especies protegidas en el trazado teórico del cable, el molusco bivalvo *Pinna nobilis* y la fanerógama marina *Cymodocea nodosa*.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

- Orografía submarina, un característico perfil en que los extremos norte y sur presentan plataformas someras de poco calado que limitan el acceso de un buque y que terminan en abruptos taludes que encierran una cuenca de 2500 m de longitud y 6 m de profundidad.
- Acumulación de contaminantes confinados en el lecho marino, Hg y DDT de antiguas prácticas agrícolas en las riberas continentales de la bahía, por lo que existía el riesgo de liberarlos durante la excavación de la zanja.
- Existencia de instalaciones acuícolas en la zona, bateas de mejillones y ostras sobre el trazado.
- Detección de un pecio junto al trazado teórico del cable en la zona sur, próximo a las salinas, que pareció ser una antigua barcaza de transporte de sal.

4.2 Materiales y métodos

4.2.1 Control del posicionamiento y estrategia durante el tendido del cable

Después de realizar una reubicación de nacras de tal envergadura en una franja de 1 km por 5 m de ancho, resulta muy importante que el cable discurra por el trazado teórico establecido con gran exactitud. Este hecho condicionó un riguroso control del posicionamiento del buque cablero y sus fondeos mediante un sistema doble de GPS diferencial y el software hidrográfico *HydroPro*, así como de los medios anfibios y terrestres, en todo momento.

Por otra parte se tuvo que combinar distintas estrategias y medios para realizar el tendido en las zonas someras y zona profunda y garantizar la no afección sobre las especies sensibles presentes en este espacio natural. Los 4600 m de cable se distribuyeron en 4 bobinas de algo más de 1100 m cada una. Cada una de ellas tuvo sus peculiaridades.

La bobina 1, se tendió en la zona somera del sur, en una plataforma de 1600 m. En esta zona es donde se encuentra la zona donde se evacuaron las nacras. En primer lugar una retroexcavadora realizó una zanja de 600 m en sustrato arenoso. Esta zanja se continuaba con la franja de 1 km liberada de nacras.



Figura 21. Retroexcavadora marinizada en la zanja.



Figura 22. Soporte de la bobina de cable durante el tendido.

A continuación, se posicionó la bobina en tierra y el barco en la zona de talud y con ayuda de la retroexcavadora y flotadores se llevó el cable mar adentro hasta que no pudo profundizar más, momento en el que desde el buque se traccionó del cable con un cabo y maquinillo. Una vez extendidos los 1200 m de cable en flotación, sujeto a tierra y al buque, se procedió a la liberación de los flotadores, quedando el cable perfectamente tendido en el centro de la franja liberada de nacras y en su respectiva zanja.

La bobina 2, se tendió desde el buque cablero mientras estaba fondeado en el talud de la plataforma somera. Con un reenvio de cabo desde el punto de unión con la bobina 1 se fue extendiendo el cable en flotación hasta alcanzar dicho punto. A continuación se procedió a su fondeo, quedando igualmente centrado en la franja liberada de nacras. Una vez fondeado, el buque liberó amarras y tendió el resto de cable directamente al mar a través de sus rodillos de salida, quedando el cable sobre un lecho marino de fondos blandos y arcillas compactadas.

La bobina 3, se tendió en su totalidad desde el buque cablero y sobre el mismo tipo de lecho mencionado anteriormente.

La bobina 4, se tendió en la zona norte, en parte sobre la zona somera. El buque se fondeó con gran precisión entre el talud y las bateas. Desde tierra y con ayuda de un maquinillo se tendió el cable en flotación hacia tierra sin interferir en ningún momento con la densa pradera de *Cymodocea nodosa* que cubre los fondos someros de aquella zona. Posteriormente se fondeó el cable sobre dicha pradera y el barco zarpó entre el pasillo que dejan las bateas, unos 25 m, tendiendo el cable sobre el lecho marino hasta alcanzar el punto de unión con la anterior bobina.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

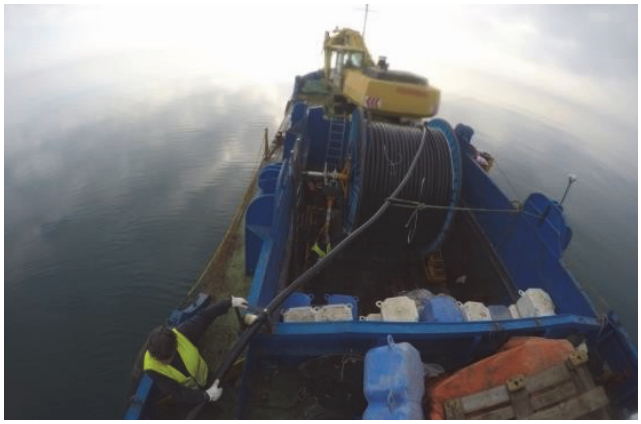


Figura 23. Buque cablero durante el tendido.

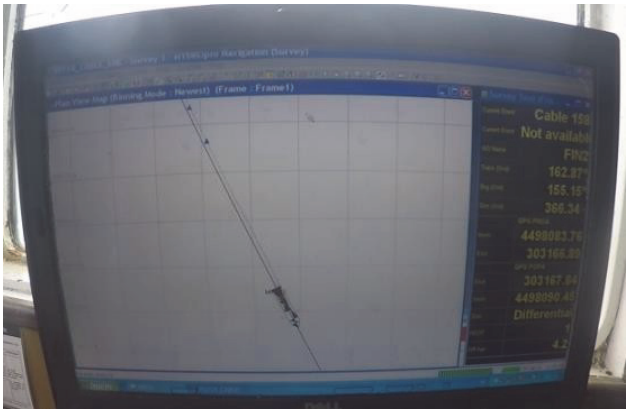


Figura 24. Software hidrográfico durante el tendido.



Figura 25. Buque cablero durante el tendido.



Figura 26. Buque cablero fondeado junto a las bateas y cable tendido sobre flotadores.

4.2.2 Técnicas de enterramiento del cable: post-trenching

En función del tipo de sustrato se emplearon técnicas de enterramiento que minimizaran la dispersión de sedimentos y posibles contaminantes así como la anchura de la franja afectada por el proceso.

En la zona profunda, con un tipo de sustrato fangoso y con arcilla compacta se utilizó una lanza compensada de agua a alta presión, que trabajaba a 200 bares con un caudal de 120 l/minuto. Esta lanza permitía licuar y en parte vaciar el material de la zanja, donde el cable se hundía y enterraba.

En zonas arenosas, arenoso-fangosas y con pradera de *Cymodocea nodosa* se empleó una bomba hidráulica de succión con descarga dirigida. En este caso, la conducción de aspiración vaciaba la zanja creada bajo el cable. El tubo de descarga se dirigía unos metros más atrás e iba enterrando el cable ya alojado en su zanja. De este modo se pudo trabajar en zonas con pradera densa de *C.nodosa*.

En la zona del norte con pradera de *Cymodocea nodosa* muy densa formando una tupida mata, se emplearon herramientas manuales para delimitar la zanja, evitándose la entrada de retroexcavadora y reduciéndose la zona de afección a una franja de 1 m. El empleo de maquinaria pesada (retroexcavadora) se limitó a zonas sin presencia de praderas de *Cymodocea nodosa*.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Figura 27. Cable submarino fondeado exactamente junto al cabo guía del eje central de la zona evacuada de nacras.



Figura 28. Buceador profesional excavando la zanja con bomba hidráulica de succión para enterramiento del cable mediante la técnica del posttrenching en la zona somera.

5 Conclusiones

La reubicación de ejemplares de *Pinna nobilis* siguiendo la metodología propuesta ha resultado exitosa, con una supervivencia del 92 %, por lo que se presenta como una medida aplicable a la hora de evitar la afección de obras sobre esta especie. La metodología empleada y una manipulación cuidadosa del biso y estructuras de fijación son claves para asegurar altas tasas de supervivencia.

Se considera conveniente realizar una búsqueda de ejemplares muertos juveniles que permitan ampliar el rango de anchuras a introducir en el modelo predictivo con el objetivo de mejorar su precisión, aunque la calidad de la estima que ofrecen se considera aceptable dadas las limitaciones.

Las medidas de conservación establecidas así como las estrategias técnicas y metodológicas desarrolladas durante la actuación, han logrado minimizar la afección sobre patrimonio natural en este enclave protegido e incluso reducirla en las zonas en las que estaba prevista y asumida. Durante los estrictos controles incluidos en el Plan de Vigilancia Ambiental, en ningún caso se observó afección del patrimonio natural debido a la obras de instalación y enterramiento del cable submarino.

6 Bibliografía y referencias

COMBELLES, S.; MORETEAU, J. C.; VICENTE, N., 1986. Contribution a la connaissance de l'ecologie de Pinna nobilis L.(Mollusque eulamelibranche). Sci. Rep. Port--Cros Nat. Park, 12:29-43.

DÍAZ, E. & MARBÀ, N., 2009. 1120 Posidonion oceanicae. Praderas de *Posidonia oceanica* (*). Bases ecológicas preliminares para la conservación de los tipos de hábitat de interés comunitario en España. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino. 129.

GARCÍA-MARCH, J.R. 2005. "Aportaciones al conocimiento de la biología de *Pinna nobilis* Linneo, 1758 (Mollusca: Bivalvia) en el litoral mediterráneo ibérico". Tesis Doctoral, Universitat de València, 332 pp.

GARCIA-MARCH, J.R. and Nardo, V., 2006. Protocol to study and monitor *Pinna nobilis* populations within marine protected areas. MEDPAN and MEPA.

GUALLART, J. y TEMPLADO, J. 2012. *Pinna nobilis.* En: VV.AA., *Bases ecológicas preliminares para la conservación de las especies de interés comunitario en España: Invertebrados*. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Madrid. 81 pp.

KATSANEVAKIS, Stelios. 2016.Transplantation as a conservation action to protect the Mediterranean fan mussel Pinna nobilis. Marine Ecology Progress Series, 546: 113-122.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Análisis de las tensiones térmicas en Cubipod®. Proyecto CEMAT

Pardo, Vicente[a]; Di Capua, Daniel[b]; Andrade, Carmen[b]; Saucedo, Luís[c] y Millán, José[d]

[a]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO) Dirección Técnica, Torre Espacio, Pº Castellana 259-D, 28046 Madrid. vicente.pardo@ohl.es; [b]CIMNE, Campus Nord UPC, C/ Gran Capità, S/N. 08034 Barcelona. dicapua@cimne.upc.edu; [c]Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETCC), C/ Serrano Galvache, 4, 28033 Madrid. andrade@ietcc.csic.es, luis.saucedomora@ietcc.csic.es; [d]GalaiControl, Módulo 2B – PE Suevos,15142 - Arteixo - A Coruña. jmillan@galaicontrol.com

Resumen

La fisuración de elementos de protección de grandes dimensiones durante sus primeras horas de vida es un aspecto de vital importancia a tener en cuenta en su fabricación. A través del Proyecto de Investigación CEMAT, llevado a cabo por la empresa SATO en colaboración con IETCC, CIMNE y Galaicontrol, se ha desarrollado por una parte una metodología experimental sencilla con la que caracterizar las propiedades del hormigón en estado fresco y su resistencia a la microfisuración; y por otra una herramienta informática, que considerando las características del hormigón empleado y las peculiaridades de cada una de las fases incluidas en la fabricación de los elementos, permite conocer de antemano si pueden aparecer problemas de fisuración en las piezas a fabricar. Para la validación del modelo numérico se realizó la monitorización en prototipo de dos Cubipod® de 25 y 45 t en el parque de prefabricados del Puerto Exterior de Punta Langosteira. Tanto la metodología experimental como la herramienta informática diseñadas se pueden utilizar para cualquier tipo de prefabricado de hormigón para diques en talud, sin embargo este proyecto está incluido dentro de los estudios llevados a cabo para desarrollar el elemento Cubipod®.

Palabras clave: *Cubipod, tensiones, térmicas, fisuración, modelo, numérico, propiedades, hormigón*

1. Introducción

El comportamiento del hormigón a edades tempranas una vez que ha comenzado el fraguado es crítico en elementos de grandes dimensiones, como son las piezas prefabricadas de manto para diques de abrigo. El proceso de hidratación del cemento es una reacción exotérmica. En piezas de gran tamaño dicho calor no puede disiparse dando lugar a un aumento considerable de la temperatura en el núcleo de las mismas. Dicho aumento de temperatura provoca una dilatación térmica en el centro de la pieza, que conjuntamente con fenómenos de retracción en la periferia de la misma pueden generar tensiones de tracción que pueden afectar a la integridad de la pieza, provocando fisuración.

Por tanto el comportamiento estructural a edades tempranas de piezas de hormigón de gran tamaño representa un complejo fenómeno termo-quimio-mecánico que requiere de una herramienta informática para su correcto análisis.

Los objetivos del proyecto CEMAT han sido, por un lado el desarrollo, calibración y validación experimental de una herramienta informática que permite realizar el análisis del comportamiento estructural de piezas prefabricadas de hormigón en masa a edades tempranas; y por otro el de desarrollar una metodología experimental sencilla y reproducible, capaz de caracterizar el hormigón en sus propiedades en estado fresco y su resistencia a la microfisuracion para ser usada en dicha herramienta informática. El estudio se ha centrado en la pieza Cubipod®, sin embargo las metodologías y el programa informático desarrollados se pueden aplicar a piezas de cualquier geometría.

Dicho proyecto ha sido desarrollado por SATO en colaboración con el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETCC) y la empresa Galaicontrol.

2. Motivación

El elemento Cubipod® cuenta con un amplio desarrollo técnico, el cual ha sido llevado a cabo desde 2005 en diversos centros de investigación nacionales e internacionales. Este hecho junto al desarrollo de los proyectos realizados con Cubipod® avalan sus principales características de alta estabilidad hidráulica y resistencia estructural, facilidad de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

fabricación y colocación, así como ventajas económicas y de plazo. Gracias a estas características el Cubipod® tiene una gran previsión de utilización en nuevos proyectos y en piezas cada vez de mayor tamaño.

La motivación para el desarrollo del Proyecto CEMAT no es otra que ofrecer una garantía adicional a los proyectos en los que se emplee la pieza Cubipod®, de forma que sabiendo las características del hormigón a emplear en su fabricación se conozca de antemano si pueden aparecer problemas de fisuración en las piezas de gran tamaño.

3. Metodología experimental

Como se ha comentado anteriormente, uno de los objetivos de esta investigación ha sido desarrollar una metodología experimental que permita caracterizar los hormigones empleados en la fabricación del Cubipod® a edades tempranas. Para ello se han llevado a cabo una serie de ensayos de caracterización en laboratorio y en prototipo.

3.1 Ensayos de caracterización del hormigón

Para caracterizar el comportamiento físico del cemento y hormigón utilizados en la fabricación de los elementos Cubipod®, el IETCC realizó las siguientes actividades y ensayos:

- *Propiedades mecánicas, ultrasonidos y resistividad*: realización de probetas de hormigón cilíndricas de 15x30cm a partir de las amasadas con las que se fabricaron los Cubipod® monitorizados (descritos en el siguiente apartado). Estas probetas fueron ensayadas a distintas edades por la empresa Galaicontrol para ver la evolución de las propiedades mecánicas. Además, mediante el registro de la velocidad de ultrasonidos (VUS) y de la resistividad eléctrica se siguió el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón.
- *Calor de hidratación*: para cuantificar el calor desprendido por un cemento durante su hidratación se realizó el ensayo semi-adiabático según la norma EN 196-9, mediante el cual se determinó la cantidad de calor emitido en función de la evolución de la temperatura. También se llevaron a cabo ensayos de calor de hidratación de la dosificación del hormigón de referencia utilizado para la fabricación real de los Cubipod®, obteniéndose idéntico resultado en ambos casos.
- *Retracción*: mediante probetas prismáticas de mortero en las que se embebieron unos indicadores metálicos en ambos extremos (UNE 80112), aisladas mediante plástico y sometidas a varias temperaturas.
- *Fluencia*: mediante dos probetas prismáticas de pasta de cemento, ambas se envuelven en plástico para prevenir la pérdida de agua. Una de ellas se carga para inducir una deformación por fluencia que se suma a la de retracción del material a edad temprana. Con el fin de obtener solo la deformación de fluencia, la otra probeta se deja sin cargar y se mide su deformación de retracción para posteriormente restarla a la deformación de la probeta cargada.
- *Porosimetría de mercurio*: la medida de la porosidad se determinó a través de la porosidad por intrusión de mercurio. Para ello, se utilizó el porosímetro PORESIZER de la casa Micromeriticis, siguiendo la recomendación de la norma ASTM D4404. Este ensayo permite determinar todo el rango de poros existentes en la muestra con diámetros entre 400 y 0,01 μm. Dicha medida de la porosidad fue obtenida a partir de la muestra de 1cm^3 extraída del interior de una rodaja de hormigón obtenida del tercio medio de la muestra tallada de la probeta.

3.2 Ensayos en prototipo

Con el fin de poder contrastar los resultados del modelo numérico con el comportamiento real del hormigón se realizaron pruebas en prototipo con dos Cubipod® de 25 y 45 t en las instalaciones de Puntal Langosteira, aprovechando la disponibilidad de los encofrados empleados para la construcción del contradique de dicho puerto.

En el Cubipod® de 25 t se colocaron termopares en diferentes zonas, y se tomaron datos cada 10 minutos durante dos semanas. En paralelo se realizaron ensayos de resistencia a compresión, resistividad y velocidad de ultrasonidos.

El Cubipod® de 45 t se instrumentó con sensores de cuerda vibrante y termopares en su plano medio con el fin de conocer el comportamiento del material en los puntos más singulares del Cubipod® asumiendo que es simétrico e

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

interpolando los puntos para extraer el comportamiento del Cubipod® en toda la sección. Los puntos monitorizados se muestran en la Figura 1. Se colocaron sensores orientados vertical y horizontalmente (ver Figura 2). El punto 1 se encuentra en el centro del Cubipod®, y los puntos 2, 3 y 4 están espaciados 55 cm hasta 15 cm del borde del tetón. El punto 5 está en el mismo plano en una esquina a 5 cm de cada una de las paredes.

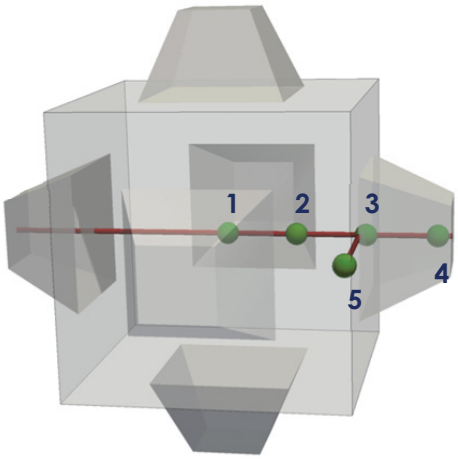


Fig. 1. Puntos monitorizados en el Cubipod® de 45t



Fig. 2. Sensores dispuestos en el interior del Cubipod® de 45t

Los sensores se instalaron sobre una barra de acero soldada al encofrado, la cual quedó embebida en el hormigón y no se considera que tenga influencia sobre el comportamiento deformacional y de temperatura del elemento.

Para el hormigonado completo del elemento fueron necesarias 5 amasadas, de las cuales se extrajo material para realizar ensayos independientes de caracterización de cada mezcla de hormigón, como se han mencionado en apartados anteriores. El desencofrado se realizó 7 horas después de finalizar el hormigonado, momento a partir del cual comienza el tiempo de maduración. La Figura 2 muestra el Cubipod® de 45 t monitorizado tras el desencofrado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 3. Cubipod® de 45 t monitorizado

Las lecturas de los datos se obtuvieron cada 15 minutos y se enviaron al IETCC telemáticamente cada semana, durante los 28 días que duró la monitorización. Esta finalizó cuando tanto las temperaturas como las deformaciones se estabilizaron.

De los datos obtenidos de deformación, se calcularon de manera inversa los desplazamientos relativos al centro del Cubipod® mediante la teoría elástica lineal usada en mecánica para el cálculo de las deformaciones en un elemento 2D. De las lecturas de la monitorización se obtuvieron las deformaciones "x" e "y" en el plano, a partir de las cuales se calcularon los desplazamientos y con ellos el cortante en cada punto monitorizado.

A continuación se muestran las temperaturas medidas en los sensores embebidos para los Cubipod® de 25 y 45 t. Éstas son medidas en el centro de cada Cubipod® y en la base de un tetón. También se muestra la temperatura ambiente para tener una referencia de los ciclos día-noche y la influencia que pueda tener en las otras medidas.

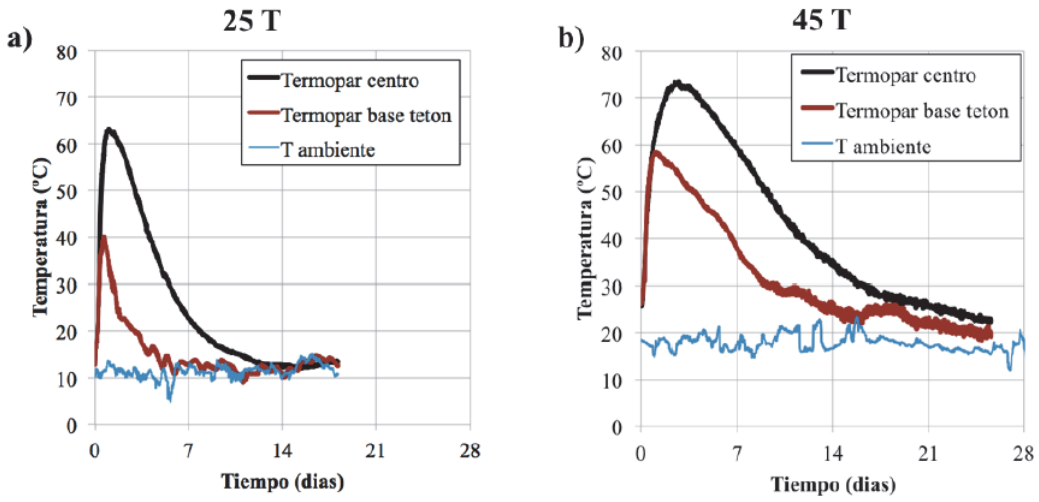


Fig. 4. Medida de las temperaturas internas y externas para los Cubipod® de 25(izq.) y 45 t (dcha.)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los Cubipod® se hormigonaron en diferentes meses, lo cual explica la diferencia en la temperatura ambiente. Así, el Cubipod® de 25 t se fabricó en invierno con temperatura ambiental de alrededor de 10ºC, mientras que el de 45 t se fabricó cuando la temperatura media oscilaba alrededor de los 18ºC.

En la Figura 5 se muestran los resultados de los sensores embebidos en el Cubipod® de 45 t. En dicha figura se muestra un aumento paulatino de las temperaturas mucho menos pronunciado en los sensores embebidos en el exterior del Cubipod®, lo que lleva en paralelo a que la retracción mostrada en la Figura 5b muestre una retracción inicial mucho menor en los sensores exteriores mientras que los interiores muestran una acusada retracción del orden de 300 µ-deformaciones. Las variaciones sinusoidales que se observan en los sensores más externos cuando baja su temperatura se debe a los ciclos día-noche de la temperatura ambiente. La Figura 5c muestra la temperatura frente a las microdeformaciones. La temperatura en todo el Cubipod® se iguala a la media ambiental a partir de la primera semana aproximadamente. En las curvas se observa un cambio de tendencia acusado alrededor de las 72 horas, cuando la temperatura (Figura 5a) en el interior del Cubipod® comienza a decrecer. Esto provoca un cambio en el patrón deformacional de la Figura 5b.

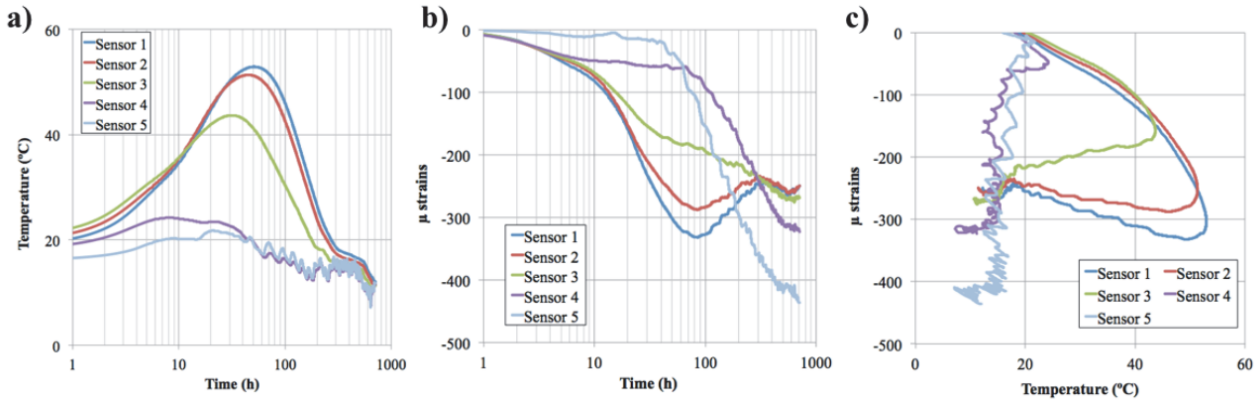


Fig. 5. Evolución de la deformación y temperatura durante el tiempo de curado en el Cubipod® 45 t

Al tener las cuerdas y el hormigón diferentes coeficientes de dilatación térmica se produce una expansión diferencial entre la galga y hormigón, por lo que se corrigen los datos. El coeficiente de dilatación térmica de la galga es de 11 µdef/Cº y el del hormigónes variable. En la Figura 6 se han corregido los datos considerando un coeficiente de dilatación térmico del hormigón de 6.5 µdef/Cº en a) y de 10 µdef/Cº en b). El primer valor es usual para hormigón fresco, que es el caso más cercano al ensayo realizado, y el segundo valor es el propio del hormigón fraguado.

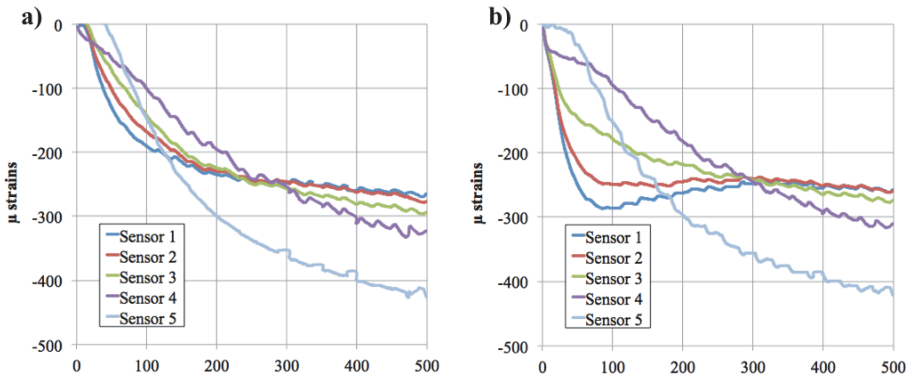


Fig. 6. Evolución de la deformación y temperatura corregido durante el tiempo de curado en el Cubipod® 45 t

En la siguiente figura se ha resumido con la geometría de los Cubipod® la evolución en el tiempo de los resultados experimentales obtenidos (evolución de la deformación, la temperatura, el desplazamiento y la deformación de cortante). Para el cálculo del desplazamiento y la deformación de cortante había una carencia de puntos de medida en los tetones, por lo que sólo se ha podido calcular en el cuerpo del Cubipod®. Aun así, los resultados muestran como los

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

tetones están siempre fuera de las zonas más solicitadas y por lo tanto la carencia de sensores es de importancia menor. Los valores de cada parámetro medido se muestran en los diferentes cuadrantes por conveniencia de representación, pero los resultados de cada uno de ellos son simétricos en todos los planos medios.

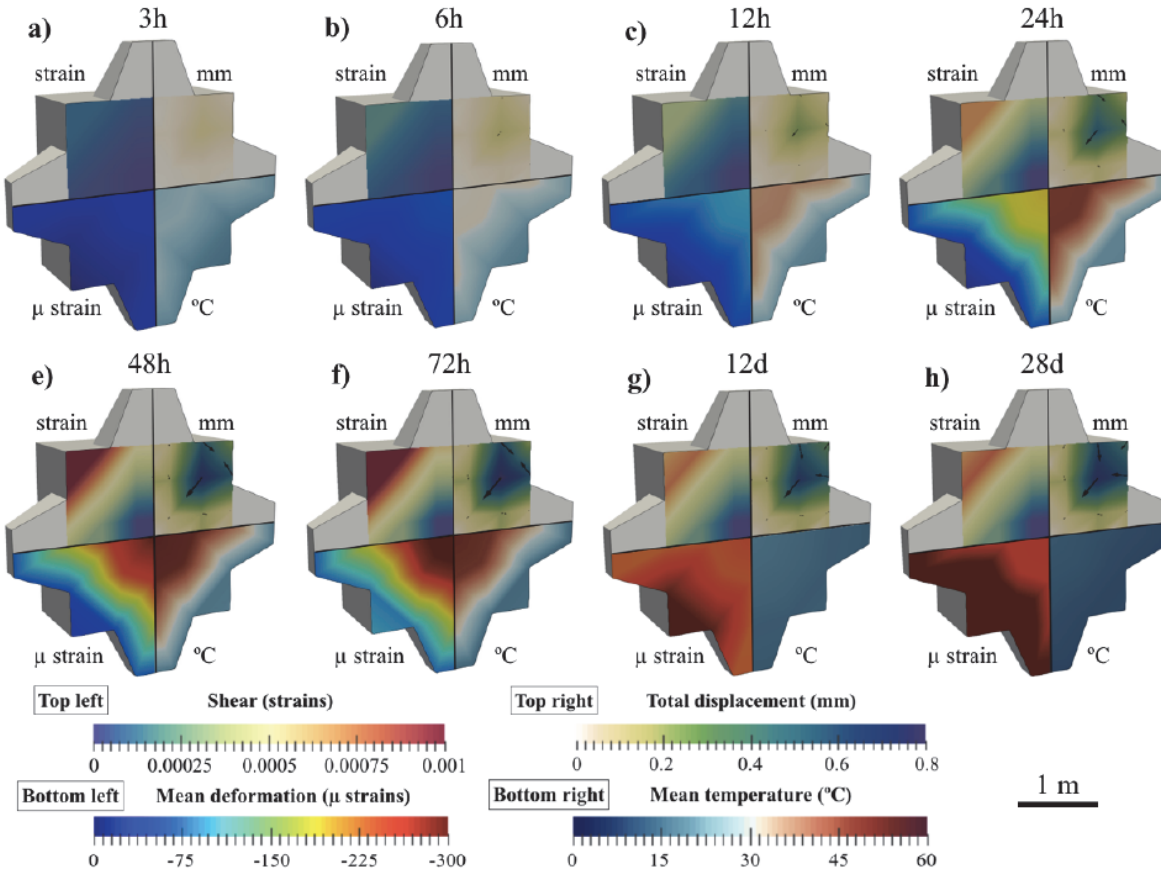


Fig. 7. Evolución de la deformación, temperatura, desplazamiento y deformación de cortante medidos y calculados a partir de los datos experimentales

A partir de las 72h se ve gráficamente la diferencia en comportamiento en el Cubipod® al finalizar la hidratación, que afecta tanto a las deformaciones y su patrón como a la temperatura. De los resultados obtenidos se observa la naturaleza esférica de las diferentes deformaciones y temperaturas. Tanto la temperatura como las deformaciones crecen rápidamente hasta llegar a un estado similar a las 48 h y 72 h. El estado interno del Cubipod® a las 72 h presenta el punto de máxima temperatura interna y la etapa final del proceso de hidratación.

4. Modelo informático

CIMNE ha implementado el programa informático TCM Concrete (Thermo-Chemo-Mechanical Concrete analysis) que permite realizar un análisis termo-quimio-mecánico de piezas de hormigón en masa a tempranas edades. Dicho programa está basado en el modelo matemático presentado en Cervera et al. 1999a y 1999b. El programa TCM Concrete utiliza el programa GiD (desarrollado también por CIMNE) como interfaz grafica de usuario, y es capaz de, dadas una geometría y parámetros de entrada que describen el material, predecir el comportamiento tanto térmico como deformacional de una pieza de hormigón en masa basándose en una técnica de elementos finitos.

El software desarrollado permite realizar tres tipos de análisis: Termo-químico, Mecánico y Termo-quimio-mecánico. Además, permite realizar un análisis por etapas para tener en cuenta las distintas situaciones del proceso constructivo de los elementos de protección.

En cuanto a las condiciones de contorno para el problema térmico se han considerado la convección, irradiación y radiación solar; mientras que las condiciones de contorno del problema mecánico son los desplazamientos impuestos,

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

presión exterior y apoyos elásticos no lineales. En la programación de dicha herramienta se han considerado los fenómenos de hidratación del hormigón y la evolución de las propiedades mecánicas (envejecimiento), además de la retracción autógena, la fluencia a edades tempranas y la dilatación térmica.

El programa permite visualizar resultados de forma de gráfica en cada punto del Cubipod® por medio de curvas de de evolución en el tiempo y en mapas de colores las siguientes variables: temperatura, grado de hidratación, grado de envejecimiento, deformaciones totales, deformación térmica, deformación de retracción, tensiones y daño mecánico.

En las siguientes figuras se muestran la intefaz gráfica del programa TCM Concrete así como algunos resultados típicos que proporciona.

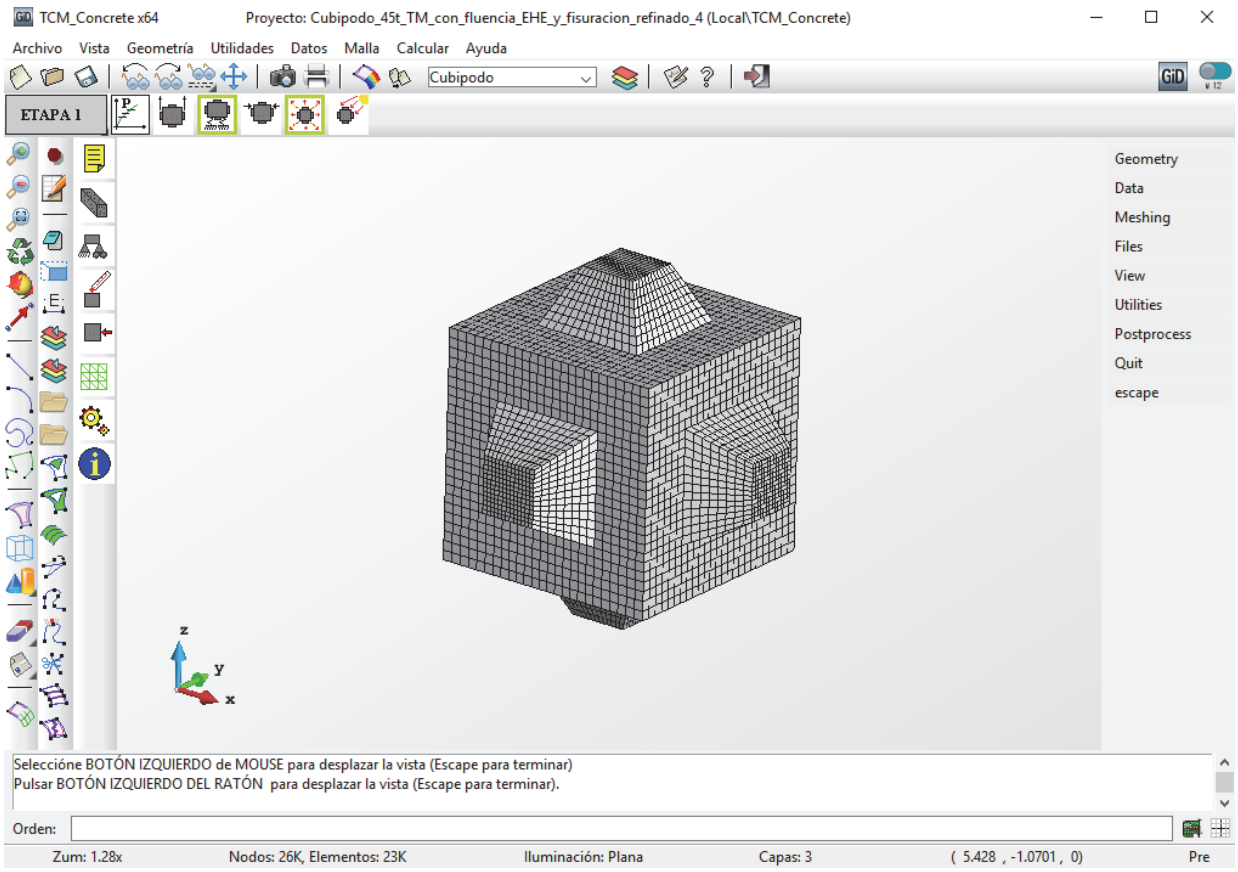


Fig. 8. Interfaz gráfica de la herramienta informática TCM Concrete

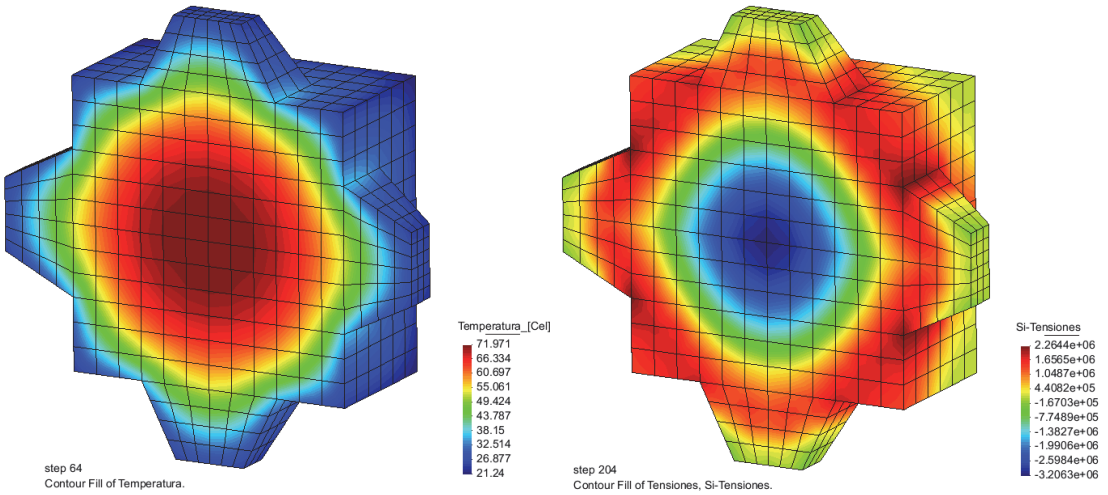


Fig. 9. Mapa de colores de la temperatura y tensión principal en un Cubipod®

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La validación del modelo informático se ha llevado a cabo por comparación de resultados en los mismos puntos donde se colocaron sensores en los Cubipod® reales monitorizados. Dicha comparación se muestra en la siguiente figura.

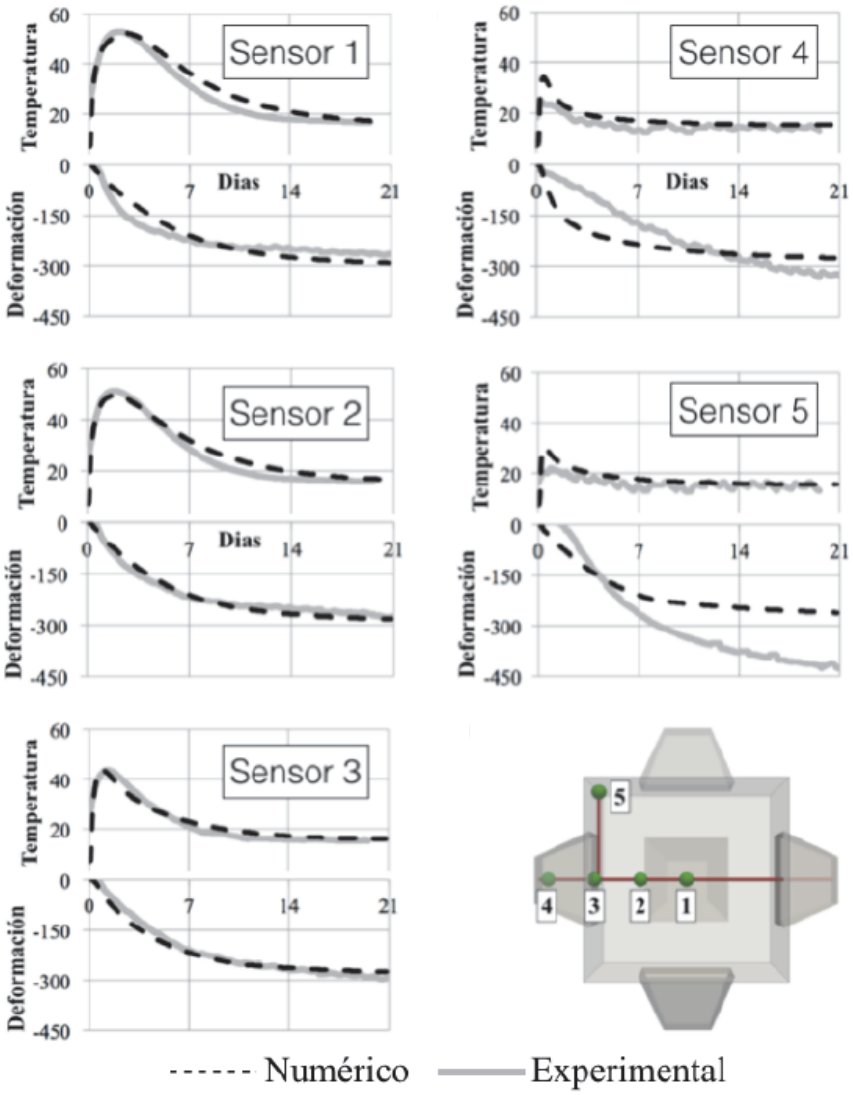


Fig. 10. Comparación de los resultados del modelo numérico y los datos experimentales

La Figura 10 muestra la evolución de la temperatura y la deformación con el tiempo en las 5 posiciones monitorizadas, en los sensores internos tanto la temperatura como la deformación medida se ajusta a los resultados del modelo, habiendo mayores discrepancias en los sensores 4 y 5 colocados más externamente, aunque su ajuste es suficiente para reproducir el comportamiento medido.

5. Conclusiones

La realización del Proyecto CEMAT, en el que se han desarrollado una metodología experimental para caracterizar el hormigón a edades tempranas junto al modelo numérico de elementos finitos TCM Concrete, permite a SATO asegurar la idoneidad del hormigón a utilizar en cada proyecto en base a sus condiciones reológicas y térmicas. Mediante los ensayos correspondientes se caracteriza el hormigón anticipadamente, estudiando la evolución de las distintas variables y eligiendo la dosificación idónea desde el punto de vista térmico-mecánico para evitar problemas de fisuración.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Pese a que este trabajo ha sido realizado pensando en proporcinar un mejor servicio en el uso del elemento Cubipod® en los mantos de diques en talud, tanto la metodología experimental como el programa informático desarrollados pueden ser empleados para estudiar cualquier tipo de pieza prefabricada de hormigón.

Referencias

CERVERA, M., OLIVIER, J. y PRATO, T. (1999ª). "A thermo-chemo-mechanical model for concrete. I: hydration and aging" en *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 125(9), 1018–1027.

CERVERA, M., OLIVIER, J. y PRATO, T. (1999b). "A thermo-chemo-mechanical model for concrete. II: damage and creep" en *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 125(9), 1028–1039.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Análisis de estabilidad ante tsunami de diques rompeolas de materiales sueltos basado en ensayos de laboratorio

Aniel-Quiroga, Íñigo[a]; Vidal, César[a]; González Mauricio y López Lara, Javier[a]
[a] Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria - Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, 39011, Santander, España, anieli@unican.es, vidalc@unican.es, gonzalere@unican.es, jav.lopez@unican.es

Resumen

Los grandes tsunamis son fenómenos poco frecuentes pero que, debido a las devastadoras consecuencias de las inundaciones que provocan, han causado más de 420.000 víctimas desde 1850. Las estructuras marítimas juegan un papel fundamental en la mitigación del riesgo y los efectos de este tipo de eventos extremos ya que proporcionan protección a las zonas potencialmente afectadas.

En este trabajo se han llevado a cabo ensayos de laboratorio de diques rompeolas de materiales sueltos bajo oleaje tipo tsunami, con la intención de dar un paso más en la mejora del conocimiento relativo a la interacción existente entre los tsunamis y los puertos. Así, en estos experimentos de laboratorio se han ensayado 2 tipologías de diques en talud: (I) con espaldón, y (II), sin espaldón. La acción del tsunami ha sido modelada físicamente dividiéndola en dos componentes. El primer impacto de la onda ha sido modelado mediante ondas solitarias de varias alturas. Y en segundo lugar, el rebase posterior que un tsunami provocaría sobre el puerto ha sido modelado sometiendo a los diques a una corriente de agua en dirección a tierra, aplicando varios espesores de la lámina de rebase.

En los ensayos se midieron tanto el nivel de superficie libre en diferentes puntos de la geometría como presiones, en el núcleo y en el espaldón, velocidades de rebase, etc. Los cambios en la geometría provocados por cada ensayo de onda solitaria o de corriente fueron medidos con un perfilador láser.

Los ensayos han permitido calcular el parámetro de daño asociado a cada ensayo e identificar de esta manera qué tipo de solicitación provoca mayor daño así como en qué zona se produce el mismo.

Palabras clave: *Ensayos, diques en talud, tsunami, maremoto, estabilidad, onda solitaria, mitigación, interacción tsunami-estructura.*

1. Introducción

Los maremotos o tsunamis son fenómenos poco frecuentes, pero muy destructivos que pueden provocar graves consecuencias en aquellas costas a las que afectan. Un ejemplo de estas consecuencias son los eventos ocurridos en 2004 en Indonesia y 2011 en Japón, los cuales provocaron un fortalecimiento de las estrategias a seguir para mitigar los efectos de este desastre natural. En este sentido, las estructuras marítimas suponen la primera defensa contra la que se enfrenta el tsunami en su proceso de inundación costera, y por tanto, es importante que estas estructuras mantengan cierta operatividad y funcionalidad. La acción de estructuras verticales ante tsunami ha sido ampliamente estudiada, principalmente por autores japoneses, sin embargo la efectividad de las estructuras en talud aún no ha sido suficientemente analizada. Por ello, en este trabajo se ha abordado la interacción entre tsunamis y diques en talud de materiales sueltos. Se ha estudiado estructuras de tipología y geometría típicas del Mediterráneo. En esta región, se han registrado diversos tsunamis a lo largo de la historia y sin embargo, en el diseño de obras marítimas, no han sido tenidas en cuenta las posibles solicitaciones extraordinarias provocadas por este tipo de oleaje. Con el objetivo de avanzar en el conocimiento del comportamiento de este tipo de estructuras ante tsunami se han realizado experimentos en el canal de tsunamis (Coastal and Current TSUnami flume, COCOTSU) del IH Cantabria, en Santander. Estos experimentos han permitido conocer mejor la hidrodinámica y estabilidad existente en la interacción tsunami-estructura. Del mismo modo, los

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

resultados obtenidos son aplicables en el diseño de estructuras más resistentes ante tsunami, de manera que los efectos negativos de estos eventos extremos se vean en parte mitigados.

2. Características de los diques prototipo

Los diques ensayados fueron versiones escaladas de tipologías típicamente Mediterráneas de diques rompeolas de materiales sueltos, normalmente utilizados para proteger pequeños puertos pesqueros y marinas. Se seleccionaron 2 tipologías de diques en talud: con espaldón (Tipo I) y sin espaldón (Tipo II). La profundidad a pie de dique fue de 8 m, con una marea de diseño (astronómica más meteorológica) de 0.5 m. Los valores de diseño de los diques son: Profundidad a pie de dique h = 8.5 m, altura de ola significante Hs=6 m, período de pico Tp=10 s. La pendiente del manto exterior en ambos modelos es de 1/3. Las pendientes de los mantos interiores fueron 1/1.5 y las piezas que forman parte de los mantos son escollera.

En el dique tipo I, la altura de la berma superior fue de 5 m sobre el cero del puerto y su anchura de 4 m. El espaldón asciende hasta 7 metros e incluye un camino de acceso de 15 metros de anchura, situado un metro por encima del datum del puerto. En el modelo tipo II, la coronación se encuentra a 5 metros sobre el cero del puerto y su anchura fue de 4 m.

El objetivo de estas estructuras es la protección del puerto o de la costa. En una primera aproximación, la única acción a la que están sometidas las piezas que forman la estructura es la propia velocidad del flujo asociado al paso del tsunami. Esteban in 2012 argumentó que, aunque la mayor afección sobre el dique proviene del primer impacto de la onda, una de los modos de fallo puede ser el efecto del rebase sobre la propia estructura, y la generación de corrientes intensas. En este sentido, el propio Esteban en 2014 presentó una modificación de la fórmula de Hudson, para incluir la acción de los tsunamis, basada en las observaciones de los modos de fallo en el tsunami de Japón de 2011 y en ensayos con ondas solitarias sobre diques rompeolas. En este trabajo se priorizó la incorporación de corrientes que provocaran diferentes espesores de la lámina de rebase para el adecuado estudio de la interacción entre el tsunami y la estructuras.

La utilización exclusiva de ondas solitarias para la simulación de tsunamis fue discutida por Madsen en 2006, incidiendo en él la idea de que las ondas solitarias por sí solas no representan de forma adecuada la escala de un tsunami, ya que no incluyen la “cola”, es decir el posterior rebase mantenido en el tiempo asociado a este tipo de solicitaciones.

Por esta razón, la interacción del tsunami con la estructura se dividió en 2 partes. EL impactó de los primeros solitones fue simulado con ondas solitarias de gran tamaño que provocaran un gran run-up y un gran rebase sobre el dique (ver figura 1, izquierda). A continuación, el rebase, el flujo del tsunami sobre la estructuras (Figura 1 derecha), provocado por el rápido incremento del nivel, fue simulado mediante la variación del flujo de descarga en los ensayos del laboratorio.



Figura 1. Izq: Solitones rompiendo cerca de un dique. Drch: Corriente de rebase de un tsunami sobre un dique.

3. Características del canal de tsunamis, equipamiento e instrumentación

Los experimentos fueron llevados cabo en las instalaciones del Instituto de Hidraulica Ambiental de la Universidad de Cantabria en Santander. Las dimensiones del canal de tsunamis que allí se encuentra son: 56 m de longitud, profundidad máxima de 2.5 m, anchura de 2 m (véase Figura 2).



Figura 2. Canal de onda-tsunami en el IHCantabria en Santander.

El canal tiene una sección de 24 metros de paredes transparentes que permiten el seguimiento visual de los ensayos. Las estructuras se localizaron en esta sección del canal. El canal además posee una rampa de asomeramiento con una pendiente de 4.71H/0.35V que se encuentra situado justo antes de dicha sección (ver Figura 3).



Figura 3. Esquema del canal de oleaje, incluyendo la sección de ensayos

La instrumentación instalada incluyó sensores de presión, superficie libre, velocidad y medida y control del daño.

Se instalaron 9 sensores de superficie libre a lo largo del canal, que permitieron medir las ondas incidentes, reflejadas y la transmisión. En la figura 4 se observa la localización de dichos sensores. Del mismo modo se instalaron sensores de presión en el núcleo de las estructuras así como en el espaldón del dique tipo I. La velocidad del agua se midió con ADVs localizados en diferentes partes del canal y la estructura, de manera que las características del flujo creado tanto en los ensayos de onda solitaria como en los de corriente quedaran perfectamente definidas (ver Figura 5). A su vez se utilizaron varios métodos para medir el daño provocado en cada ensayo. Así, cada zona de la estructura se pintó de color diferente, de manera que cada extracción de piezas fuese fácilmente observable, se midió el cambio de geometría con láser escáner, y se fotografió el estado de cada lado de la estructura antes y después de los ensayos.

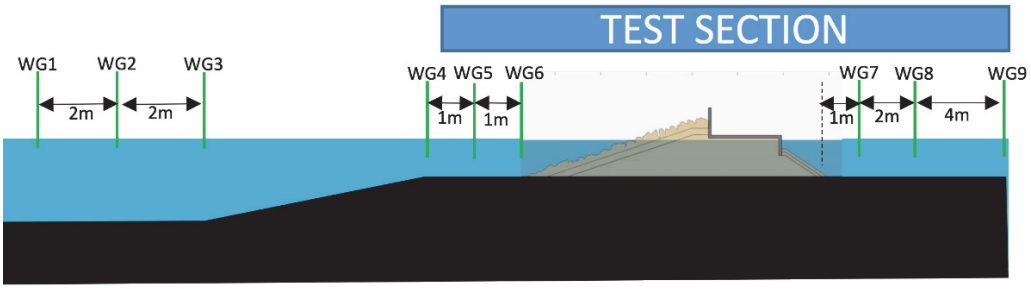


Figura 4. Esquema de la localización de los sensores de superficie libre a lo largo del canal

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

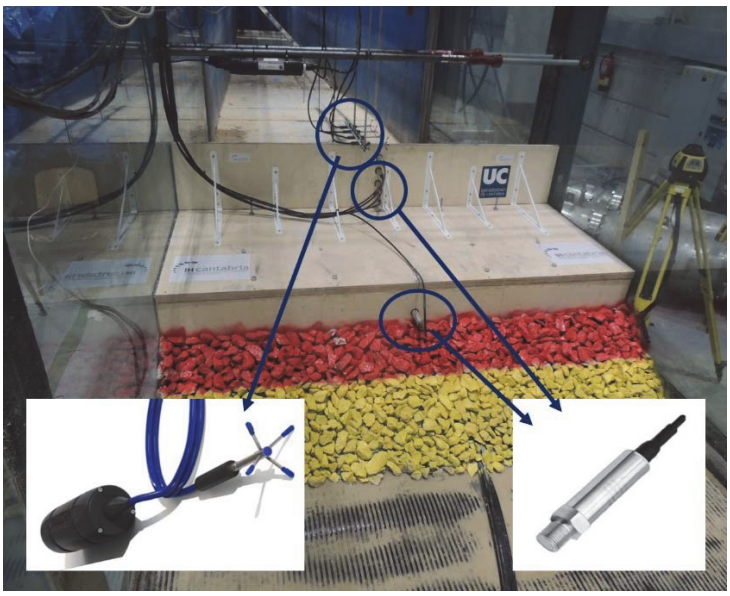


Figure 5. Algunos de los sensores de presión y "arrays" de ADVs vistos desde el lado de tierra de la tipología I

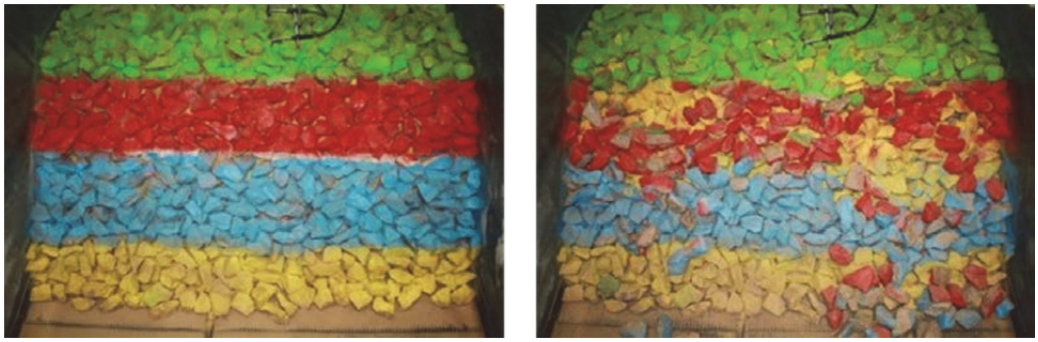


Figure 4. Estructura tipo II. Capas pintadas de diferente color para ayudar en la visualización de las piezas de los mantos extraídas durante de los ensayos

4. Descripción de los modelos del laboratorio

Teniendo en cuenta las capacidades del canal se realizaron ensayos de laboratorio sobre dos tipologías de diques rompeolas de materiales sueltos-: (I) con espaldón y (II) sin espaldón. Se ha diseñado, construido y ensayado un prototipo de cada tipología a una escala 1/20. En estos ensayos el fluido prototipo es agua salada con una densidad de ρ_p =1025 Kg/m^{3,} mientras que el fluido del modelo es agua saldad con una densidad de ρ_p =1000 Kg/m^3. Las características del flujo fueron escaladas siguiendo leyes de escala de Froude (ver Tabla 1).

	Scale factor	Value
Length	N_L	20
Time and velocity	$(N_L)^{0.5}$	4.47
Discharge	$(N_L)^{2.5}$	1788.85
Pressure	N_L*Nρ=1.025*20	20.5

Table 1. Factores de escala

El dique tipo I es un dique rompeolas de materiales sueltos con espaldón (ver sección transversal en figura 7) y el dique tipo II es una geometría similar pero sin espaldón (ver sección transversal en Figura 8).

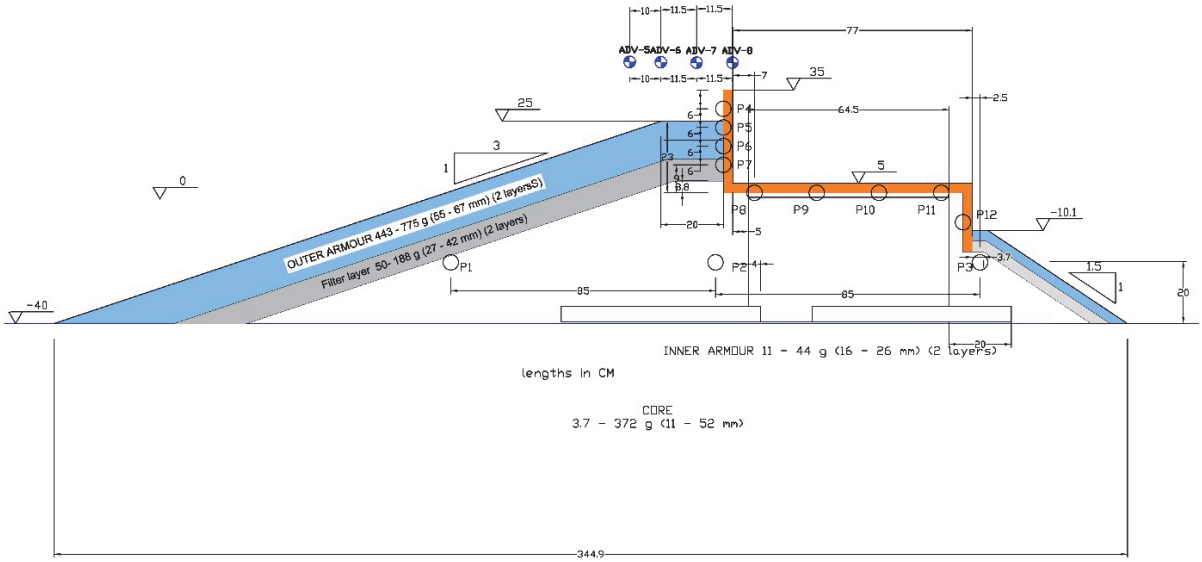


Figura 5. Sección transversal del dique en talud tipo I (con espaldón)

La pendiente exterior de ambos modelos está compuesta por un manto de 2 capas de escollera, con pesos entre 443 y 775 g. Por debajo, se sitúa un filtro compuesto por dos capas escollera de entre 50 y 188 g. La pendiente trasera de la tipología I está protegida por un manto de dos capas de escollera de entre 11 y 44 g. La coronación y la pendiente trasera de la tipología II está protegida por las mismas capas que la pendiente exterior del manto principal. El núcleo de ambos modelos contiene escollera con pesos que van desde 3 g hasta 372 g.

.

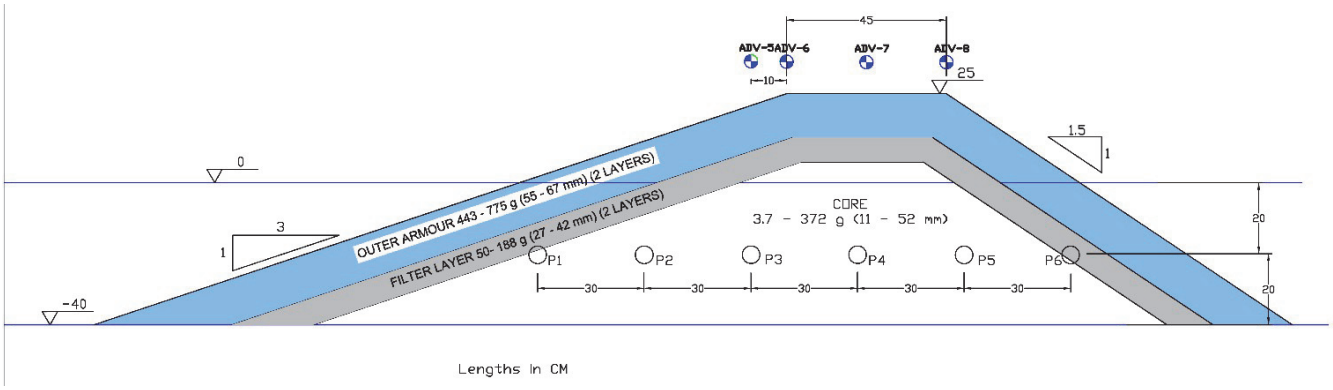


Figura 6. Sección transversal del dique en talud tipo II (sin espaldón)

La porosidad de cada medida en laboratorio se da en la tabla 2.

	Porosidad
Manto exterior	0.46
Manto Interior	0.45
Filtro	0.45
Núcleo	0.42

Tabla 2 Valores de la porosidad de cada capa de las estructuras ensayadas

5. Características de los experimentos

Cuando un tsunami entra en la plataforma continental, su cabecera se puede dividir en solitones. Al alcanzar la costa, estos solitones en forma de bore acompañan el gran acenso y descenso del nivel asociado a ondas de gran periodo. Cuando los solitones en forma de bore impactan en la estructura, producen un gran run-up seguido de un importante rebase,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

provocando daños en la pendiente exterior del manto principal y la coronación, así como en la pendiente interior debido a que estos diques no están diseñados para soportar descargas tan grandes. Si además el dique tiene un espaldón, las grandes presiones horizontales y verticales inducidas por el flujo pueden llegar a provocar el deslizamiento o vuelco del mismo. El rebase creado por el lento incremento del nivel tiende a dañar la pendiente interior, En este sentido, pero como el tsunami también se propaga por la bocana del puerto, los niveles a ambos lados del dique tienden a igualarse rápidamente.

Debido a las dimensiones de la onda de tsunami, la representación a escala adecuada de su longitud total en el laboratorio es difícilmente abordable. Por ello, como aproximación, en este trabajo, las solicitaciones que las ondas de tsunami generan en la estructura se han dividido en 2 componentes. Primero, el impacto inicial de la onda de tsunami contra la estructura se ha simulado mediante ondas solitarias de tamaño creciente. Y, por otro lado, el subsiguiente rebase de la onda sobre la estructura se ha simulado creando una corriente en el canal de ensayos a través de bombas de recirculación.

Así, se generaron en laboratorio ondas solitarias de altura creciente desde 0.10 m hasta 0.45 m. Cada experimento de onda solitaria se repitió 5 veces, sin reconstruir la geometría de los diques, para obtener también el daño acumulado por cada nueva ola de la misma altura. La profundidad inicial a pie de dique fue de 0.4 m y después de cada ola el canal fue drenado para permitir la medida adecuada del daño provocado durante el ensayo mediante fotografía y láser escáner. Después de cada set de 5 olas de la misma altura, la geometría original fue recompuesta a su condición original y, a continuación, se realizó el siguiente set de 5 olas incrementando 5 cm la altura de la onda solitaria. Los ensayos de onda solitaria terminaron bien si el filtro quedaba visible, bien cuando se realizó el último experimento con onda de 45 cm.

Los denominados ensayos “de corrientes” se llevaron a cabo después de los ensayos de onda solitaria para cada sección tipo, usando las bombas de recirculación y llenado con que cuanta la instalación. Estos ensayos consistieron en la recirculación del agua en el canal para crear una corriente que genera un rebase sobre la coronación de ambas tipologías de diques. La profundidad del agua a pie de dique fue de 0.5 m. Para asegurar que el nivel del agua en el trasdós se mantenía (y no disminuía debido a la propia recirculación de las bombas) se construyó una ataguía 2 m del pie del manto interior. En cada test se fue incrementando la potencia de las bombas hasta llegar a la coronación del dique. A continuación se incrementó de nuevo la potencia para imitar una curva de carga triangular similar a la que provocaría un tsunami, y que está caracterizada por un periodo To y espesor máximo de la lámina de rebase Hp. Los experimentos continuaron incrementando Hp hasta alcanzar la destrucción de la estructura. Se realizaron ensayos incrementando el vaor de To desde 1 hasta 5 minutos para cada valor de Hp alcanzado. Como en el caso de los ensayos de onda solitaria, después de cada test se drenó el canal para medir el daño y se procedió a reconstruir la estructura antes de comenzar con el siguiente ensayo.

6. Resultados

La instrumentación dispuesta en el canal durante los ensayos permitió registrar diversas variables como nivel del agua, presiones en la estructura, y velocidad de corriente. De esta manera, la hidrodinámica asociada a cada ensayo ha quedado caracterizada. Además, se ha medido el daño provocado sobre las diferentes capas de las estructuras, midiendo para ello la modificación en la geometría, antes y después de cada ensayo, mediante un perfilador laser. Con las medidas del daño registradas se ha calculado el área de erosión y el llamado parámetro de daño (S=Ae/Dn50), lo que ha permito evaluar la estabilidad del manto, relacionando dicho parámetro y el número de estabilidad. A modo de ejemplo, en la tabla 3 se encuentran los parámetros de daño calculados para la pendiente interior de la tipología II.

	Test	H (m) en el pie de la estructura	Número de olas, N 1	2	3 S	4	5
Altura de ola	SW1	0.22	0	0	0	0	0
	SW2	0.28	0.44	0.7	0.87	1.13	1.35
	SW3	0.33	0.52	0.78	1.04	1.74	2.92
	SW4	0.38	0.39	1.61	2.09	5.09	7.71
	SW5	0.43	7.05	12.45	20	-*	-*
	SW6	0.48	2.31	9.58	-*	-*	-*

*:La destrucción del dique se alcanzó antes del fin de los experimentos

Tabla 3 Resultados de los ensayos de onda solitaria para la tipología II. Talud interior.

Así, para la tipología I, no se apreció ningún daño hasta que las ondas solitarias alcanzaron una altura de 0.25 m (5 m en prototipo). En ese caso, se observó la extracción de varias piezas del manto principal. A medida que la altura de ola se incrementaba en los ensayos, se observó un incremento muy lento del daño sobre las estructuras. Los ensayos terminaron cuando para la ola de 45 cm (10 m en prototipo) el daño observado solo afectó a la capa exterior del manto principal. Del mismo modo, para los ensayos de corriente, no se observó ningún daño ni en el lado de mar ni el de tierra, ya que el rebase caía directamente sobre el camino de acceso amortiguando el impacto sobre las pieza interiores (Figura 9).



Figure 7. Rebase sobre el dique tipo I en un ensayo de corriente

En cuanto a los ensayos realizados con ondas solitarias sobre la tipología II (ver Figura 10), para una altura de ola de 20 cm (4 m en prototipo) se alcanzó un daño acumulado de en torno a 10 piezas desplazadas tras las 5 olas de esa altura. El daño fue bastante más notable que en el caso de la l tipo I. La capa del filtro quedo expuesta en la tercera ola de altura 40 cm. Tras esto, se inició un nuevo set de 45 cm de altura en el que la destrucción del dique se alcanzó en la segunda ola.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

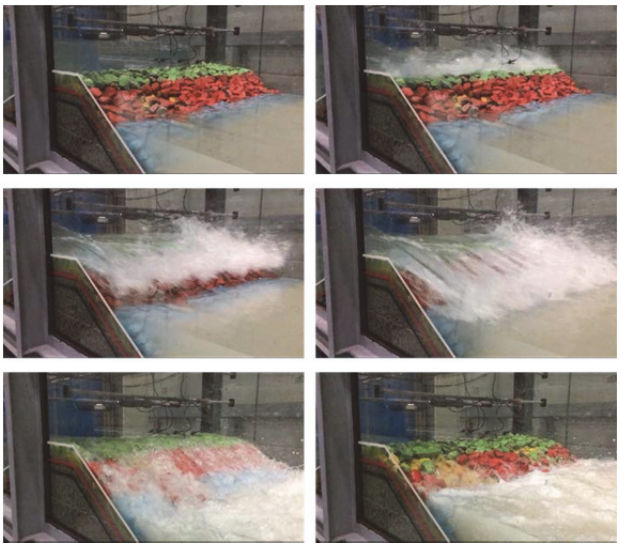


Figure 8. Vista lateral de un ensayo de onda solitaria sobre el dique tipo II (sin espaldón)

En los ensayos de corriente para este mismo tipo II aparecieron las primeras extracciones para un espesor de la lámina de rebase de en torno a 11 cm (2.2 m en prototipo). El rebase se fue aumentando gradualmente y la estructura finalmente colapso para un espesor Hp=12 cm (2.4 m en prototipo) tras 5 minutos de tiempo de rebase (ver figura 11). Para dotar de mayor representatividad a este resultado, se repitió la serie de ensayos y se alcanzó la destrucción en el mismo instante.

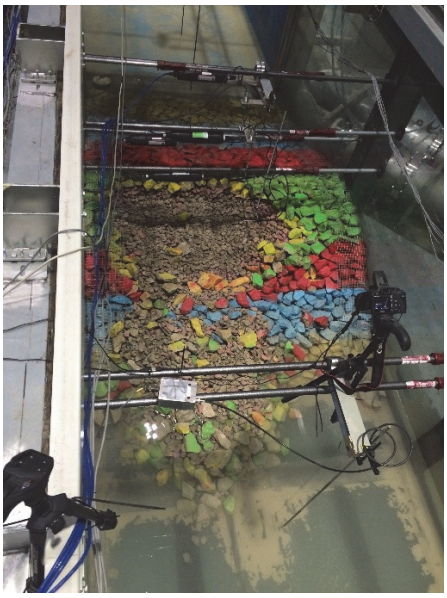


Figure 9. Vista del estado tras destrucción del dique tipo II en los ensayos de corriente

7. Conclusiones

En este estudio se han realizado ensayos de laboratorio para analizar las características de la interacción entre tsunami y estructura. Se han seleccionado dos diques rompeolas de características típicas del Mediterráneo, no con espaldón y otro sin espaldón. Las ondas de tsunami se dividieron en dos componentes. El impacto inicial se modeló como onda solitaria y el rebase del tsunami se modelo como una corriente de rebase.

Como resultado de los ensayos con ondas solitarias, se ha calculado el daño en cada estructura tras cada ensayo. El daño en el lado de mar de ambas estructuras es muy similar, y aumenta de forma lineal son la altura de ola. Sin embargo el comportamiento del manto interior difiere. En el tipo I, el overtopping cae directamente sobre el camino de acceso, amortiguando la caída del agua y minimizando el daño. Por el contrario, cuando la altura de ola es suficiente, en el dique

tipo II el flujo impacta directamente sobre la estructura, arrastrando piezas a su paso y provocando, para el más extremo de los ensayos la destrucción del dique.

En cuanto a los ensayos de corriente no se observó ningún daño para ninguna de las dos estructuras en el lado de mar, pero el comportamiento del trasdós varía en función de la tipología. Como era esperable la presencia del espaldón provoca un daño despreciable ya que el camino de acceso del propio espaldón nuevamente se lleva toda la energía del rebase, amortiguando la acción sobre las piezas del manto interior del dique tipo I. Por el contrario, en el dique tipo II la corriente de rebase cae directamente sobre el trasdós de la estructura y provoca para un rebase y un tiempo de acción adecuado la rotura y el colapso de la estructura.

En Japón, tras el evento de 2011, se realizaron varias campañas para determinar el modo de fallo de las estructuras afectadas por el tsunami llegando a la conclusión de que la tipología estructural es determinante para conocer cómo va a fallar la estructura. En este trabajo se han presentado los resultados obtenidos para las estructuras detalladas, con el objetivo de que futuros ensayos sobre nuevas tipologías permitan finalmente incorporar la acción de tsunamis al diseño de estructuras maritimas.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer la financiación de este trabajo al proyecto ASTARTE (Assessment, Strategy and Risk Reduction for Tsunamis in Europe, FP7/2007-2013 nº603839).

Referencias

VIDAL C. Losada, M.A., MEDINA, R., LOSADA, Í. Análisis de la estabilidad de diques rompeolas, Ingeniería del agua, Vol. 1 (1994) 17–34.

ESTEBAN, M., IZUMI, M., TOMOYA, S., ARANGUIZ, R., MIKAMI, T., THAO, D., OHIRA, K., OHTANI, A. Stability of rubble mound breakwaters against solitary waves, in: ICCE 1012, International conference on coastal engineering (ICCE) 2012, 2012: pp. 1–13.

ESTEBAN, M., JAYARATNE, R., MIKAMI, T., MORIKUBO, I., SHIBAYAMA, T., THAO, D., OHIRA, K., A. OHTANI, A. Mizuno, M. Kinoshita, S. Matsuba, Stability of Breakwater Armor Units against Tsunami Attacks, J. Waterw. Port, Coastal, Ocean Eng. 140 (2014) 188–198. doi:10.1061/(asce)ww.1943-5460.0000227.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Forma en Planta de Equilibrio en Playas Encajadas: Influencia de la Variabilidad Direccional del Oleaje

Elshinnawy, Ahmed I.[a]; Medina, Raúl[a] y González, Mauricio[a]
[a]*Instituto de Hidráulica Ambiental (IH Cantabria), Universidad de Cantabria, C/ Isabel Torres, nº 15, PCTCAN, 39011, Santander, España. elshinnawy_im@yahoo.com, raul.medina@unican.es, mauricio.gonzalez@unican.es.*

Resumen

Las formulaciones de playa en equilibrio son herramientas útiles para proporcionar soluciones a los problemas de erosión costera, definiendo la orientación final de una playa en una escala de años y por lo tanto se utilizan para evaluar la respuesta de la costa debido a las intervenciones humanas. En la literatura, se pueden encontrar varias ecuaciones para obtener la Forma en Planta de Equilibrio Estático (FPEE) en las playas encajadas como la ecuación parabólica (PBSE). La (FPEE) depende significativamente de la ubicación del punto de inicio (P_o), que es el límite en el cual se aplica la (PBSE). Las fórmulas existentes para determinar la localización de (P_o), se limitan a condiciones específicas, particularmente para estructuras cercanas a la costa. Es decir, no son válidas para playas en zonas con variabilidad direccionalidad ancha del clima marítimo ni en los casos en los cuales el punto de difracción se encuentra lejos de la costa. En consecuencia, este estudio investiga el efecto del clima marítimo direccional en la localización del punto (P_o), empleando 44 playas en España y América Latina. Los resultados del estudio han confirmado la dependencia de la localización de (P_o), y por lo tanto la (FPEE) en la variabilidad direccional del oleaje.

Palabras clave: *Playas encajadas, difracción, clima marítimo, forma en planta de equilibrio,punto de inicio, variabilidad direccional.*

1. Introducción

Muchas secciones de la costa cuentan con curvas de la línea de costa detrás de los promontorios naturales o diques. Las playas encajadas representan una de las características fisiográficas más comunes en los márgenes oceánicos en todo el mundo. Ocupan casi 50% de las costas del mundo (Inman y Nordstrom, 1971). También existen en los márgenes de los mares y lagos costeros cerrados (Hsu et al., 2010). Este sistema costero es considerado por los científicos costeros y los ingenieros como una forma estable. Debido a sus geometrías, estas playas también se conocen como playas controladas estructuralmente (Short y Masselink, 1999), playas encajadas (Yasso, 1965) y playas espirales (Krumbein, 1944). La estabilidad de estas playas, con sus famosas curvas, han inspirado la investigación de ingenieros costeros para estudiar y definir su forma en planta en relación con el clima marítimo. Hsu et al. (2010) clasificaron la forma en planta de esas playas como estando en equilibrio estático, equilibrio dinámico o inestable. El equilibrio estático es un estado donde las olas predominantes rompen simultáneamente alrededor de todas las partes de la bahía. Entonces la tasa neta del transporte del sedimento producida por las corrientes costeras sea casi inexistente y la playa no requiera sedimento adicional para mantener la estabilidad en el largo plazo.

Se han derivado varias ecuaciones empíricas para describir la Forma en Planta de Equilibrio Estático (FPEE) de esas playas naturales esculpidas por la naturaleza. Los modelos más conocidos en la literatura son el modelo espiral logarítmico (Krumbein, 1944; Yasso, 1965), el modelo tangente hiperbólico (Moreno y Kraus, 1999) y la ecuación parabólica, *Parabolic Bay Shape Equation* (PBSE), derivada por Hsu y Evans (1989). Actualmente, la PBSE es el modelo más utilizado en las prácticas de ingeniería costera (González et al., 2010) y ha recibido el reconocimiento del Manual de Ingeniería Costera (USACE, 2002) para la gestión costera y la evaluación de proyectos. En consecuencia, se ha implementado en el software MEPBAY (Klein et al., 2003b), así como en el Sistema Modelado Costero (SMC) (González et al., 2007; González et al., 2016). La PBSE es una ecuación polinomial de segundo orden derivada del mejor ajuste de la forma en planta a partir de 27 casos mixtos de bahías empleadas como prototipo y modeladas considerando que están en equilibrio estático, como se explica en la Figura 1. Un tema desconocido en la aplicación de la PBSE es localizar el punto de inicio (P_o) (González y Medina, 2001; Lausman et al., 2010a, b). Este punto define la

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

parte de la playa dominada por la refracción- difracción, debido a la presencia de la estructura costera. Según el mejor ajuste de la (FPEE) de 26 playas a lo largo de las costas mediterráneas y atlánticas de España, González y Medina (2001) propusieron una metodología para localizar el punto (P_o), ver Figura 1, proponiendo el concepto de el ángulo (α_{min}) dado como:

$$\alpha_{min}=arctan\frac{X/L}{Y/L}=arctan\frac{\sqrt{\frac{\beta_r^4}{16}+\frac{\beta_r^2 Y}{2L}}}{Y/L} \quad (1)$$

Donde (β_r) es el parámetro de distancia con un valor de (β_r = 2.13) basado en el mejor ajuste de la (FPEE) de las 26 playas y (Y/L) es la distancia adimensional entre el punto de difracción y el tramo recto de la línea costa. Este ángulo define la localización del punto de inicio (P_o) que es el punto que separa la parte de la playa afectada por la estructura donde los gradientes de altura de ola comienzan en las zonas de transición y de sombra debido al proceso de difracción y la parte de la playa no afectada donde no existen esos gradientes longitudinales de altura de ola. González y Medina (2001) aplicaron el criterio del flujo de energía para localizar el punto (P_o), indicando que el tramo recto de la (FPEE) de una playa encajada es paralelo al frente de ola correspondiente a la dirección del flujo medio de energía (θ_{EF}) en el punto de difracción, que también fue recomendado por Hsu et al. (2010). El ángulo (α_{min}) se derivó originalmente utilizando la solución analítica de difracción de olas monocromáticas para un fondo plano dado por Penny y Price (1952), véase Dean y Dalrymple (1991) y González (1995). Según el criterio de González y Medina (2001), el ángulo (α_{min}) y, por lo tanto, la ubicación del punto (P_o) sólo depende de la distancia adimensional (Y / L), con referencia a la ecuación (1). La longitud de onda (L) se basa en el período de ola asociado con la altura de ola significante superior a 12 horas por año (H_{s12}) y la profundidad media del agua a lo largo de la cresta de la ola en el punto de difracción (ver González y Medina, 2001). Sin embargo, esa metodología se derivó a partir de estudios de playas expuestas a climas marítimos con una clara dirección dominante. Es decir, las olas llegan a la playa desde un sector estrecho de direcciones y puntos de difracción cercanos a la costa para ser válidos dentro del dominio(Y/L <10).

En consecuencia, el estudio plantea la hipótesis que el criterio de (α_{min}) no puede utilizarse para casos de playas encajadas con puntos de difracción muy alejados del tramo recto de la línea costa de equilibrio y/o en casos con una variabilidad ancha de la direccionalidad del clima marítimo cerca al punto de difracción. Entonces, el objetivo de este estudio es comprobar la hipótesis del trabajo e investigar la influencia del clima marítimo direccional sobre la localización del punto (P_o) y la (FPEE) usando casos rales y series temporales largas del oleaje.

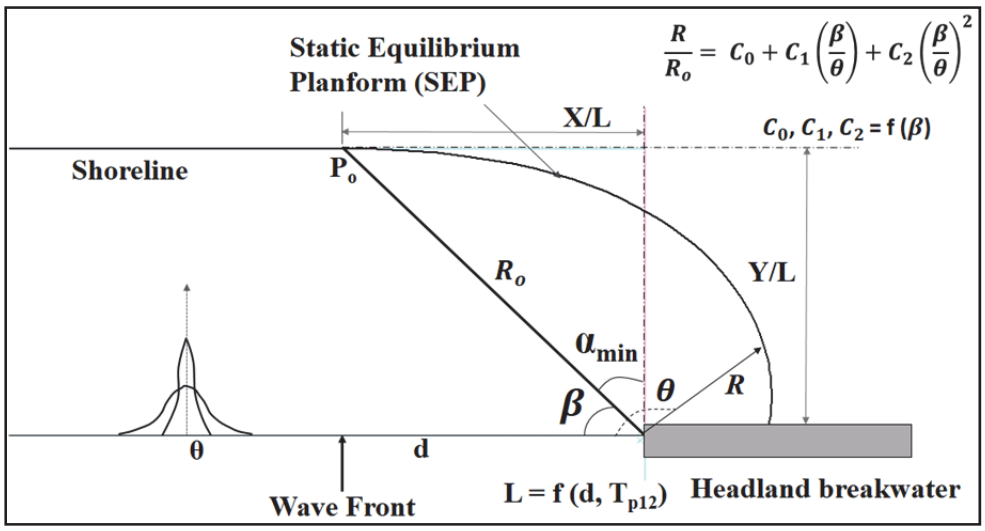


Fig. 1. Definición de la Forma en Planta de Equilibrio Estático (FPEE) o (Static Equilibrium Planform) para una playa encajada donde se identifican el ángulo (α_{min}) y el punto (P_o)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Metodología

Con el fin de alcanzar el objetivo del estudio, se recogieron casos prototipos de playas encajadas en España y América Latina. Además se ha analizado el clima marítimo direccional en los puntos de difracción de los casos seleccionados. La forma en planta obtenida utilizando la metodología de González y Medina (2001) así como la (FPEE) del mejor ajuste de cada playa se determinaron empleando el modelo SMC. Los resultados de las dos formas de las playas se compararon y analizaron. Finalmente, se publica la discusión de los resultados y las conclusiones del estudio.

2.1 Sistema Modelado Costero (SMC)

El Sistema Modelado Costero (SMC) es un software amigable con el usuario desarrollado por la Universidad de Cantabria (UC) para la Dirección General de Costas del Ministerio de Medio Ambiente, véase González et al. (2007). Incluye algunos modelos numéricos que permiten la aplicación de las metodologías y formulaciones, propuestas en varios manuales elaborados para el ministerio, en proyectos costeros. La última versión del sistema (SMC 3.0) se estructura de una manera que divide los modelos numéricos y los datos en dos herramientas principales: SMC-Tools y el modelo SMC. El primero incorpora 3 módulos: (a) IH-DATA, (b) IH-AMEVA e (c) IH-DYNAMICS, mientras que el modelo SMC incluye módulos en el corto y largo plazo para estudios con una escala de horas a días y una escala de años, respectivamente, además incluye un módulo de terreno. También incluye una interfaz gráfica de usuario que permite la comprobación de la estabilidad y / o el diseño de playas nuevas utilizando el concepto de "playa en equilibrio", que combina diferentes fórmulas de perfil en equilibrio y de la forma en planta, ver más detalles en González et al. (2007) y González et al. (2016).

El módulo IH-DATA (Gomes y Silva, 2014, González et al., 2016) tiene tres bases de datos. Uno es de las series temporales de las olas costeras llamadas DOW (*Downscaled Ocean Waves*) de Camus et al. (2013). Las otras dos bases de datos están asociadas con series temporales del nivel del mar: una es para las mareas astronómicas llamadas GOT (*Global Ocean Tides*), véase González et al. (2016), y la otra es para las mareas meteorológicas llamadas GOS (*Global Ocean Surges*), véase Cid et al. (2014). Estas bases de datos se generaron para un período largo de más que 60 años (a partir de 1948), utilizando el re-análisis de datos de viento y satélite.

El módulo IH-AMEVA se utiliza para analizar estadísticamente los climas marítimos y series temporales de niveles del mar del IH-DATA, y posteriormente para la caracterización estadística de los resultados. Finalmente, el módulo IH-DYNAMICS se utiliza en el post-procesamiento, proporcionando datos y resultados extensos. Calcula el flujo medio de energía del oleaje, las tasas del transporte de sedimentos, las cotas de inundación, además de los impactos del cambio climático en la costa.

En este estudio, el módulo del largo plazo se utilizó en el análisis de los climas marítimos direccionales con el fin de obtener la mejor forma en planta de equilibrio de los casos de playas encajadas en el largo plazo.

3. Casos de estudio y datos

En las secciones siguientes, se presenta la descripción de los casos de playas encajadas, los datos del oleaje y sus análisis, así como el procedimiento aplicado con la herramienta disponible.

3.1 Casos de las playas

En este estudio se analizó la forma en planta de equilibrio de 44 playas encajadas a lo largo de las costas de España, Brasil y Uruguay, como se muestra en la Figura 2. La selección de las playas se ha hecho cuidadosamente según condiciones específicas; en particular, se eligieron las playas en equilibrio estático, tanto artificiales como naturales. Estas playas tienen puntos de difracción con diferentes distancias desde la costa. Son playas completamente desarrolladas (González y Medina, 2001) con una orientación recta y clara en la planta. Además, los climas marítimos cercanos a los puntos de difracción muestran diferentes grados de variabilidad direccional. En este estudio se emplearon imágenes aéreas verticales de playas utilizando el módulo SMC-Tools del (SMC), que captura fotos verticales de playas basadas en imágenes de Google Earth.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

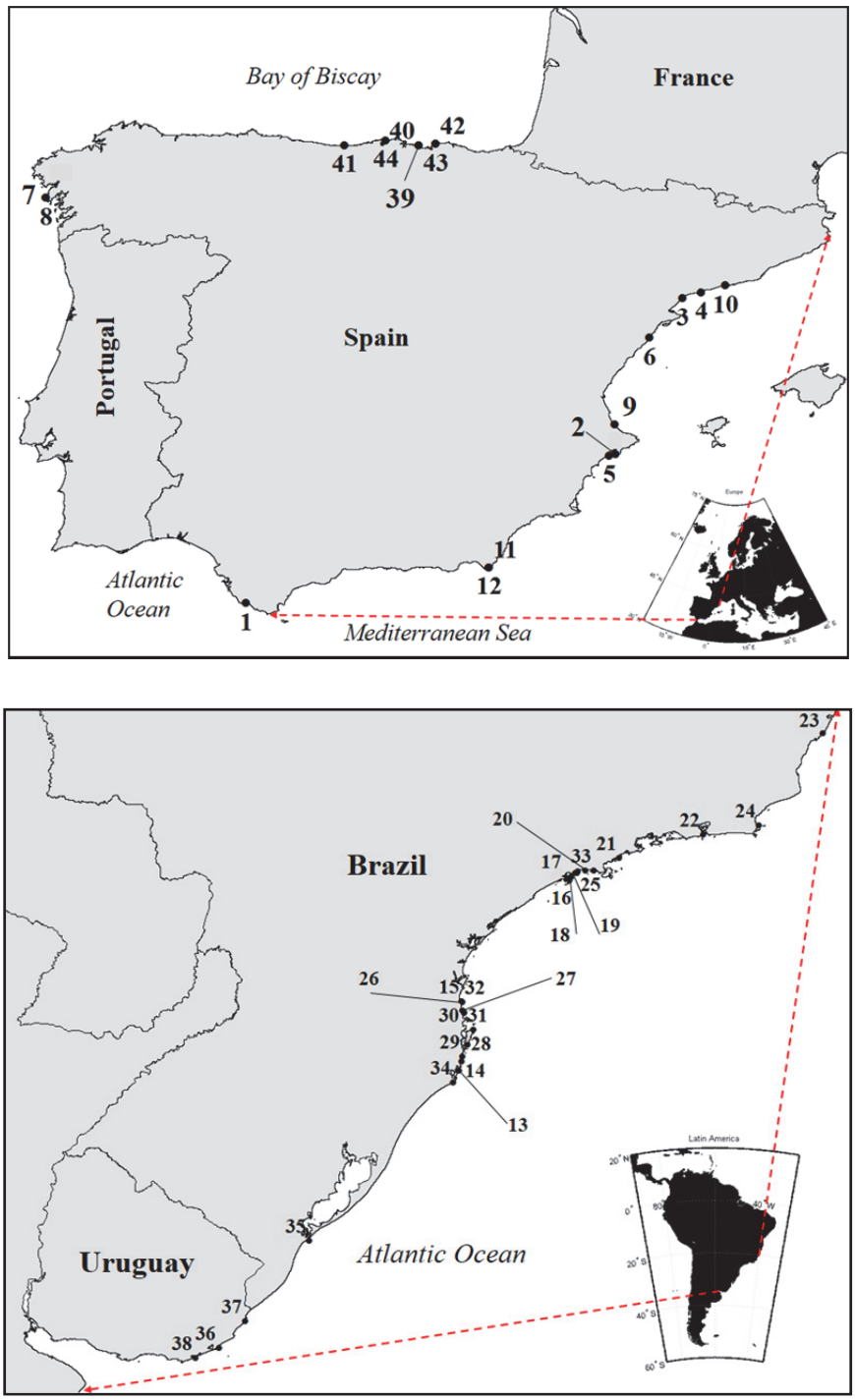


Fig. 2. Ubicación de las playas seleccionadas en equilibrio estático a lo largo de las costas de España (panel superior) y América Latina (panel inferior)

3.2 Datos batimétricos y del oleaje

Se utilizaron las batimetrías de las zonas costeras de España, Brasil y Uruguay recogidas por el Instituto de Hidráulica Ambiental (IH Cantabria). Estos datos batimétricos digitalizados se incorporan en el módulo IH-Data del SMC-Tools del (SMC) para áreas litorales de toda la costa española y brasileña, así como para las costas del norte uruguayo.

En cuanto a los datos de las olas, el estudio adoptó las series temporales de la base de datos DOW (Cams et al., 2013) que representa un período de más de 60 años (a partir de 1948). La base de datos DOW es una reconstrucción histórica de las olas costeras. Es decir, es un re-análisis del oleaje en las zonas costeras mediante un aumento de resolución de una base de datos globales del oleaje llamadas GOW (*Global Ocean Waves*) (Reguero et al., 2012). El GOW fue

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

generado usando el modelo WAVEWATCH III (Tolman, 1992) forzado por el reanálisis de los vientos (NCEP / NCAR), para más detalles ver Reguero et al. (2012). La base de datos GOW se calibró direccionalmente utilizando datos satelitales para evitar desviaciones en los resultados, ver más detalles descritos en Minguez et al. (2011a). El (GOW) calibrado se utilizó para seleccionar un subconjunto representativo de estados del mar en aguas profundas que garantiza que todas las condiciones posibles están representadas, incluyendo eventos extremos, véase Camus et al. (2011b). Los estados del mar seleccionados se propagaron utilizando el modelo espectral SWAN (Booij et al., 1999) con batimetrías detalladas de alta resolución espacial. Finalmente, se reconstruyeron las series temporales de los parámetros del los estados de mar propagados en cada lugar, véase Camus et al. (2011a). La base de datos de DOW está disponible para toda la costa española y brasileña, así como las costas al norte de Uruguay con una alta resolución espacial (0.01°, es decir, cada 1 km) a lo largo de las costas. Proporciona diferentes parámetros del oleaje para cada estado del mar (por ejemplo, la altura de ola significante H_s, el periodo de pico espectral T_p, la dirección media del oleaje θ_m, etc.) con una resolución temporal de una hora.

3.3 Análisis del clima marítimo

Para cada playa de los casos seleccionados en este estudio, se analizó el clima marítimo cercano al punto de difracción del promontorio, calculando los parámetros del oleaje más importantes y requeridos para este estudio. Utilizando la base de datos DOW, las olas se caracterizaron por calcular el flujo de energía (*EF*) para cada estado del mar como el producto de la energía de la ola (*E*) y la celeridad del grupo (C_g) como:

$$EF = E * C_g = \frac{1}{16} * \rho * g * H_s^2 * C_g \tag{2}$$

Donde ρ es la densidad del agua, g es la aceleración gravitatoria y H_s es la altura de ola significante. La altura de ola significante superior a 12 horas cada año (H_{s12}) y su período de pico espectral correspondiente (T_{p12}) se utilizaron como descriptores del clima marítimo. Esta altura de ola está asociada con un percentil de superación del 99,86%, representando un cuantil de las alturas de las olas de condiciones de alta energía durante el año. También se obtuvo la longitud de onda (L) cercana al punto de difracción para cada playa en función del período (T_{p12}) y de la profundidad media del agua (d) a lo largo del frente del oleaje cercano al punto de difracción. Esto se utilizó para escalar la distancia entre el punto de difracción y la parte recta de la costa, obteniendo la proporción (Y / L).

La dirección del flujo medio de energía (θ_{EF}) se consideró como un descriptor direccional del clima marítimo. Esta variable es muy importante para el sistema costero, ya que está significativamente relacionada con las formas de cambio de las playas. Se calculó para todo el clima como:

$$\theta_{EF} = arctan\frac{F_y}{F_x} = arctan\frac{\sum_{i=1}^{n} F_i sin\theta_i}{\sum_{i=1}^{n} F_i cos\theta_i} \tag{3}$$

Donde F_i y θ_i son el valor y la dirección del flujo de energía del oleaje para cada estado del mar, respectivamente.

Con el fin de considerar la varianza direccional del clima marítimo y su efecto en la localización del punto de inicio de las playas, se obtuvo la desviación estándar de la dirección del flujo medio de energía ($\sigma_{\theta EF}$). Este parámetro representa la dispersión direccional de todo el clima marítimo direccional alrededor de la dirección del flujo medio de energía (θ_{EF}). Se consideró como el discriptor direccional de la variabilidad direccional de las olas. El dominio direccional se dividió en 360 sectores direccionales con una alta resolución de (1°). El flujo acumulado de energía, en toda la serie temporal, se calculó para cada sector direccional (1°). En consecuencia, la fracción del flujo de energía de cada sector direccional (P_j) se puede obtener como:

$$P_j = \frac{EF_j}{EF_{total}} \tag{4}$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Donde EF_j es el flujo total de energía del oleaje de ese sector direccional del clima marítimo y EF_{total} es el flujo total acumulado de la energía de toda la serie temporal del oleaje donde:

$$\sum_{j=0}^{j=2\pi} P_j = 1 \tag{5}$$

Finalmente, la dispersión direccional de la distribución del flujo de energía total del clima marítimo ($\sigma_{\theta EF}$), se puede obtener como:

$$\sigma_{\theta_{EF}}{}^2 = \int_{-\pi}^{\pi} (\theta_j - \theta_{EF})^2 * P_j = \int_{-\pi}^{\pi} [2\sin(\frac{\theta_j - \theta_{EF}}{2})]^2 * P_j \tag{6}$$

Donde (θ_j) representa cada sector direccional con (θ_j = 1, 2, 3, ... 2π).

3.4 Forma en planta de equilibrio en playas

Se utilizó el modelo SMC para ajustar mejor la forma en planta de equilibrio estático de las playas seleccionadas en imágenes verticales aéreas. En este procedimiento se usaron parámetros del clima marítimo (por ejemplo, la dirección del flujo medio de energía θ_{EF} y el periodo T_{p12}) junto con la profundidad del agua (d) en el punto de difracción. La ecuación parabólica (PBSE) propuesta por Hsu y Evans (1989) se utilizó en este estudio en conjunción con la modificación propuesta por Tan y Chiew (1994) para aplicar la condición tangencial en la parte recta de la playa. El gráfico de la (FPEE) de mejor ajuste se obtuvo seleccionando un punto de inicio libre (P_o) para cada playa definiendo el ángulo (α_{Po}). Por el otro lado, la forma en planta también se representó utilizando el mismo procedimiento, pero aplicando el criterio del ángulo (α_{min}) de González y Medina (2001). Las figuras 3 y 4 muestran la (FPEE) de ambas plantas y sus correspondientes ángulos (α_{min} y α_{Po}) para las playas de Prinho y Cassino en Brasil.

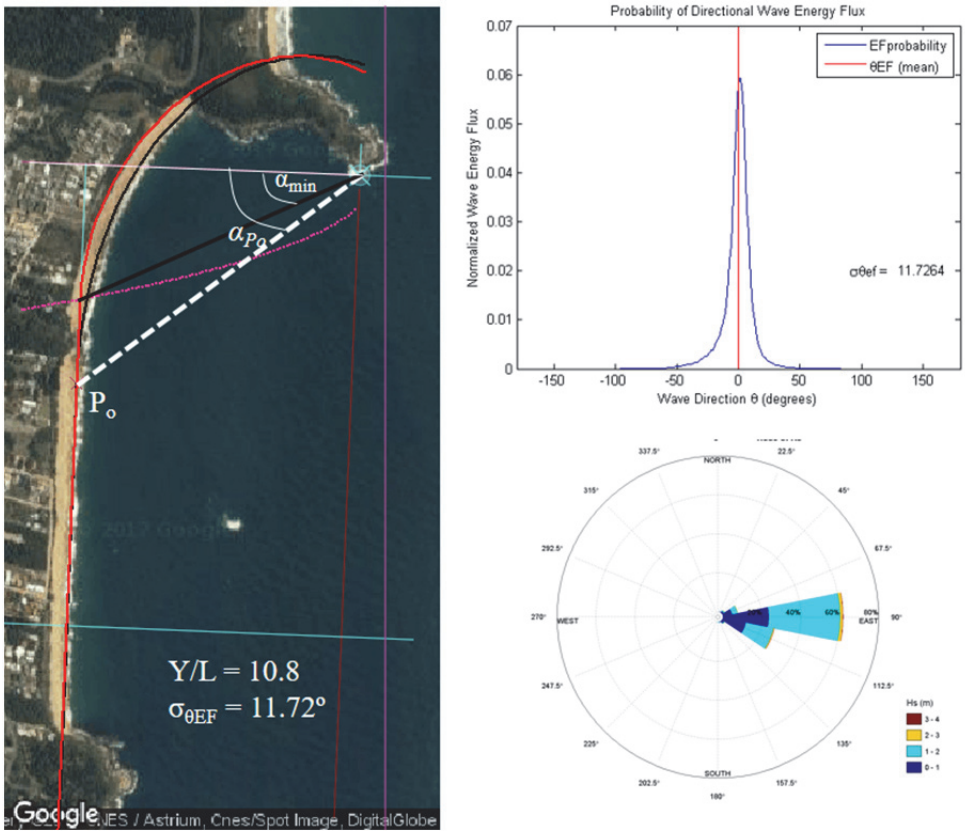


Fig. 3. El mejor ajuste de la (FPEE) (línea negra) y la forma en planta mediante el criterio propuesto por González y Medina (2001) para localizar el punto de control (P_o) mediante el ángulo (α_{min}) para el caso de la playa de Prinho, Brasil. La rosa y la distribución direccional del flujo de energía del oleaje están para una serie temporal del clima marítimo de un periodo más que 60 años (a partir de 1948 adelante) usando la base de datos de DOW. Las fotos se basan en las imágenes de Google Earth.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

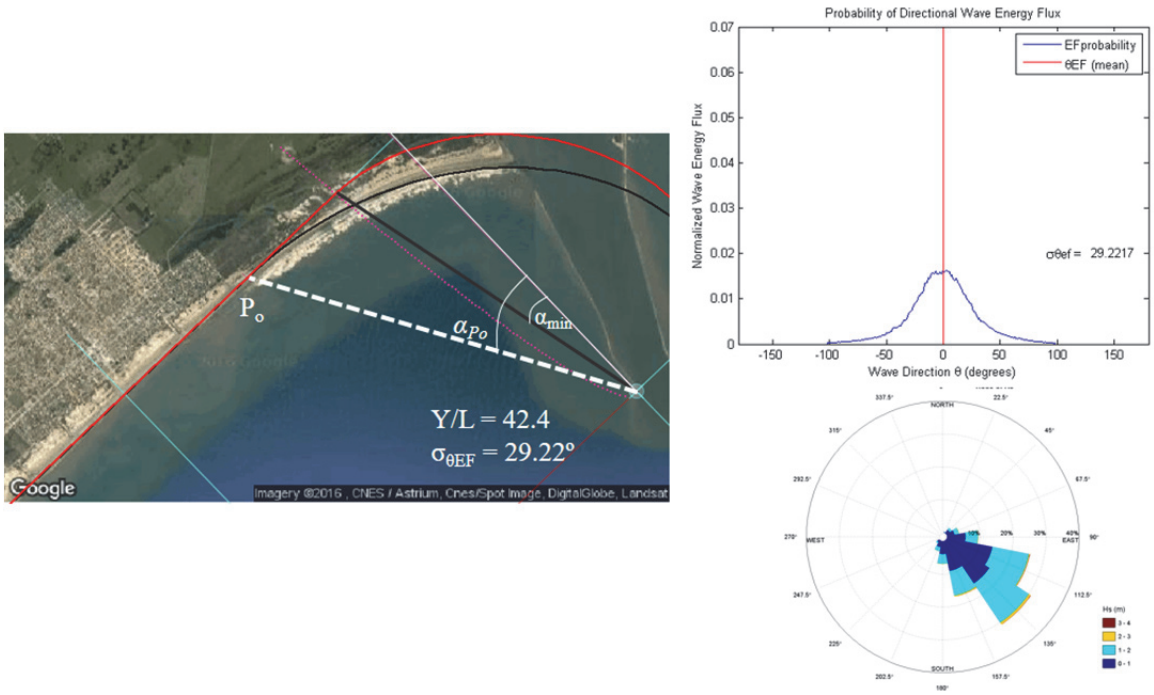


Fig. 4. El mejor ajuste de la (FPEE) (línea negra) y la forma en planta mediante el criterio propuesto por González y Medina (2001) para localizar el punto de control (P_o) mediante el ángulo (α_{min}) para el caso de la playa de Cassino, Brasil. La rosa y la distribución direccional del flujo de energía del oleaje están para una serie temporal del clima marítimo de un periodo más que 60 años (a partir de 1948 adelante) usando la base de datos de DOW. Las fotos se basan en las imágenes de Google Earth.

4. Resultados

La comparación entre los ángulos (α_{min}) y (α_{Po}) para localizar el punto de inicio (P_o) y, por lo tanto, la (FPEE) mostró desviaciones entre los dos para la mayoría de los casos, como se ve en la Figura 5. Esto se puede observar en las Figuras 3 y 4 para dos playas encajadas en Brasil. La playa de Prinho ejemplifica un caso con un punto de difracción cercano a la costa con (Y / L > 10) y un grado considerable de la varianza direccional del clima marítimo. Por otro lado, la playa de Cassino representa un caso en el que el punto de difracción está lejos de la costa con una variabilidad direccional más ancha. A partir de las dos gráficas se puede observar que el criterio de (α_{min}) para localizar el punto de inicio (P_o) ya no es válido en tales casos y que el punto de inicio se ha movido más a lo largo del tramo relativamente recto de la bahía. Además, se puede ver el ángulo (α_{Po}) basado en el mejor ajuste de la (FPEE) contra la distancia adimensional (Y / L) para diferentes grados de la varianza direccional del clima marítimo, como se observa en la Figura 6 con la curva del (α_{min}).

Los resultados del estudio han indicado que la fórmula del ángulo (α_{min}) para localizar el punto de inicio (P_o) de la forma parabólica de la bahía no es válida para muchos casos como se ve en la Figura 6 que para el mismo (Y / L) no existe un valor único para el ángulo (α_{Po}). Esto aclara que la localización del punto (P_o), y por tanto el valor del ángulo (α_{Po}), no dependen sólo de (Y / L), también dependen de la varianza direccional del clima marítimo costero, es decir (α_{Po} = f (Y / L, $\sigma_{\theta EF}$)). Se puede observar una tendencia clara en donde cuanto ancha sea la dispersión direccional ($\sigma_{\theta EF}$) del clima marítimo cerca del punto de difracción, mayor será el ángulo (α_{Po}) y más lejano el punto (P_o) a lo largo de la costa. Además, cuanto más lejos es el punto de difracción de la costa, menor es la parte afectada de la playa por el dique. Los resultados obtenidos han demostrado la hipótesis de que cuando el clima marítimo se caracteriza por un sector direccional estrecho claro, es decir, pequeños ($\sigma_{\theta EF}$), la fórmula (α_{min}) es apropiada sólo para puntos de difracción más cercanos (Y / L <10). Al contrario, cuando el punto de difracción del dique está lejos de la costa (Y / L> 10) y / o el clima marítimo direccional es de banda ancha, la fórmula ya no es válida.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

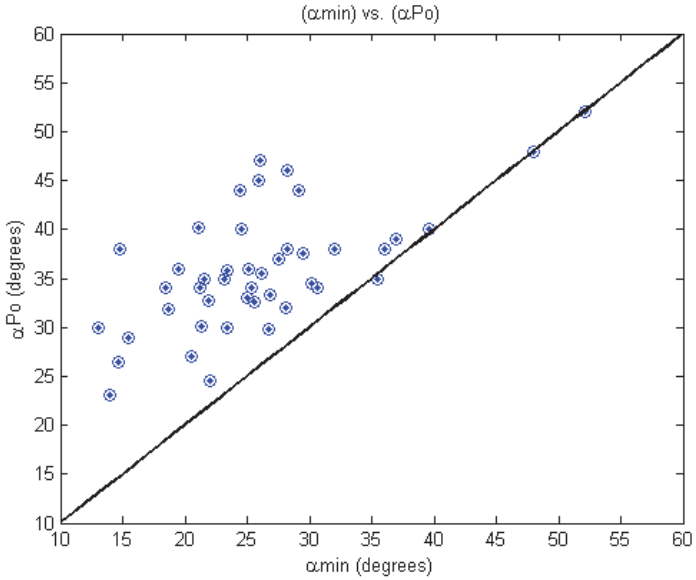


Fig. 5. Comparación entre los ángulos (α_{min}) y (α_{Po})

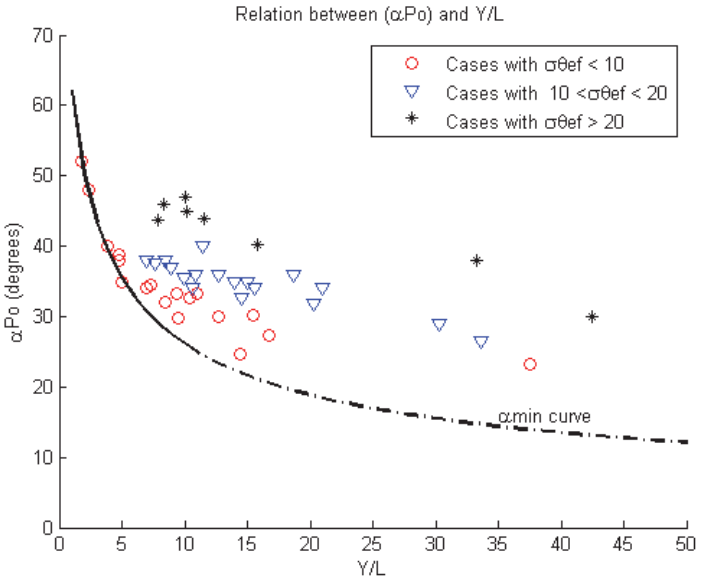


Fig. 6. Relación entre el ángulo del mejor ajuste (α_{Po}) y (Y / L) para diferentes grados de la dispersión direccional del clima marítimo.

5. Discusión

Cuando las olas encuentran un obstáculo tal como un promontorio o un dique durante la propagación, la refracción y la difracción están presentes detrás de la estructura. El fenómeno dominante es la dispersión lateral de la energía de las olas en el área protegida que es causada por la difracción. Este proceso es muy importante en la definición de la forma en planta de las playas encajadas. Es muy sensible a la dispersión direccional de las olas que se acercan al dique. Goda (1985) afirmó que el grado de la dispersión direccional de la energía del oleaje afecta significativamente la extensión de refracción y difracción del oleaje. Esto indica que la direccionalidad de las olas es muy relevante para la determinación del área protegida detrás de una barrera costera y define la parte de la playa afectada por la estructura. Briggs et al. (1995), concluyó que la dispersión direccional de las olas es el factor más importante que gobierna el alcance de difracción de las olas detrás del dique y que debe considerarse en el análisis de difracción de problemas ingenieriles. Por lo tanto, para definir adecuadamente la forma en planta de equilibrio estático de una playa encajada, la dispersión direccional del oleaje es muy importante y debe ser incorporada en el análisis.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En consecuencia, se puede entender el comportamiento de las playas encajadas seleccionadas del presente estudio, considerando el efecto y la importancia de la direccionalidad de las olas. Los resultados indican claramente que cuanto más ancha es la dispersión direccional alrededor de la dirección del flujo medio de energía, mayor es la parte afectada de la playa y más lejos es el punto de inicio (P_o), que representa el punto final de la curva de la forma en planta de la playa. Esto se puede interpretar como cuanto más ancha es el la dispersión direccional, más amplia es la extensión de la difracción del oleaje detrás del promontorio y, por consiguiente, mayor es el ángulo (α_{Po}) que define la posición de (P_o). Esto también confirma que el criterio de (α_{min}) subestima la ubicación de (P_o) para las playas expuestas a las olas con alta variabilidad direccional y las playas encajadas con puntos de difracción lejos de la costa. Los puntos de difracción lejos de la costa significan condiciones de dispersión direccional más anchas en la mayoría de los casos, en comparación con puntos de control cercanos y en profundidades reducidas donde la refracción es muy importante en el estrechamiento y la disminución de la dispersión direccional.

Es importante resaltar que el cálculo del ángulo (α_{min}) y la localización correspondiente del punto (P_o) fueron derivados por González y Medina (2001) basados en el principio de la difracción de ondas monocromáticas, ignorando la importancia de la dispersión direccional del clima marítimo. Por tanto, ese criterio es válido sólo para estructuras cercanas a la costa (Y / L <10) con olas que llegan de un sector direccional dominante. Entonces, es válido para aguas con profundidades reducidas porque las olas llegan al punto de difracción de un sector estrecho de direcciones debido a la refracción que se comportan como ondas monocromáticas. Sin embargo, cuando la playa está expuesta a un clima marítimo variable y / o el punto de difracción está muy lejos de la costa, la dispersión direccional del oleaje es tan importante en el proceso de difracción y debe considerarse usando el concepto de difracción de las olas irregulares direccionalmente que es bastante diferente al de las ondas monocromáticas. En este sentido, los diagramas de difracción de olas direccionalmente irregulares dados por Goda et al. (1978) y las formulaciones del mejor ajuste para esas curvas introducidas por Kraus (1984) son muy útiles para comprender la influencia de la dispersión direccional en la extensión de la difracción del oleaje. El coeficiente de difracción (K_d) es una función del parámetro S_{max} que es el valor de pico del parámetro de dispersión (S) que define el grado de concentración de la dispersión direccional. Cuanto más ancha sea la dispersión direccional de las olas, más pequeños serán los parámetros de concentración (S y S_{max}) y más ancha es la anchura direccional (σ_θ). Por lo tanto, el coeficiente de difracción es una función de la anchura de la distribución direccional de la energía de las olas alrededor de la dirección media ($K_d = f(\sigma\theta)$).

Según González y Medina (2001), el punto (P_o) representa el final de la sección de la playa afectada por el dique, es decir, el final de la extensión de difracción, por lo tanto, ningún efecto de la estructura, que produce a la condición que en el punto (P_o) el coeficiente K_d es ≥1. En consecuencia, la ubicación del punto (P_o) es una función de la dispersión direccional del oleaje (σ_θ). Esto explica los diferentes comportamientos de los resultados obtenidos para los casos prototipos de playas encajadas. Por lo tanto, se puede concluir que la implementación de la variabilidad del clima marítimo direccional es relevante y crítica para definir la localización del punto (P_o) y por lo tanto la (FPEE) y la curvatura de las playas encajadas.

6. Conclusión

Las playas encajadas representan una de las características fisiográficas más comunes a lo largo de las costas del mundo. La Forma en Planta de Equilibrio Estático (FPEE) de estas playas puede estudiarse aplicando la ecuación parabólica (PBSE) propuesta por Hsu y Evans (1989). Utilizando 44 playas encajadas en España y América Latina y aprovechando los datos disponibles de series temporales largas de climas marítimos, se estudió la forma en planta de equilibrio usando la PBSE con la modificación de Tan y Chiew (1994). Se analizó el clima marítimo direccional cercano al punto de difracción de cada playa, definiendo la dirección del flujo medio de energía del oleaje (θ_{EF}) y la dispersión direccional ($\sigma_{\theta EF}$). La mejor forma de las playas indica que la ubicación del punto de inicio de la costa (P_o), definido por el ángulo (α_{Po}), desde el cual la línea de costa parabólica de la PBSE es válida, no es sólo una función de la distancia entre el punto de difracción y el tramo recto de la costa (Y / L), sino que también depende de la varianza direccional del clima marítimo ($\sigma_{\theta EF}$). Se encontró que para la misma distancia (Y / L), cuanto más ancha es la dispersión direccional de las olas, más lejos está la ubicación del punto (P_o). Además, para el mismo grado de dispersión direccional del oleaje, cuanto más lejos es el punto de difracción de la costa, menor es la parte de la playa afectada por la barrera costera. El estudio ha confirmado la hipótesis que el criterio de (α_{min}) subestima la ubicación de (P_o) para las playas expuestas a las olas con alta variabilidad direccional y las playas encajadas con puntos de difracción

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

lejos de la costa. En consecuencia, la implementación de la variabilidad direccional del clima marítimo es crítica para definir la localización del punto (P_o) y, por lo tanto, la (FPEE) de las playas encajadas.

Agradecimientos

Los autores agradecen al apoyo del Ministerio de Economía y Competitividad bajo la subvención BIA2014-59643-R. El proyecto de MUSCLE-Beach.

Referencias

Briggs, M.J., Thompson, E.F., Vincent, C.L., 1995. Wave diffraction around breakwater. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 121 (1): 23–35.

Booij, N., Ris, R., Holthuijsen, L.C., 1999. A third generation wave model for coastal region, Part I: Model description and validation. *Journal of Geophysical Research,* 104: 769–7666.

Camus, P., Mendez, F., Medina, R., 2011a. A hybrid efficient method to downscale wave climateto coastal areas. *Journal of Coastal Engineering*, 58: 851-861.

Camus, P., Mendez, F., Medina, R., Cofiño, A., 2011b. Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate. *Journal of Coastal Engineering*, 58: 453-452.

Camus, P., Mendez, F., Medina, R., Tomas A., Izaguirre C. ,2013. High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal areas. *Journal of Coastal Engineering*, 72: 56–68.

Cid A., S. Castanedo, A. J. Abascal, M. Menéndez, R. Medina., 2014. A high resolution hindcast of the meteorological sea level component for Southern Europe: the GOS dataset. *Climate Dynamics*, 43 (7): 2167–2184.

Dean, R.G., Dalrymple, R.A., 1991. *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*. Advanced Series on Ocean Engineering, Vol. 2, World Scientific, Singapore.

Goda, Y., Takayama, T. and Suzuki, Y., 1978. Diffraction diagrams for directional random waves. Proc. 16th Inter. Conf. *Coastal Eng.*, 628-650.

Goda, Y., 1985. *Random Seas and Design of Maritime Structures*, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.

Gomes, G. and Silva, A.C., 2014. Coastal erosion case at Candeias Beach (NE-Brazil). In: Silva, R., and Strusińska-Correia, A. (eds.), Coastal Erosion and Management along Developing Coasts: Selected Cases. *Journal of Coastal Research*, Special Issue71: 30-40.

González, M., 1995. *Morfologia de playas en equilibrio: planta y perfil, PhD Thesis*. Departamento de Ciencias y Tecnicas del Agua y del Medio Ambiente, Universidad de Cantabria. Santander, Spain

González, M., Medina, R., 2001. On the application of static equilibrium bay formations to natural and man-made beaches. *Journal of Coastal Engineering*, 43 (3–4):209–225.

González, M., Medina, R., González-Ondina, J., Osorio, A., Mendez, F.J., García, E., 2007. An integrated coastal modelling system for analyzing beach processes and beach restoration projects, SMC. *Journal of Computers and Geosciences*, 33 (7): 916–931.

Gonzalez, M., R. Medina, and M. Losada, 2010. On the design of beach nourishment projects using static equilibrium concepts: Application to the Spanish coast. *Journal of Coastal Engineering*, 57: 227–240.

González, M., Nicolodi, J. L., Quetzalcóatl, O., Cánovas, V. and Hermosa, A. E., 2016. Brazilian Coastal Processes: Wind, Wave Climate and Sea Level. In: A.D. Short, A.H. da F. Klein (eds.), *Brazilian Beach Systems*, Coastal Research Library 17, Springer, 2016, p.p. 37-66. ISBN 978-3-319-30392-5.

Hsu, J.R.C., Evans, C., 1989. Parabolic bay shapes and applications. *Proc. Inst. Civil Engineers*, Thomas Telford, London, 87: 557–570.

Hsu, J.R.C., Yu, M.J., Lee, F.C., Benedet, L., 2010. Static bay beach concepts for scientists and engineers: a review. *Journal of Coastal Engineering*, 57(2): 76–91.

Inman, D.L., Nordstrom, C.F., 1971. On the tectonic and morphologic classification of coasts. *Journal of Geology*. 79: 1–21.

Klein, A.H.F., Vargas, A., Raabe, A.L.A., Hsu, J.R.C., 2003b. Visual assessment of bayed beach stability using computer software. *Journal of Computers and Geosciences*, 29: 1249–1257.

Kraus, N.C., 1984. Estimate of breaking wave height behind structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 110 (2): 276-282.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Krumbein, W.C., 1944. Shore processes and beach characteristics. *Technical Memorandum*, vol. 3. Beach Erosion Board, U.S. Army Corps of Engineers. 47 pp.

Lausman, R., Klein, A.H.F., Stive, M.J.F., 2010a. Uncertainty in the application of parabolic bay shape equation: Part 1. *Journal of Coastal Engineering*, 57: 132–141.

Lausman, R., Klein, A.H.F., Stive, M.J.F., 2010b. Uncertainty in the application of parabolic bay shape equation: Part 2. *Journal of Coastal Engineering*, 57: 142–151.

Mínguez, R., Espejo, A., Tomás, A., Méndez, F.J., Losada, I.J., 2011a. Directional calibration of wave reanalysis databases using instrumental data. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 28 (11): 1466-1485.

Moreno, L.J., Kraus, N.C., 1999. Equilibrium shape of headland-bay beaches for engineering design. Proc. *Coastal Sediments*, 99: 860–875.

Penny, W,. G., Price, A. T., 1952. The Diffraction Theory of Sea Waves and the Shelter Afforded by Breakwaters. Philos. Trans. Roy. SOCA. , Vol. 244 (882), pp. 236-253.

Reguero, B.G., Menéndez, M., Méndez, F.J., Mínguez, R., Losada, I.J., 2012. A global ocean wave (GOW) calibrated reanalysis from 1948 onwards. *Journal of Coastal Engineering*, 65: 38–55.

Short, A.D., Masselink, G., 1999. Embayed and structurally controlled beaches. In: Short, A.D. (Ed.), *Handbook of Beach and Shore face Morphodynamics*. John Willey & Sons, New York.

Tan, S.K., Chiew, Y.M., 1994. Analysis of bayed beaches in static equilibrium. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE 120 (2): 145–153.

Tolman, H., 1992. Effects of numerics on the physics in a third-generation wind-wave model. *Journal of Physical Oceanography*, 22: 1095-1111.

USACE (U.S. Army Corps of Engineers), 2002. *Coastal Engineering Manual* (online), Washington, DC: USACE, Coastal Engineering Research Center.

Yasso, W.E., 1965. Plan geometry of headland bay beaches. *Journal of Geology*,73: 702–714.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La evolución de la línea de costa en las playas de arena del Levante mediterráneo

Pagán Conesa, José Ignacio[a]; Aragonés Pomares, Luis[a]; López Úbeda, Isabel[a] y Serra Peris, José Cristobal[b]
[a]Universidad de Alicante, Dpto. de Ingeniería Civil, C/ San Vicente del Raspeig s/n, 03690 San Vicente del Raspeig - Alicante. jipagan@ua.es, laragones@ua.es, lopez.ubeda@ua.es
[b]Universitat Politècnica de València, Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, Camino de Vera, s/n, 46022 Valencia. jserra@tra.upv.es.

Resumen

Esta investigación ha realizado un estudio de la evolución en el tiempo de diversas playas de arena del levante mediterráneo, con el fin de conocer sus tendencias de cambio en el pasado, su estado actual y su progresión futura. Así mismo, se han analizado diferentes presiones antrópicas a las que están sometidas las playas del sudeste español, como son: falta de aportes de sedimentos desde los cauces por presas y azudes, la urbanización masiva del litoral y la construcción de encauzamientos, puertos deportivos y obras de defensa costera. Además, varias de las playas analizadas fueron regeneradas en los años 90, como Marineta Cassiana (Dénia)o la Playa de Poniente (Benidorm). Las conclusiones de este estudio muestran que las playas de arena a lo largo del levante mediterráneo se encuentran en un estado de retroceso de la línea de costa que se ha visto agravado por las presiones antrópicas a las que se han visto sometidas durante las últimas décadas. Es necesario analizar cuáles son las causas de dicho retroceso para la toma de decisiones encaminadas a la estabilización o mantenimiento de la costa.

Palabras clave: *Costa, erosión, regresión, evolución, playas, Levante, GIS, regeneración, retroceso.*

1. Introducción

El turismo internacional ha crecido rápidamente en los últimos 60 años hasta convertirse en uno de los mayores sectores económicos mundiales, con una contribución importante en numerosas economías, tanto nacionales como locales. El turismo costero y de recreación ha sido uno de los más prósperos en su desarrollo, lo que ha lleva asociado un gran crecimiento urbanístico en las zonas costeras. Son diversos los usos y actividades desarrollados en su entorno, lo que ha provocado numerosas actuaciones antrópicas que han generado desequilibrios en la zona, por ejemplo, la construcción de puertos (Naik and Kunte, 2016), urbanizaciones, encauzamientos o espigones en el litoral (Newton et al., 2012; Pagán et al., 2016), produciendo cambios notables en la batimetría y en la textura de los sedimentos depositados en profundidades donde la hidrodinámica del oleaje no le afecta (Aragonés et al., 2016; Zhu et al., 2016). Estos desequilibrios generalmente están relacionados con el retroceso de la línea de costa, lo que provoca una vulnerabilidad de todo asentamiento ubicado a su alrededor (Newton et al., 2014).

Si a todo lo expuesto anteriormente, le unimos por otro lado, la amenaza del cambio climático que predice un aumento de la intensidad, frecuencia de los eventos extremos y un aumento de los niveles del mar (Arnell and Lloyd-Hughes, 2014; Jiménez et al., 2017) y el insuficiente aporte de los ríos (Aragonés et al., 2016), se hace necesario conocer y dominar la relación entre los agentes y procesos de cada uno de los campos implicados (marinos, costeros y terrestres), para la toma de decisiones encaminadas a preservar o regenerar las zonas afectadas.

El estudio de la posición de la línea costa proporciona información sobre la tendencia histórica de esa playa (Riggs et al., 1995) y permite una previsión de la evolución de la misma teniendo en cuenta los mecanismos a los que está sometida la playa, como los ya citados: disminución de aporte de sedimentos por parte de los ríos, ramblas o barrancos; el aumento del nivel del mar o el aumento de la frecuencia de los temporales, etc. Para conocer esta previsión, es necesario el conocimiento de los procesos de erosión, transporte y sedimentación de los sedimentos, así como su distribución espacial y temporal, para de esta manera conocer los cambios morfológicos que se están produciendo nuestras costas.

El oleaje al incidir en la costa provoca movimientos el material que forma la franja litoral. El transporte longitudinal de sedimentos en una playa obliga a que la cantidad de material entrante en el tramo de playa estudiado sea igual a la que

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

sale del mismo para considerarlo estable. De no cumplirse este equilibrio, puede suceder que la diferencia sea por exceso debido a la acumulación de material en la playa o por defecto debido a la erosión de la misma. En el primer supuesto, de balance positivo, la playa se encuentra en estado de acreción mientras que el segundo caso describe el comportamiento de una playa en estado de regresión. El oleaje también mueve los sedimentos en sentido transversal a la orilla, pudiendo emigrar desde el límite superior de la playa seca hasta el límite inferior de la playa sumergida, la profundidad de cierre; afectando este movimiento tanto a las zonas más elevadas como a las más profundas del perfil conforme aumenta la intensidad del oleaje.

El método utilizado por excelencia para evaluar la afección de la erosión en las playas ha sido el del empleo de fotografía aérea y topografía clásica. Eran métodos suficientemente válidos para evaluar aquellos factores que eran eminentemente visibles y fácilmente mensurables. En la actualidad, los factores que afectan la erosión de las playas son más complejos, además de más intensos y con mayor incidencia en el medio. Históricamente, el trazado de la línea de costa ha sido una tarea ardua con importantes limitaciones metodológicas y técnicas, pero en la actualidad el empleo de sistemas de información geográfica (GIS) ha supuesto un gran avance en este campo, al integrar diversas fuentes de datos (cartografícas, ortofotografías, imágenes satélite) que permiten obtener y comparar la evolución en el tiempo de la línea de costa (Battiau-Queney et al., 2003). Estas herramientas han sido ampliamente utilizadas en el estudio de la evolución histórica de la línea de costa a partir de imágenes aéreas, creando aplicaciones como el Digital Shoreline Mapping System, DSAS (Thieler and William, 1994).

En esta investigación se ha realizado un estudio de la evolución de diversas playas de arena del Levante mediterráneo, con el fin de conocer sus tendencias de cambio en el pasado, su estado actual y su progresión futura. Así mismo se han analizado diferentes presiones antrópicas a las que están sometidas las playas del sudeste español, como son: falta de aportes de sedimentos desde los cauces por presas y azudes, la urbanización masiva del litoral y la construcción de encauzamientos, puertos deportivos y obras de defensa costera.

2. Área de estudio

Nuestra investigación ha estudiado diversas playas de arena situadas en el litoral mediterraneo español, en las provincias de Murcia, Alicante y Valencia, cuyas características principales se describen en la Tabla 1. La ubicación de estas playas a lo largo de la costa es representativa de los diversos entornos en los que se sitúan: desde largas playas naturales con cordones dunares a playas en entornos urbanos totalmente regeneradas. Además, estas playas poseen diferentes exposiciones a los oleajes incidentes, aunque la mayoría se encuentran orientadas al Este, como suele ser habitual en la costa levantina del mediterraneo español. Su situación puede comprobarse en la Figura 1.

Playa	Provincia	Municipio	Longitud	D_{50} (mm)	Fachada Litoral	Paseo Marítimo
El Saler	Valencia	Valencia	5.2 km	0.480	Semiurbano	Parcial
La Malvarrosa	Valencia	Valencia	2.3 km	0.170	Urbana	Sí
Marineta Cassiana	Recursos	Dénia	1.2 km	0.370	Urbana	Sí
Poniente	Alicante	Benidorm	3.0 km	0.270	Urbana	Sí
Los Tusales	Alicante	Guardamar del Segura	1.5 km	0.220	Dunas	No
Viveros	Alicante	Guardamar del Segura	1.4 km	0.228	Dunas	No
Babilonia	Alicante	Guardamar del Segura	1.0 km	0.244	Urbana	Si
Centro	Alicante	Guardamar del Segura	2.6 km	0.222	Urbana	Si
Moncayo	Alicante	Guardamar del Segura	5.1 km	0.210	Dunas	No
Ensenada del Esparto	Murcia	San Javier	3.8 km	0.300	Urbana	Parcial

Tabla 1. Características de las playas. Fuente: Ecolevante (2006)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

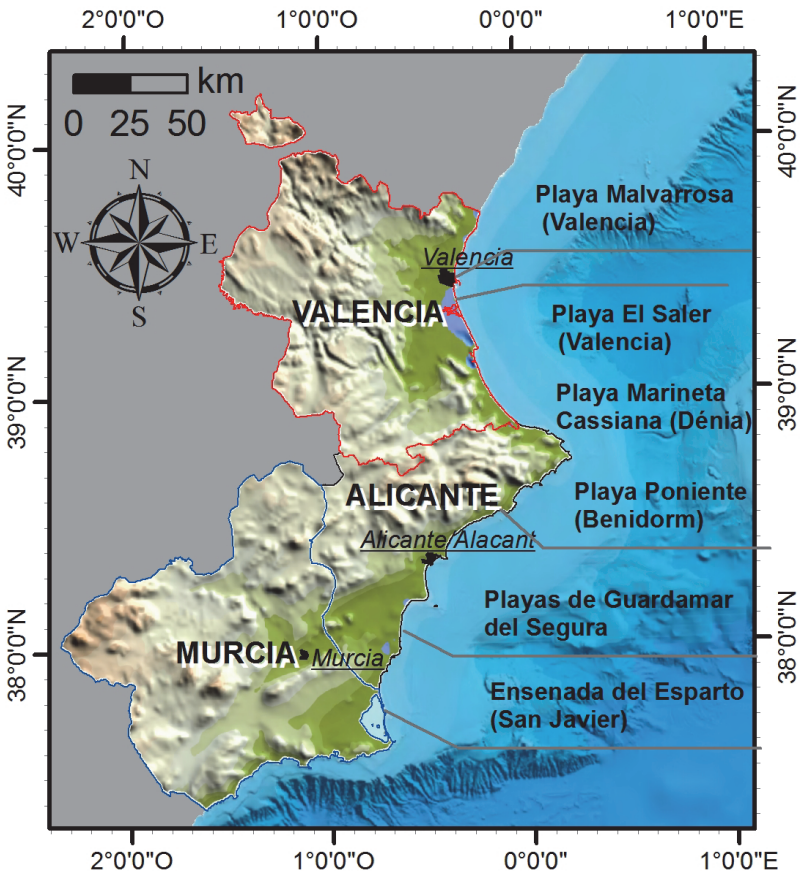


Fig. 1. Ubicación de las playas estudiadas

3. Metodología

La evolución histórica de la línea de costa se ha obtenido a través de imágenes aéreas georreferenciadas, perfiles de seguimiento y el empleo de un sistema de información geográfica (GIS). Así, se han analizado los cambios tanto transversales como longitudinales en las playas de estudio. Para el estudio de la evolución de la línea de costa se ha vectorizado la línea de costa desde el año 1956. Para ello, en primer lugar se ha tenido que realizar la restitución fotogramétrica de todas aquellas imágenes no georreferenciadas, tomando como referencia la ortofoto más reciente, aplicando el método seguido por Pagán et al. (2016). La vectorización de la línea de costa consiste en la identificación visual de la última marca húmeda en la playa, marcando esta línea como la línea de costa. Todas las imágenes disponibles fueron tomadas en verano y con un estado de mar de relativa calma, por lo que la línea vectorizada es apta para su estudio comparativo en el tiempo.

Para el estudio de la evolución de la línea de costa se utilizaron los fundamentos del programa DSAS para ArcGIS, aumentando sus capacidades con la obtención de las superficies de erosión-acreción. Con el objetivo de medir la evolución de la costa, se creó una serie de transectos perpendiculares a la misma, separados espacialmente 100 m. El origen de estos transectos se sitúa en la base de la duna o el inicio de las viviendas, y tienen una longitud aproximada de 200 m hacia el mar, de manera que de su intersección con las líneas de costa anteriormente vectorizadas se obtiene el ancho de playa en cada transecto para cada periodo de tiempo estudiado.

4. La regresión de las playas de arena

A continuación mostramos los resultados obtenidos para cada una de las playas analizadas.

4.1 Playa del Saler (Valencia)

Esta playa de arenas medias doradas situada en L'Albufera de Valencia, a 4 km al sur del Puerto de Valencia, ha sufrido una regresión de 31 m desde 1956 a 2015, desde los 52 m hasta los 21 m, tal y como se aprecia en la Figura 2. A partir de 1996 las tasas de erosión aumentan, hasta valores cercanos a los 2 m/año en la actualidad. El valor mínimo de ancho

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de playa detectado es de 15 detectados en octubre de 2010. Este aumento en las tasas de erosión ha coincidido con las obras de expansión del Puerto de Valencia. Se ha detectado que en la zona no urbanizada las dunas alimentan la playa y la erosión es la mitad que en la zona urbanizada. Esto ha ocasionado que durante los temporales las urbanizaciones edificadas sufran daños. Por ejemplo en la urbanización de la Casbah, donde en 1977 había 50 m de playa, en 2010 el mar ya llegó al paseo marítimo y durante este invierno (2017) los temporales terminaron por destrozarlo.

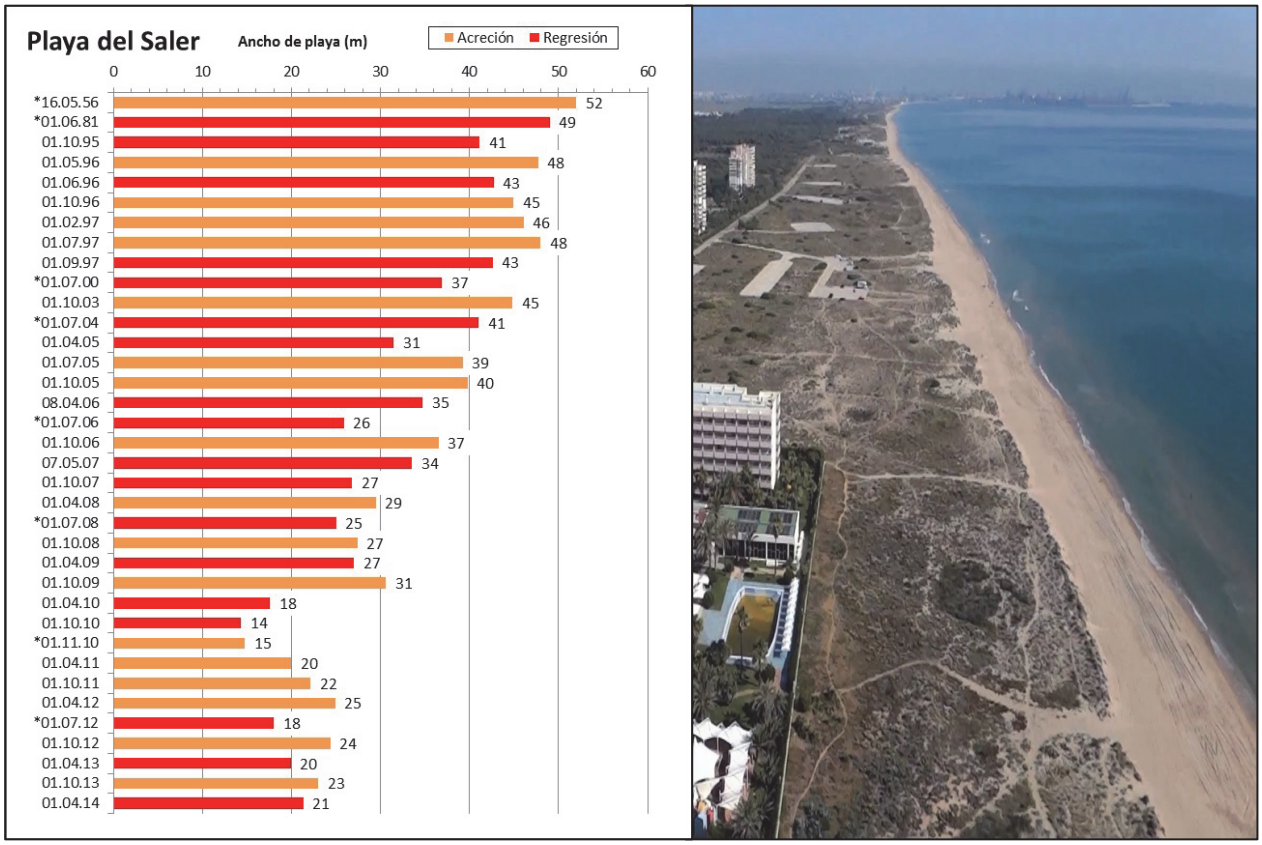


Fig. 2. Evolución del ancho de playa en El Saler (izquierda) e imagen aérea (derecha). Fuente: Elaboración propia/MAPAMA.

4.2 Playa de la Malvarrosa (Valencia)

Es playa situada al norte del Puerto de Valencia, apoyada en su dique, es una de las más conocidas y visitadas por su privilegiada situación en la ciudad de Valencia. En la Figura 3 se muestra su evolución. Su ancho ha pasado de 48 m en 1956 a unos 240 m en la actualidad, lo que supone un incremento de un 400%. Analizando esa evolución por periodos, se observa cómo de 1956 a 1981 hay un incremento de 56 m, lo que supone unas tasas de unos 2 m/año. Desde ese momento la playa se mantiene estable en el entorno de los 110 m, hasta que en 2006 se realiza una regeneración con un aporte de 135.000 m^3 de arena y cuyo $D_{50\ era}$ igual al existente en la playa, de 0.172 mm. Ello supuso que se incrementara el ancho de playa en otros 50 m. En total gana 83,628 m^2 de superficie, de los cuales sólo 43,458 m^2 podrían achacarse al aporte artificial de material por la regeneración realizada en 2006. Desde ese momento, se observa cómo la playa va basculando apoyándose en el dique del puerto, aumentando su ancho a tasas de 4.8 m/año. Esto es sin duda producto del corte en el transporte longitudinal de sedimentos en dirección norte-sur producido por el puerto de Valencia.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

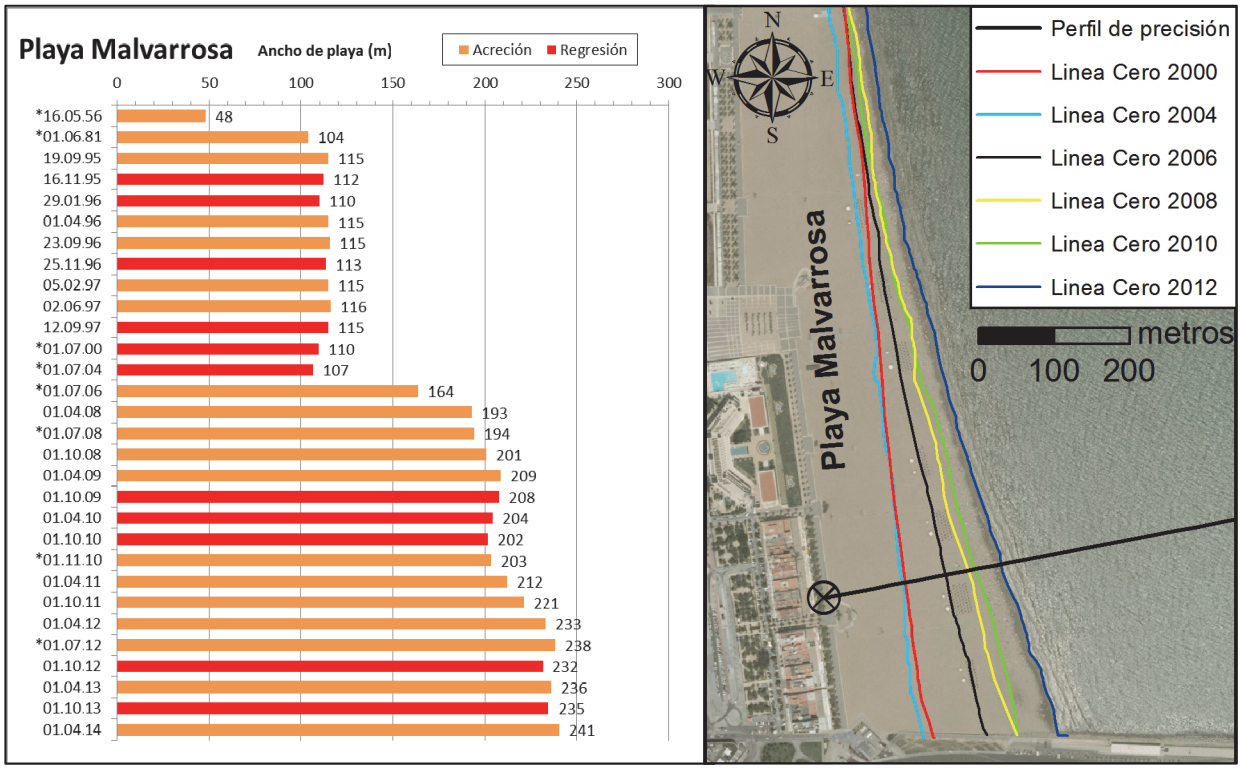


Fig. 3. Evolución del ancho de playa de La Malvarrosa (izquierda) e imagen aérea (derecha). Fuente: Elaboración propia/PNOA

4.3 Playa de Marineta Cassiana (Dénia)

El estudio de esta playa realizado por Pagán et al. (2016) muestra que pese haber sido regenerada con arenas en los años 90, alcanzando un ancho de 31 m, ha sufrido una erosión a tasas de 1 m/año desde entonces, llegando a casi desaparecer en algunos puntos de la playa. El cambio de tipología de playa de grava a arena, junto con la total urbanización de sus cuencas vertientes y la construcción de un espigón pueden ser las causas que han agravado la erosión.

Esta evolución de la playa se aprecia a través de los 8 puntos representativos utilizados para medir la variación del ancho de playa, cuya posición y evolución se muestra en la Figura 4. Se observa cómo la playa pasa de tener un ancho medio de 15 - 30 m en 1956 hasta un mínimo de 2 – 4 m en 1984, concretamente en la desembocadura del Barranco de Santa Lucia. La aportación de material restituyó los anchos de playa de los años 50, y tuvo especial importancia en la parte oriental de la playa, donde al abrigo del nuevo espigón el ancho de la playa aumentó de 6 m en 1986 hasta 52 m en 1992. Sin embargo, en esta zona la playa sufre una gran erosión que hace que pierda prácticamente todo lo ganado, llegando a ser inexistente en 2014.

Se puede observar cómo la playa presenta una erosión continuada en el tiempo, con una tendencia negativa de su superficie sólo invertida con las acciones antrópicas. Especialmente destacable son las aportaciones de 67,000 y 25,500 m^3, que transformados a superficie de playa, suponen 25,830 y 12,750 m^2 respectivamente. Sin embargo, desde entonces hasta la actualidad se mantiene la tendencia erosiva de la playa, teniendo en 2014 una superficie de 11,500 m^2, similar al mínimo de 9,400 m^2 obtenido en 1984 y que provocó las actuaciones de regeneración en la playa.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

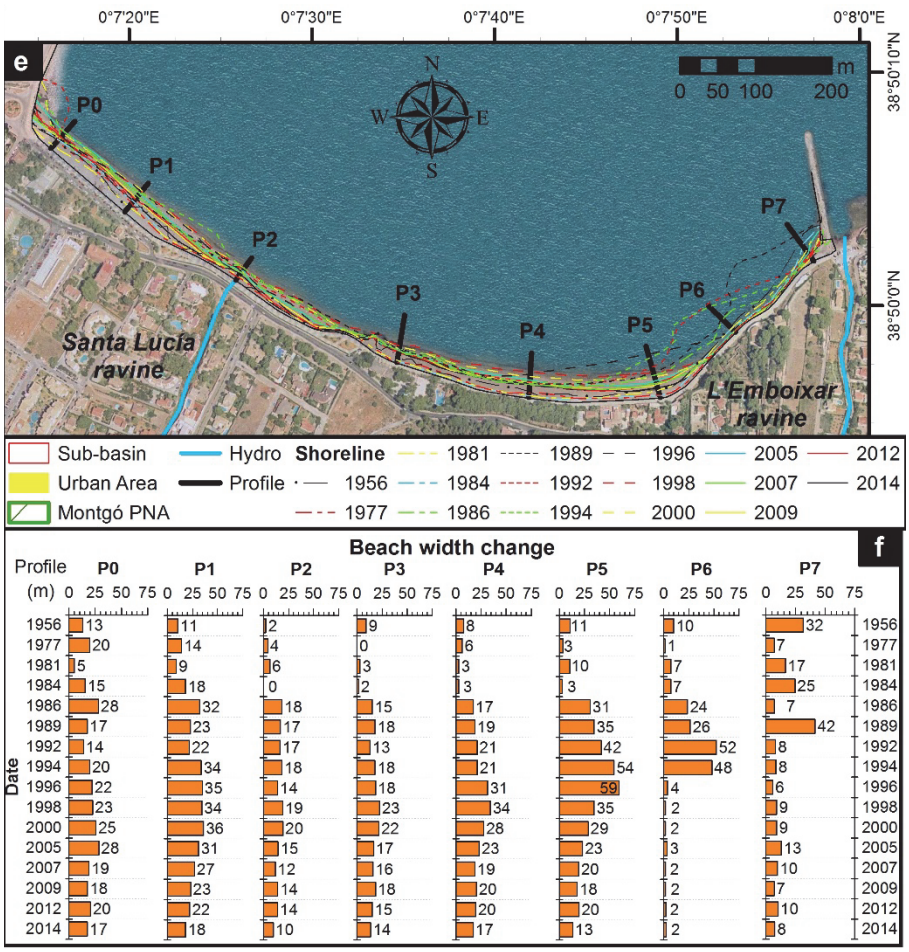


Fig. 4. Evolución del ancho de playa de Marineta Cassiana. Fuente: Pagán et al. (2016)

4.4 Playa de Poniente (Benidorm)

Aragonés et al. (2015) analizaron la regresión en esta playa antes y después de su regeneración en 1991. Inicialmente tenía un ancho de playa de 35m, que fue erosionado hasta alcanzar un mínimo en 1990 de 14 m. En 1992 se realizó una regeneración donde se aumentó el ancho de playa hasta los 84 m. Sin embargo en 1994 se había perdido ya 14 m (tasas de -7 m/año). En 2000 el ancho se había reducido a 49 m, llegando de nuevo en 2007 a su ancho original de 34 m. Desde entonces se mantiene estable, incluso con un ligero aumento.

4.5 Playas de Guardamar del Segura

Una zona muy interesante es la de las Playas de Guardamar del Segura. En esta investigación se han estudiado 10 km del frente litoral, en un entorno complejo y con fuerte presión antrópica, como: el complejo sistema dunar, la desembocadura del río Segura, la presencia de viviendas en primera línea en Playa Babilonia o las regeneraciones llevadas a cabo en los años 90.

Centrándonos en la desembocadura del río Segura (Figura 5), a través de las imágenes aéreas podemos ver la evolución de su costa desde 1956 hasta la actualidad (Pagán et al., 2017). Se aprecia una intensa erosión en la playa de los Tusales con tasas de 2 m/año, mientras que la playa al sur se mantenía estables probablemente debido al transporte longitudinal Norte-Sur. Esta tendencia se mantiene hasta que en 1986 se construyen unos diques para evitar el aterramiento de la desembocadura y se detecta un aumento significativo de material que se acumula apoyado en el dique norte. En 1990 se detecta un incremento de la erosión en la Playa Viveros, al sur de la desembocadura, hasta que en 1992 se produce el encauzamiento del río, con un relleno junto al dique sur que En el siguiente periodo se ha erosionado. En 1998 se construye además el puerto deportivo y con los dragados se ejecuta una duna artificial. Desde ese momento, hasta la actualidad, la erosión ha sido incrementada, llegando a valores de 3 m/año. En la actualidad está en valores mínimos de anchos de playa, y como se aprecia, la erosión ha sido significativa desde 1956 (entre 50 y 70 m de playa perdidos).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

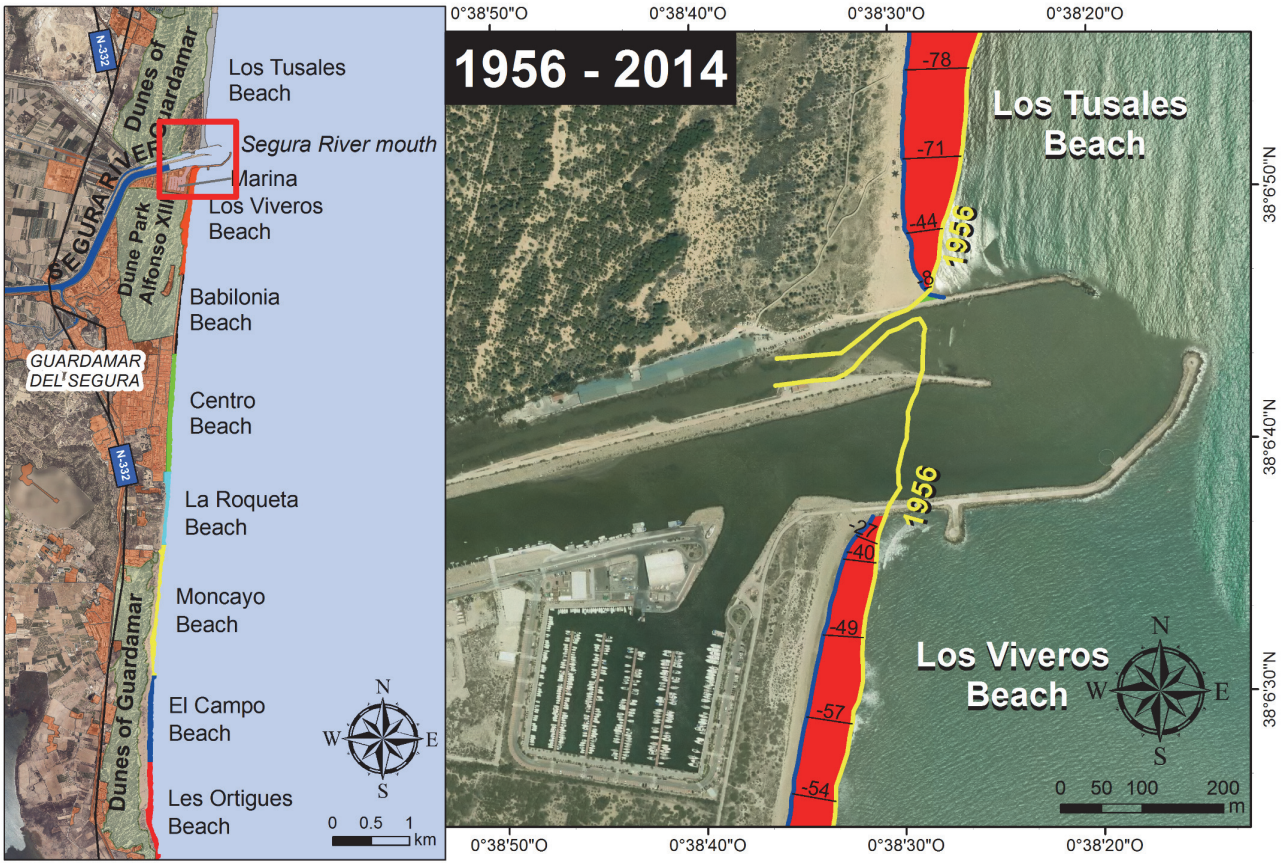


Fig. 5. Localización de las playas de Guardamar del Segura (izquierda) y evolución del entorno de la desembocadura del Segura (derecha). Fuente: Elaboración propia/PNOA

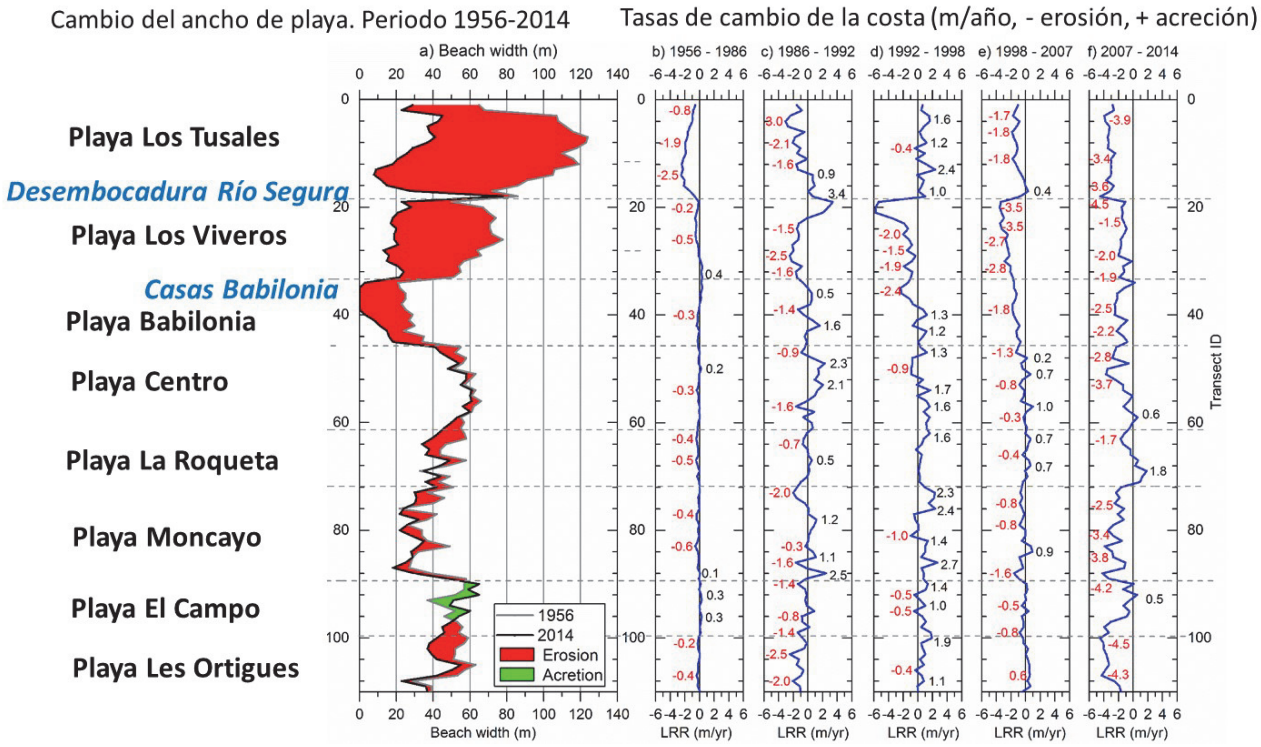


Fig. 6. Evolución del ancho de playa y tasas de cambio por periodos de estudio. Fuente: Pagán et al. (2017)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la Figura 6 se muestra la evolución para todo el frente costero. Se ve cómo las playas al norte y sur del río son las que más han retrocedido, llegando incluso a ser su ancho 0 en playa Babilonia. Analizando por los periodos en que las acciones antrópicas han tenido lugar, se ve cómo hasta 1986 (construcción diques gola del Segura) el litoral es estable excepto en playa Tusales. La creación de estos diques desestabiliza el litoral levemente, pero tras el encauzamiento y construcción del puerto deportivo las tasas de erosión aumentan en las playas del sur (Viveros y Babilonia), llegando en la actualidad a ser relevantes en casi todas las playas.

En la playa Viveros, el mar ya ha alcanzado la duna provocando una intensa erosión que ha dejado al descubierto la verdadera composición de la mota, formada por limos y otros rellenos antrópicos. En la zona de las casas de playa Babilonia, hasta 1992 en ancho de playa era estable entorno a 25 m. Sin embargo, desde que el encauzamiento del río cortara el transporte longitudinal, la erosión se ha incrementando de tal manera que en 2007 el mar llegó a las viviendas, y aunque después el ancho de playa volvió a crecer, los efectos de la reflexión del oleaje han hecho que la playa haya desaparecido en la actualidad.

4.6 Playa de Ensenada del Esparto (La Manga del Mar Menor, San Javier)

En los años 50 la playa tenía 44 m de ancho. En los 80, cuando comenzó su urbanización, la playa tenía 21 m, y ha ido sufriendo una fuerte regresión con tasas de unos 2 m/año hasta desaparecer en la actualidad (2017). Esta playa ha tenido diversas actuaciones antrópicas como la creación y eliminacion de espigones y aporte de material de excavación, así como también es notoria la presencia de arribazones de *posidonia oceánica*. Durante los temporales el olaje incide sobre el paseo marítimo causando destrozos y aumentando la erosión, tal y como se ve en la Figura 7.



Fig. 7. Vista en planta de la evolución de la línea de costa (izquierda) e imágenes del oleaje golpeando el paseo marítimo (arriba) y sus consecuencias tras la socavación del muro (debajo). Fuente: Elaboración propia.

5. Las regeneraciones realizadas en la costa alicantina en los 90.

Varias de las playas analizadas fueron regeneradas en los años 90, como Marineta Cassiana o la Playa de Poniente. El estudio de su evolución desde entonces ha permitido obtener las siguientes conclusiones: i) Hay una pérdida continua de arena en las playas analizadas. (ii) Los sistemas de defensa en gran parte no contienen el ancho de playa proyectado, y (iii) Se debe mejorar los sistemas de regeneración para evitar afecciones a la flora y fauna marina.

La playa de Marineta Cassiana fue regenerada en 1985 y 1988 aportando más de 90 mil metros cúbicos de arena de tamaño 0.150 mm, y con la creación de un espigón de 170 m de longitud que reduce el oleaje incidente. En las ortofotos se aprecia el aporte y su erosión contínua del material, y también se observa cómo ha desaparecido la pradera de *posidonia oceánica* presente en su litoral. El cambio en el perfil de playa, de grava (más vertical) a arena (más tendido)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

y su recolocación tras el aporte ha sepultado la posidonia. Su desaparición ha ocasionado que el perfil se tienda más, incrementando el retroceso de la línea de costa hasta casi desaparecer como hemos visto.

Algo similar ocurrió en la Playa de Poniente de Benidorm, donde el vertido de más de 710,000 m^3 de arena provocó el aterramiento de la pradera de posidonia y la desestabilización del perfil. Al buscar el perfil de equilibrio, la regresión de la línea de costa se intensifica, con la consecuente pérdida del ancho ganado.

6. Conclusiones

Las playas de arena a lo largo del levante mediterráneo se encuentran en un estado de retroceso de la línea de costa que se ha visto agravado por las presiones antrópicas a las que se han visto sometidas durante las últimas décadas. Existe una pérdida generalizada de arena en las playas analizadas, que en algunos casos requiere una inmediata actuación para proteger la costa. en el caso de las playas regeneradas, los sistemas de defensa ejecutados en gran parte no han contenido el ancho de playa proyectado, debiéndose mejorar los sistemas de regeneración para evitar afecciones a la flora y fauna marina. Es necesario analizar cuáles son las causas de dicho retroceso para que la toma de decisiones encaminadas a la estabilización o mantenimiento de esa línea de costa sea efectiva en el medio y largo plazo.

Agradecimientos

Al Servicio Provincial de Costas de Alicante, Universidad de Alicante, Universidad Politécnica de Valencia por facilitar el acceso a sus datos.

Referencias

ARAGONES, L; GARCIA-BARBA, J; GARCIA-BLEDA, E; LOPEZ, I Y SERRA, JC. (2015) "Beach nourishment impact on Posidonia oceanica: Case study of Poniente Beach (Benidorm, Spain)." en *Ocean Engineering*; 107: 1-12.

ARAGONES, L; PAGAN, JI; LOPEZ, MP Y GARCIA-BARBA, J. (2016) "The impacts of Segura River (Spain) channelization on the coastal seabed." en *Science of The Total Environment*; 543, Part A: 493-504.

ARNELL, NW Y LLOYD-HUGHES, B. (2014) "The global-scale impacts of climate change on water resources and flooding under new climate and socio-economic scenarios." en *Climatic Change*; 122: 127-140.

BATTIAU-QUENEY, Y; BILLET, JF; CHAVEROT, S Y LANOY-RATEL, P. (2003) "Recent shoreline mobility and geomorphologic evolution of macrotidal sandy beaches in the north of France." en *Marine Geology*; 194: 31-45.

ECOLEVANTE. (2006). *Estudio ecocartográfico del litoral de las provincias de Alicante y Valencia.*<http://www.mapama.gob.es/es/costas/temas/proteccion-costa/ecocartografias/ecocartografia-alicante.aspx>. *[*Consulta: 20/02/2016*]*

JIMENEZ, JA; VALDEMORO, HI; BOSOM, E; SANCHEZ-ARCILLA, A Y NICHOLLS, RJ. (2017) "Impacts of sea-level rise-induced erosion on the Catalan coast." en *Regional Environmental Change*; 17: 593-603.

NAIK, D Y KUNTE, PD. (2016) "Impact of Port Structures on the Shoreline of Karnataka, West Coast, India." en *International Journal of Advanced Remote Sensing and GIS*; 5: 1726-1746.

NEWTON, A; CARRUTHERS, TJB Y ICELY, J. (2012) "The coastal syndromes and hotspots on the coast." en *Estuarine, Coastal and Shelf Science*; 96: 39-47.

NEWTON, A; ICELY, J; CRISTINA, S; BRITO, A; CARDOSO, AC; COLIJN, F, ET AL. (2014) "An overview of ecological status, vulnerability and future perspectives of European large shallow, semi-enclosed coastal systems, lagoons and transitional waters." en *Estuarine, Coastal and Shelf Science*; 140: 95-122.

PAGAN, JI; ARAGONES, L; TENZA-ABRIL, AJ Y PALLARES, P. (2016) "The influence of anthropic actions on the evolution of an urban beach: Case study of Marineta Cassiana beach, Spain." en *Science of The Total Environment*; 559: 242-255.

PAGAN, JI; LOPEZ, I; ARAGONES, L Y GARCIA-BARBA, J. (2017) "The effects of the anthropic actions on the sandy beaches of Guardamar del Segura, Spain." en *Science of The Total Environment*; 601–602: 1364-1377.

RIGGS, SR; CLEARY, WJ Y SNYDER, SW. (1995) "Influence of inherited geologic framework on barrier shoreface morphology and dynamics." en *Marine Geology*; 126: 213-234.

THIELER, ER Y WILLIAM, WD. (1994) "Historical Shoreline Mapping (II): Application of the Digital Shoreline Mapping and Analysis Systems (DSMS/DSAS) to Shoreline Change Mapping in Puerto Rico." en *Journal of Coastal Research*; 10: 600-620.

ZHU, L; HE, Q; SHEN, J Y WANG, Y. (2016) "The influence of human activities on morphodynamics and alteration of sediment source and sink in the Changjiang Estuary." en *Geomorphology*; 273: 52-62.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Diseño de un arrecife de surf artficial en la playa de Somo-Loredo

Ortiz-Angulo Cantos, Jared[a]; Díaz-Hernández, Gabriel[b] y López-Lara, Javier[b]
[a]MCVALNERA (Santander, Cantabria, España) joc@mcvalnera.com,
[b]Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. gabriel.diaz@unican.es y lopezjav@unican.es

Resumen

Se presenta el diseño geométrico y constructivo de un arrecife artificial destinado para la práctica del surf con base en una herramienta numérica basada en las ecuaciones modificadas de Boussinesq, todo ello aplicado a la localización de la playa de Somo-Loredo en Cantabria, como uno de los puntos de especial interés de la región para invertir recursos y fomentar este deporte.

Palabras clave: *Surf, oleaje, rotura, arrecife, artificial, protección, modelado, Somo, Loredo, Boussinesq.*

1. Introducción

En las últimas décadas, el surf ha sido claramente un deporte en auge, pero hasta los últimos años no se ha valorado la totalidad del potencial económico que puede generar la existencia de una ola de calidad en un determinado municipio. Disponer de buenas condiciones para la práctica del surf requiere de la existencia conjunta de diversos factores climáticos y morfológicos (oleajes tipo swell, vientos off-shore, configuración batimétrica determinada, etc.). Debido a que la conjunción de estos factores de forma natural es compleja, la ingeniería marítima ha permitido el desarrollo de estructuras tipo arrecife artificial diseñados *ex profeso* para la práctica del surf, con intención de mejorar las cualidades específicas del oleaje y hacer viable la práctica de este deporte en una determinada zona. Estas estructuras están inspiradas en la observación de los arrecifes naturales de los lugares mundialmente conocidos por generar perfectas y frecuentes sesiones de surf.

El Mar Cantábrico posee diferentes zonas costeras en donde se congregan los factores necesarios para poder disfrutar de las olas de forma regular y en condiciones satisfactorias. Por ejemplo, la zona costera de Ribamontán al Mar, en la Comunidad Autónoma de Cantabria, ha sufrido un importante desarrollo en múltiples facetas gracias a la correcta gestión del recurso surf, pero que todavía tiene muchas oportunidades de explotación. Por esta razón y con el propósito de aprovechar los conocimientos y experiencias ya desarrolladas, se plantea el presente estudio.

La construcción de una estructura sumergida tipo arrecife artificial en la playa de Somo-Loredo, puede llegar a mejorar la calidad de rotura del oleaje incidente, aportando un elemento de reclamo turístico y dotando así de una protección a la costa adyacente. El trabajo realizado estudia los factores determinantes de la calidad del *surfing* y los parámetros que intervienen en el proceso de generación de oleaje sobre un arrecife artificial. Analiza la hidrodinámica en diferentes modelos de arrecife artificial y después, tras examinar las condiciones de clima marítimo en la zona de estudio, se justifica la elección de la tipología de arrecife a emplear. Todas las estructuras son simuladas numéricamente mediante una herramienta numérica basada en las ecuaciones modificadas de Boussinesq, forzada bajo diferentes situaciones, con el objetivo principal de evaluar/opinar sobre el "Diseño de un arrecife de surf artificial en la playa de Somo-Loredo", tema que da título al estudio. Por lo tanto, este estudio conlleva un análisis exhaustivo del comportamiento de dicho modelo frente a este tipo de estructuras.



Fig. 1. Arrecife de surf artificial diseñado para la playa de Somo-Loredo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En definitiva, este trabajo tiene como objeto proporcionar nuevas herramientas para el diseño de estructuras sumergidas con la finalidad de mejorar las condiciones de surf, estudiar la viabilidad de la aplicación de un arrecife artificial enfocado a la práctica de surf en la playa de Somo-Loredo y estimar los costes de dicho proyecto.

2. Objetivos

El principal objetivo del trabajo realizado es estudiar la viabilidad de aplicación de un arrecife artificial de surf en la playa de Somo-Loredo.

Para cumplir dicho objetivo, es necesaria la realización de las siguientes tareas:

- Concienciar de la capacidad de desarrollo que puede generar en una localidad concreta la existencia de una ola de calidad para la práctica de surf y su correcta explotación.
- Realizar una introducción de los aspectos generales y de la terminología que envuelve la conocida como "ciencia del surf".
- Establecer y describir los parámetros que definen la calidad de rotura del oleaje y su relación con los niveles de cada surfista.
- Analizar, determinar y valorar qué condiciones son las más adecuadas que brinden la mejor posible rotura del oleaje para la práctica del surfing.
- Utilización del modelo numérico basado en las ecuaciones modificadas completamente no lineales y dispersivas de Boussinesq para en estudio de la hidrodinámica de arrecifes artificiales.
- Desarrollar la propuesta de una metodología innovadora para la creación de arrecifes de surf artificiales basada en la utilización de poliuretanos y el aprovechamiento de los medios existentes en la localización de estudio.
- Aplicación y análisis de dicha metodología en la playa de Somo y Loredo, acompañado de un estudio presupuestario de la alternativa propuesta y su correspondiente comparación con los proyectos ya existentes en la actualidad.

3. Desarrollo

Para el desarrollo de este trabajo se ha tomado como punto de partida el documento de "Hidrodinámica en torno a un arrecife artificial de surf en Leirosa, Portugal" (Mendonça et al. 2012) en el que se realizó el modelado numérico de dos tipologías de arrecife artificial bajo diversas condiciones, basándose en los estudios de Voorde et al. (2009a), obteniendo finalmente ciertas conclusiones generalmente válidas. Tras establecer los criterios de diseño, se ejecutan bajo varias condiciones dos casos de arrecifes artificiales tipo. El modelo numérico utilizado es el IH-BOUSS, el cual se basa en las ecuaciones modificadas completamente no lineales y completamente dispersivas de Boussinesq, Nwogu (1993); Woo & Liu (2004a), Woo & Liu (2004b), Losada et al. (2008) y Kim el al (2009). Este modelo considera una rotura artificial del oleaje bajo ciertas circunstancias que deben considerarse a la hora de interpretar los resultados obtenidos en este tipo de estudios.

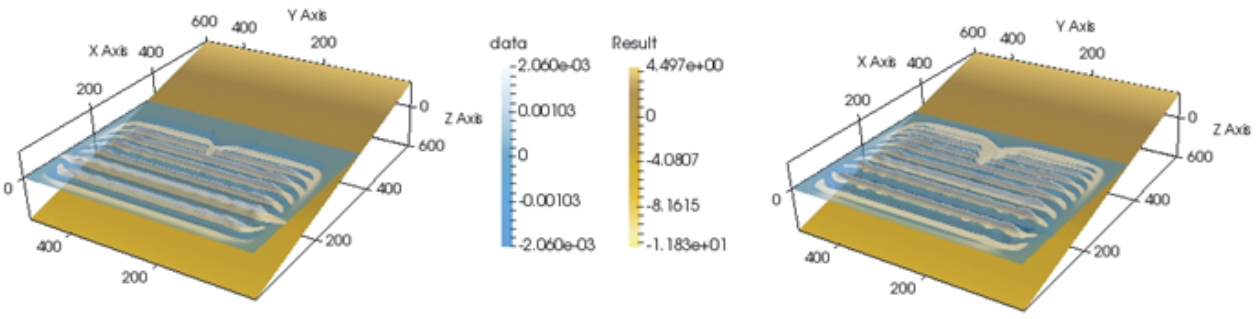


Fig. 2. Simulación de un caso tipo de un caso tipo de arrecife artificial de 66º

Una vez analizados los resultados de los casos tipo, se diseña un arrecife artificial para la playa de Somo-Loredo. Para ello se realizó un análisis de la batimetría de la zona de estudio y del clima marítimo (en función de la altura de ola significante Hs, y el periodo de pico Tp), junto con una jerarquización en base a niveles de surf basándonos en la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

experiencia y en la tesis titulada: "Variabilidad espacial y temporal del recurso surf: metodología y resultados" (Espejo Hermosa, A. 2011), dichos niveles son:

Nivel 1 – Condiciones suficientes: 0.3 m ≤ Hs < 0.5 m; 6 s ≤ Tp < 8 s;

Nivel 2 – Condiciones apropiadas: 0.5 m ≤ Hs < 1.2 m; 8 s ≤ Tp < 12 s;

Nivel 3 – Condiciones óptimas: 1.2 m ≤ Hs ≤ 2 m; 12 s ≤ Tp < 16 s;

Nivel 0 – No surfeable: Resto de condiciones.

El procedimiento constructivo propuesto se basa en una metodología innovadora que aprovecha los medios existentes, es solidaria con el medio ambiente y económicamente viable. Como el canal de entrada a la Bahía de Santander se draga anualmente, el uso de parte de esa arena para crear fondos aptos para el surfing (previamente diseñados) es una alternativa tentadora. Simplemente realizando un vertido, tendríamos resultados a corto plazo, pero nos interesa algo a medio/largo plazo. Se propone pues la creación de una capa rígida sobre los vertidos, mediante la mezcla de parte de la arena con un poliuretano conocido como "Elastocoast". Utilizando las guías proporcionadas por BASF, se calculó el espesor de la capa de recubrimiento: 0.1 m. El arrecife artificial propuesto está diseñado de manera que dispone 0.5 m de agua sobre él en los estados de bajamar, de esta manera limitamos su tiempo de operatividad al rango de mareas que abarca desde la bajamar a la media marea aproximadamente (para casos de temporal).

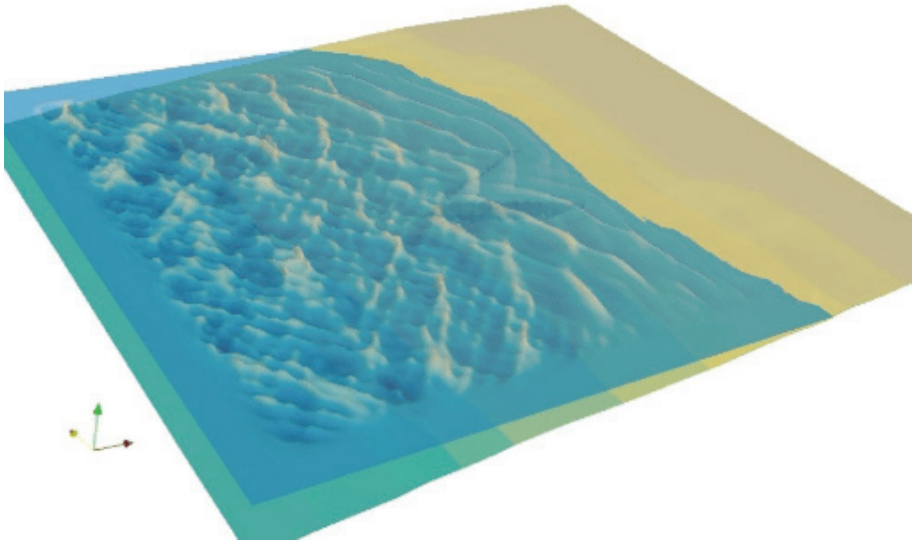


Fig.3. Simulación del caso de temporal en bajamar sobre el arrecife artificial diseñado en Somo-Loredo

Los resultados obtenidos para cada uno de los casos son: mapas de isoaltura de oleaje (representando algunos cortes transversales relevantes), serie de altura de olaje, número de Iribarren asociado a esas series de altura y espectros de energía para los puntos de control, gráficos de corrientes, croquis de corrientes adaptado a la práctica del surf y gráficos de rotura. Podemos destacar que en casi todos los resultados el comportamiento es representativo de esquemas típicos asociados a zonas con roturas aptas para el surf.

A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos para el siguiente caso:

Estado de la marea = Bajamar;

Oleaje = Irregular;

Hm0 = 2.5 m;

T = 11 s;

Profundidad del arrecife = 0.5 m;

La figura 4 corresponde con un corte transversal sobre el mapa de isoalturas de oleaje generado. En rojo se puede apreciar el perfil de la sección y en azul los valores correspondientes a la isolatura de ola. El efecto de la estructurua implementada se aprecia de forma clara a una distancia de 325 m sobre el eje horizonal (correspondiendo con el inicio del arrecife artificial). En este punto se localiza la zona de rotura y tras ella una decaída de la isoaltura por la disipación de energía producida sobre el arrecife artificial de surf.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

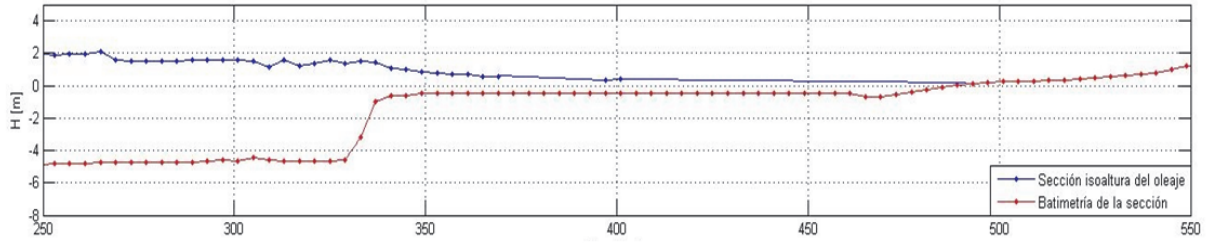


Fig.4. Sección transversal sobre el mapa de isoalturas de oleajes para el caso de temporal en bajamar

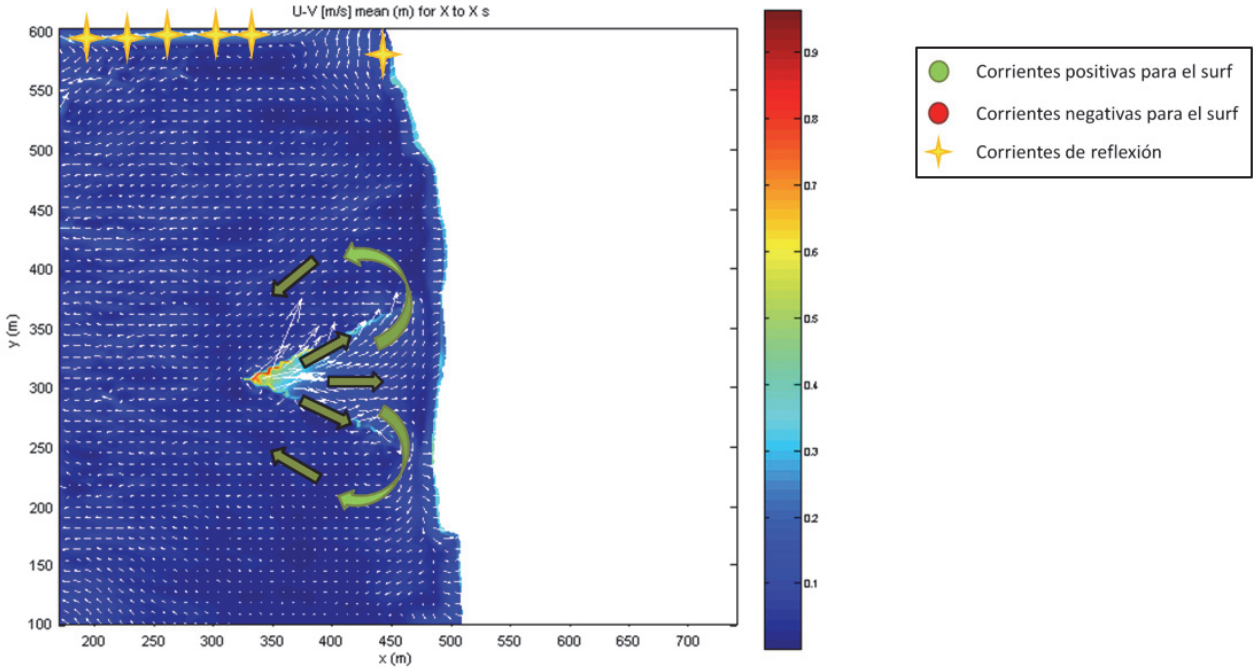


Fig.5. Croquis del sistema de corrientes adaptado a la práctica del surf

En el croquis adaptado a la práctica del surf (ver figura 5) se puede apreciar como el arrecife artificial diseñado mantiene un comportamiento típico de sistemas de corrientes asociado a dichos elementos frente a las condiciones de temporal. Se visualizan dos corrientes de retorno en torno a la estructura, corrientes sobre el arrecife que son la fuente de alimentación de las de retorno (por lo que si un surfista sufre una caida en la zona de rompientes, las corrientes lo llevarían hacia la zona adecuada para salir). Existen dos corrientes en los laterales del arrecife, que ayudarían en la remada a la hora de remontar hacia la zona de rotura. En dicha zona, existe la posibilidad que se sobrepasen las magnitudes consideradas apropiadas para la práctica del surf, en tal caso, sería con magnitudes muy cerca del umbral por lo que suponemos que no generarían dificultades. Encontramos una serie de corrientes generadas por reflexión del modelo, pero que no interfieren dentro del sistema de interés.

Tras el análisis de los resultados expuestos durante el desarrollo del estudio, se puede afirmar que:

1) Según los criterios de diseño, el arrecife queda en todo momento sumergido, presentando buenas condiciones de rotura en bajamar y en media marea, sin producirse rotura sobre la estructura en los casos de pleamar.

2) El arrecife artificial para surf diseñado en la playa de Somo-Loredo produce roturas surfeables tanto en condiciones medias, como en condiciones de temporal. La forma en delta genera olas tanto de derechas como de izquierdas, aunque en las simulaciones de los modelos y en los resultados de los mapas gráficos se registra que las concentraciones generan una mejor ola de izquierdas.

3) Los resultados para los estados de pleamar sufren los comportamientos esperados de no rotura, por lo que no se han considerado relevantes con magnitudes de corrientes mínimas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4) Los surfistas expertos podrán disfrutar de una rotura en voluta de nivel en los estados de bajamar, mientras que los amateurs podrán aprovechar las olas más generadas en los estados próximos a media marea.

5) Existe una relación de energía espectral entre los puntos de control analizados. La reducción de energía espectral entre dos puntos situados sobre el arrecife a una distancia de 80 m aproximadamente es de un tercio. Se encuentra, que para todos los casos, las bajas frecuencias equivalen a oleajes más energéticos.

Por último se han elaborado dos estudios básicos referentes a la implementación del arrecife artificial. En primer lugar se analiza la variación del flujo medio de energía para 4 puntos de control situados sobre la estructura a través de la reconstrucción de la estadística del oleaje con y sin la presencia del arrecife y empeando el modelo MOPLA incluñido en el Sistema de Modelado Costero desarrollado por la Universidad de Cantabria. De dichos resultados obtenemos que la variación es mínima y no tendría efectos relevantes sobre el basculamiento de la playa.

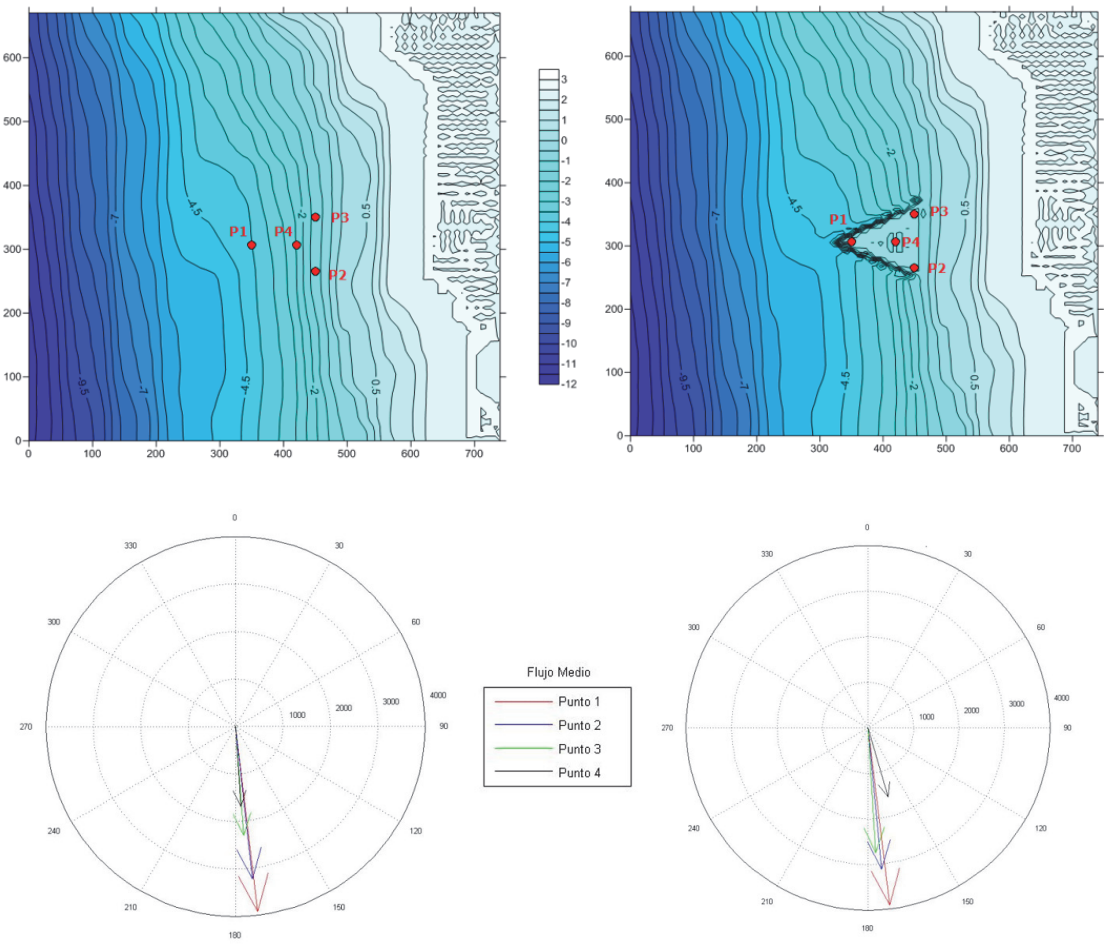


Fig.6. Puntos de control y variación del flujo medio en los mismos tras la implementación del arrecife artificial

Los efectos producidos sobre la costa son positivos. No existe un basculamiento de la zona de la curva, ya que los flujos medios de energía no sufren cambios significantes. Por otro lado, se produce una disipación energética de los oleajes que ofrece una protección de la costa.

En segundo lugar, se han analizado los cambios asociados al porcentaje de ocurrencia tras la implementación del arrecife, de los diferentes niveles de surf definidos anteriormente. Destacar que se consigue triplicar el porcentaje de ocurrencia del nivel 2 (condiciones apropiadas para la práctica del surf).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

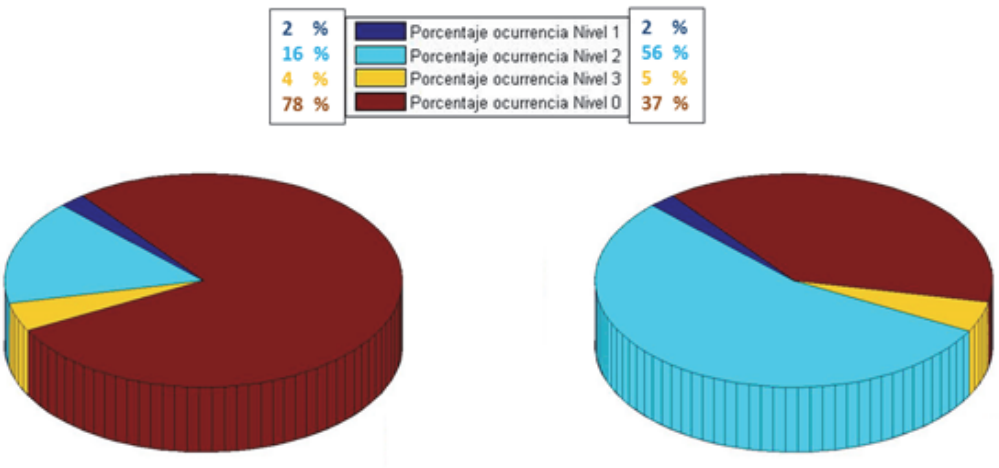


Fig.7. Variación de los porcentajes de ocurrencia de los distintos niveles de surf tras la implementación del arrecife artificial

4. Presupuesto y viabilidad económica del arrecife artificial

El presupuesto de dicho proyecto se ha analizado considerando el coste que conlleva el dragado en la canal próxima a la localización de estudio, aunque finalmente se indican los costes sin tenerlo en cuenta.

A forma de resumen del presupuesto total, podemos indicar que si consideramos el dragado el coste total sería de: 2.692.685,02 €. Por lo que el m^3 de arrecife artificial saldría por: 71.03 €. Mientras que si no consideramos el dragado, el coste total sería de: 906.173,68 €. Por lo que el m^3 de arrecife artificial saldría a 23.9 €, que es aproximadamente la mitad que en el caso anterior.

Proyecto	Fecha	País	Volumen aproximado [m^3]	Tipología	Coste Total [€]
Burkit (Bargara)	1997	Australia	300	Roca nativa	6.758,72
Cables (Perth)	1998	Australia	5.000	Roca aportada	946.221
Narrowneck (Queensland)	1998	Australia	60.000	Geotextil	2.242.500
Pratte (El segundo, California)	1999	EEUU	1.350	Geotextil	260.211
Kovalam (Kerala)	2009	India	4.100	Geotextil	1.005.850
Boscombe (Bournemouth)	2008	UK	13.000	Geotextil	3.537.000
Mount Maunganui	2005	Nueva Zelanda	6.000	Geotextil	983.087
Somo-Loredo	-	España	37.905	Elastocoast	906.173

Tabla 1. Tabla comparativa de los principales arrecifes artificiales existentes. Fuente: elaboración propia.

5. Conclusiones

A continuación se recogen las principales conclusiones obtenidas en la realización del presente estudio:

- Los resultados obtenidos mediante el modelo numérico IH-Bous son aceptables para un estudio de hidrodinámica de arrecifes artificiales.
- Queda justifica la viabilidad del proyecto de un arrecife artificial de surf artificial en la playa da Somo-Loredo.
- Los parámetros utilizados para definir la forma geométrica de los arrecifes artificiales para surf son correctos.
- Surgen nuevas líneas de investigación como: Estudio del uso de poliuretanos para la creación de fondos artificiales para surf, mejora del diseño de los arrecifes artificiales para surf y desarrollo de una herramienta que simule de forma real la rotura en voluta.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Referencias

ESPEJO HERMOSA, A. (2011). *Variabilidad Espacial y Temporal del Recurso Surf: Metodología y Resultados.* Tesis Doctoral. Departamento de Ciencias y Técnicas del agua y del Medio Ambiente. Universidad de Cantabria, https://repositorio.unican.es/xmlui/handle/10902/1326

GUDELINES TECHNICAL DESIGN (2010). *"BASF Polyurethanes GmbH Elastocoast Compilation of the Technical Design Guidelines for Elastocoast".*

MENDONÇA, A. FORTES, TEN VOORDE, M. ANTUNES DO CARMO, J.S. NEVES, M.G. (2009). "Physical and numerical study of "breaker types" over an artificial reef" *en Universidad de Coímbra. Laboratorio nacional de ingeniería civil.* SPEC. ISSUE 56. 569-573.

MENDONÇA, A. FORTES, CJ. CAPITÃO, R. NEVES, MG. DO CARMO, JS. MOURA, T (2012). "Hydrodynamics around an artificial surfing reef at Leirosa, Portugal" *en J.Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.* 138 (3):226-235.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

El cálculo del límite interior de la zona marítimo-terrestre en la nueva normativa de costas: un problema de gestión

Martínez-Cordero, José Ramón[a] y Montero-Llerandi, Christian Jesús[b]
[a]Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Estado. Coordinador del Área de Gestión del dominio público marítimo-terrestre, de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar. Ingeniero de Caminos (homologación Máster) por la ETSI de Caminos Canales y Puertos, U.P.M., España. e-mail: jmcordero@mapama.es, [b]Director Técnico de IDYMA (Ingeniería Digital y Medio Ambiente S.L.). Especialista en estudios de ecosistemas litorales. Ingeniero de Montes (homologación Máster) por la ETSI de Montes, U.P.M.., España. e-mail: christian@idyma.es.

Resumen

La ponencia desarrolla la problemática esencial de la aplicación de la vigente legislación de Costas, y en concreto del Reglamento General de Costas, para el cálculo y determinación de la z.m.t., tema complejo en el que confluyen cuestiones jurídicas y técnicas, para cuyo desenlace habrá que esperar a que se produzcan las primeras sentencias de los tribunales. En particular se exponen los criterios fundamentales adoptados en cuanto a la consideración del alcance de niveles del mar en "5 ocasiones en 5 años", como son el análisis y superposición de datos de mareas y oleajes, la propagación hacia la costa, y la determinación de la cota de inundación, para el cumplimiento de los preceptos reglamentarios.

Palabras clave: *z.m.t. (zona marítimo-terrestre), niveles, inundación, metodología, criterios, determinista, jurisprudencia, litigiosidad, seguridad (jurídica), protección.*

1. Introducción

El Real decreto 876/2014, de 10 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de Costas, estableció en su artículo 4 los criterios técnicos para la determinación de la zona marítimo-terrestre y de la playa. En particular en su apartado a) señala que para fijar el límite interior de la z.m.t., se considerarán las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas y el oleaje, debiendo dicho límite ser alcanzado, en al menos 5 ocasiones en un periodo de 5 años. Asimismo, en su apartado b) establece que las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas incluirán los efectos superpuestos de las astronómicas y de las meteorológicas.

Por otra parte, en el caso de que se quiera revisar un deslinde aprobado se establecen dos definiciones distintas para el mismo concepto, según exista o no deslinde, y dependiendo de si el deslinde se quiere revisar "hacia tierra" o "hacia el mar".

Teniendo en cuenta que según la normativa anterior, el límite interior de la zona marítimo-terrestre estaba constituido, en cualquier caso, por el límite hasta donde alcanzasen los mayores temporales conocidos, se ha hecho necesario desarrollar una metodología para aplicar la nueva definición, cuyas particularidades se analizan a lo largo de la ponencia.

2. Importancia de la z.m.t. en el d.p.m.t.

Dentro de los bienes de dominio público marítimo- terrestre, en la presente ponencia se analiza el concepto de zona marítimo-terrestre, que está incluida en la ribera del mar, pues una cosa es la ribera del mar, que incluye la zona marítimo-terrestre (que se analiza en la ponencia) y las playas (que incluye las dunas), y otra cosa es el dominio público marítimo-terrestre, que además de los anteriores incluye los terrenos comprados, los ganados al mar, los que han perdido sus características naturales…., en definitiva, la mayoría de los incluidos en los artículos 4 y 5 de la ley de costas.

La importancia de la definición de la zona marítimo-terrestre y de la ribera del mar, radica no sólo en que se incluyen los bienes que mantienen sus características naturales (protegidos constitucionalmente), sino en que la ribera del mar

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

constituye el límite a partir del cual, se miden las distancias que se establecen en la ley de costas para determinar la anchura de los terrenos privados colindantes afectados por limitaciones de uso, o servidumbres.

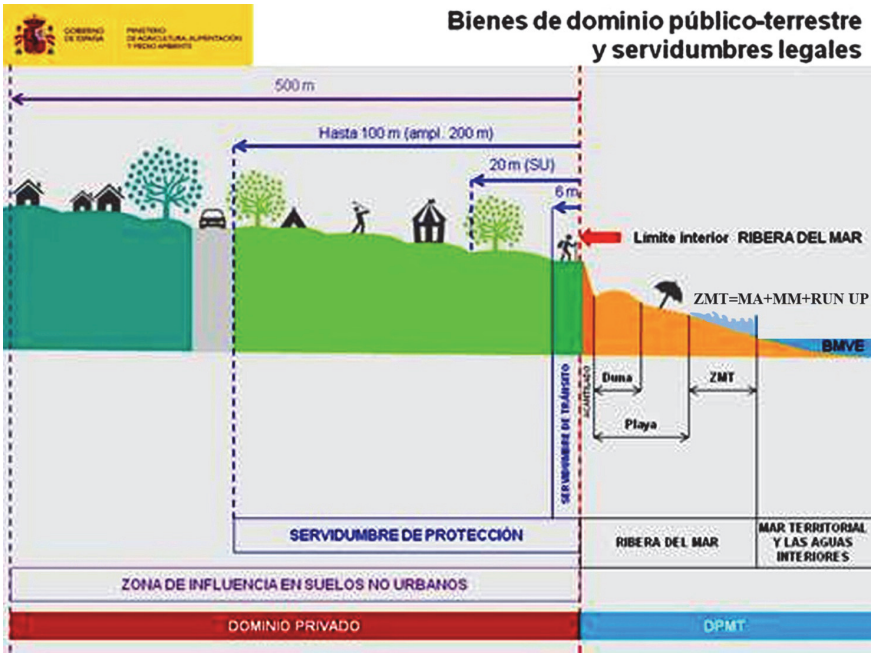


Fig. 1. Croquis del d.p.m.t. y zonas de servidumbre e influencia

3. Variedad de planteamientos iniciales para la determinación de la z.m.t.

A la hora de ejecutar los primeros deslindes al amparo del nuevo Reglamento General de Costas de 10 de octubre de 2014, la primera problemática que se generó, fue la de interpretar de la forma mas objetiva y precisa posible, los conceptos de los citados artículos 4a) y 4b) relativos a la definición de "mayores temporales conocidos".

La redacción completa del texto, señala literalmente:

"a) Para fijar el límite hasta donde alcanzan las olas en los mayores temporales conocidos, se considerarán las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas y el oleaje. Dicho límite será el alcanzado al menos en 5 ocasiones en un periodo de 5 años, salvo en aquellos casos excepcionales en que la mejor evidencia científica existente demuestre la necesidad de utilizar otro criterio. Para calcular el alcance de un temporal se utilizarán las máximas olas registradas con boyas o satélites o calculadas a través de datos oceanográficos o meteorológicos.

b) Las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas incluirán los efectos superpuestos de las astronómicas y de las meteorológicas. No se tendrán en cuenta las ondas de mayor periodo de origen sísmico o de resonancia cuya presentación no se produzca de forma secuencial."

La redacción de ambos artículos incorporó un amplio abanico de posibles enfoques del problema. Algunas de las disyuntivas que se plantearon en las consideraciones de partida, fueron las siguientes:

1.- En cuanto a la recurrencia del oleaje de 5 sucesos en 5 años, ¿qué período temporal mínimo debería establecerse entre los sucesos de oleaje para contabilizarse como alcances distintos?. Es decir, ¿qué intervalo temporal mínimo debe existir entre un registro de ola y otro para que puedan considerarse sucesos independientes (computables a efectos reglamentarios)?.

2.- El Reglamento indica nítidamente la posibilidad del uso de los registros de máximas olas. Sin embargo, las formulaciones mas utilizadas para el cálculo del run-up, utilizan la altura de ola significante con un 2% de porcentaje de excedencia. ¿Sería conveniente valorar run-up con alturas de ola máximas, o cuando menos, utilizar expresiones mayores, como run-up máximos o del 1% (porcentaje de excedencia en vez de run-up de uso común del 2%), para ponderar "picos" de inundación, al fin y al cabo sucesos computables a efectos reglamentarios?

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Boya de Dragonera Año 2009			
Mes/*Month*	**Hmax Max.**	**Hs Max.**	**Dia/*Day***
Enero/*January*	8.9	5.5	24
Febrero/*February*	6.8	4.2	8
Abril/*April*	6.2	3.9	8
Mayo/*May*	3.2	2.0	15
Septiembre/*September*	4.6	2.9	22
Octubre/*October*	7.3	4.6	22
Noviembre/*November*	7.1	4.4	8

Tabla 1: Comparativa de Hmax y Hs en boya de Dragonera, año 2009

3.- La indicación en la redacción del artículo de consideración de la variación de las mareas y de los oleajes, es decir, de ambas variables, deja abierta la consideración de la superposición de alcances dados por los registros de máximas olas (run-up) con máximas mareas, dentro del supuesto reglamentario, aunque no hubieran tenido lugar simultáneamente ambos sucesos (los registros del oleaje y de la marea considerados reglamentariamente). ¿Deberíamos estudiar independientemente el fenómeno de mareas y el de oleajes pudiendo superponer resultados que no coincidieron cronológicamente, o debemos estudiar los niveles tomando ambas variables dependientemente?. Al fin y al cabo, la marea astronómica es independiente del resto de las variables de un temporal, por lo que la posibilidad de superposición de máximos de mareas y oleajes en un mismo instante, es efectiva.

4.- A diferencia del incremento mareal de sencilla aplicación aritmética, el incremento por oleaje se obtiene por fórmulas de cálculo de run-up, en algunos casos provenientes de observaciones de campo y en otros de procedencia semi-empíricas a través de ensayos de laboratorio, por lo que existe variedad de modelos y formulaciones, que proporcionan resultados diversos, que en cualquier caso, han de tomarse con cautela, ya que se trata de estimaciones de magnitud de la realidad, mas que de un dato determinante. Ante la variedad de formulaciones, ¿deberían tomarse formulaciones de autores que proporcionan valores superiores de Run-up (del lado de protección de la z.m.t.), las que proporcionan valores mínimos (del lado de la seguridad jurídica de los interesados) o quizá promedios de varias formulaciones?.

5.- El artículo 4b), determina la exigencia de producción de determinados sucesos de forma secuencial para ser considerados en la determinación de la z.m.t., resultando el concepto "secuencial", de nuevo, un criterio sujeto a varias interpretaciones. Ejemplo de ello es el fenómeno de resonancia que se produce en la Isla de Menorca conocido como "rissaga". ¿Cuál sería el período de repetición de dicho fenómeno para ser considerado entre las inundaciones incluibles en la determinación de la z.m.t.?.

Éstas fueron algunas de las variables y planteamientos que se suscitaron cuando se abordaron los primeros estudios al amparo del nuevo Reglamento, y que a falta de una regulación mas específica y profunda que pudiera irse derivando de futura jurisprudencia, tuvieron que analizarse y valorarse en sus distintas posibilidades y combinaciones.

4. Metodología para la determinación del límite interior de la z.m.t.

A falta de jurisprudencia que hubiera fijado criterios en relación a las disyuntivas y posibilidades planteadas anteriormente, la mayoría de las variables y alternativas de solución a la problemática planteada en la aplicación de los artículos 4a) y 4b), han sido elegidas bajo el referente de la seguridad jurídica además de protección del litoral. Con esta premisa, las principales directrices metodológicas de los estudios de z.m.t. se establecieron en una propuesta técnica, cuya metodología se fundamenta en los siguientes parámetros técnicos:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

1.- A efectos de cálculo se considerarán datos de temporales distintos, entendiendo como tales, aquéllos entre los cuáles ha mediado variación de estado de mar, excluyéndose de esta forma registros del mismo día o de días distintos de un mismo temporal.

2.- Los cálculos en playas se realizarán con alturas de ola significante y con formulaciones de run-up del 2% de porcentaje de excedencia aún cuando el Reglamento emplea la terminología de "alcances", "ocasiones" y "máximas olas", de forma que picos de cota de inundación provocados por los sucesos de olas máximas, podrían realmente haberse computado a efectos reglamentarios. De esta forma, los cálculos con alturas significantes con run-up del 2%, están dentro del marco legal reglamentario con un amplio margen de seguridad (jurídica), al realizarse con la media aritmética del tercio superior, que implícitamente ha sido ya superada en varias ocasiones dentro del mismo temporal, incidiendo en el sentido de la seguridad (jurídica), el hecho de que ese resultado de run-up tiene además un nivel de excedencia del 2%.

3.- Se realizará un estudio conjunto cronológico entre las variables oleaje y mareas, estudiando un cruce horario sincronicado de registros de boyas y mareógrafos, a efectos de computar el suceso real de inundación sucedido, que fue igualado o superado en un período de cinco años, por otros cuatro sucesos consumados de superposición real de incrementos de ambas variables, lo cual equivale a un alcance real de cinco sucesos (consumados) en cinco años, que en realidad habrá sido de facto superado en mas ocasiones (al manejar alturas significantes y run-up del 2%). El criterio de seguridad jurídica, determinó este enfoque determinista con cálculos a partir de sucesos consumados en la serie de cinco años de estudio (sucesos reales) entre la variable "mareas" y la variable "oleajes", frente a un enfoque estocástico que hubiera calculado ambas variables de forma independiente superponiendo los máximos reglamentarios (sucesos posibles en el período de cinco años).

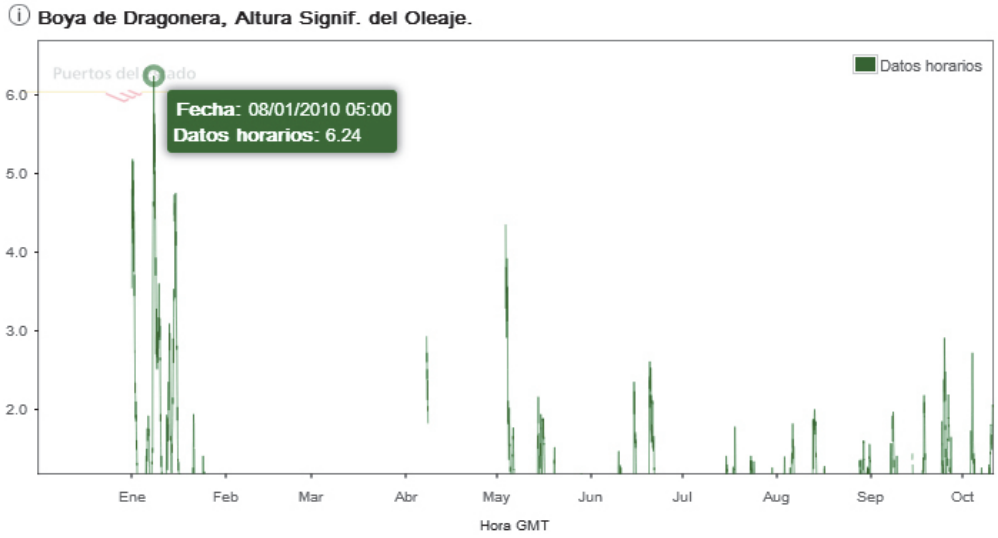


Figura 2: Dato horario de boya de Dragonera del 8 de enero de 2010 a las 05:00 A.M.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

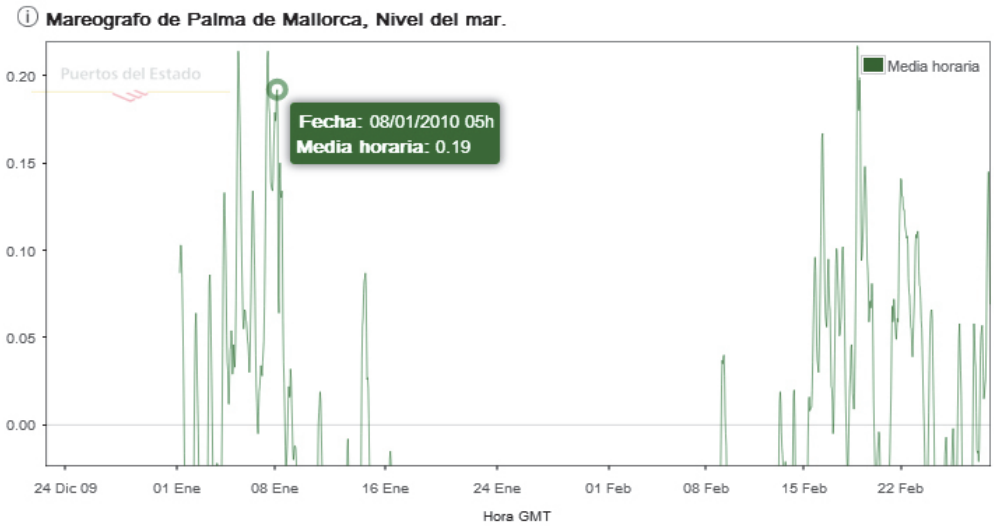


Figura 3: Dato horario del mareógrafo de P. Mallorca del 8 de enero de 2010 a las 05:00 A.M.

4.- Para los datos de los oleajes, se utilizarán registros directos de instrumentos de medición, como son las boyas, en vez de otro tipo de datos indirectos como son los de los Puntos Simar (basados en modelos numéricos, no procedentes de registros directos de niveles del mar). Dado que se trata de un problema determinista en cuanto a los niveles de inundación, se optó por la seguridad de los instrumentos de medición, frente a los datos postproceso con modelos numéricos de los Puntos Simar. Si bien los Puntos Simar ofrecen la ventaja de proporcionar mayor proximidad a pie de costa, frente a las boyas, que pueden encontrarse en profundidades intermedias o en profundidades indefinidas, esta desventaja se compensa realizando la propagación de los datos desde el instrumento de medición hasta pie de costa, teniendo por el contrario, la garantía de provenir de un dato real medido. Los datos provienen de las redes de Puertos del Estado REDCOS, mas próxima a la costa y en su mayoría con boyas mas antiguas de tipo escalar, y la REDEX con boyas direccionales, mas modernas fondeadas en profundidades indefinidas y que proporcionan también los datos de la dirección del oleaje de procedencia. Los niveles mareales se tomarán igualmente de registros directos de medición, mareógrafos, de la Red REDMAR de mareógrafos de Puertos del Estado.

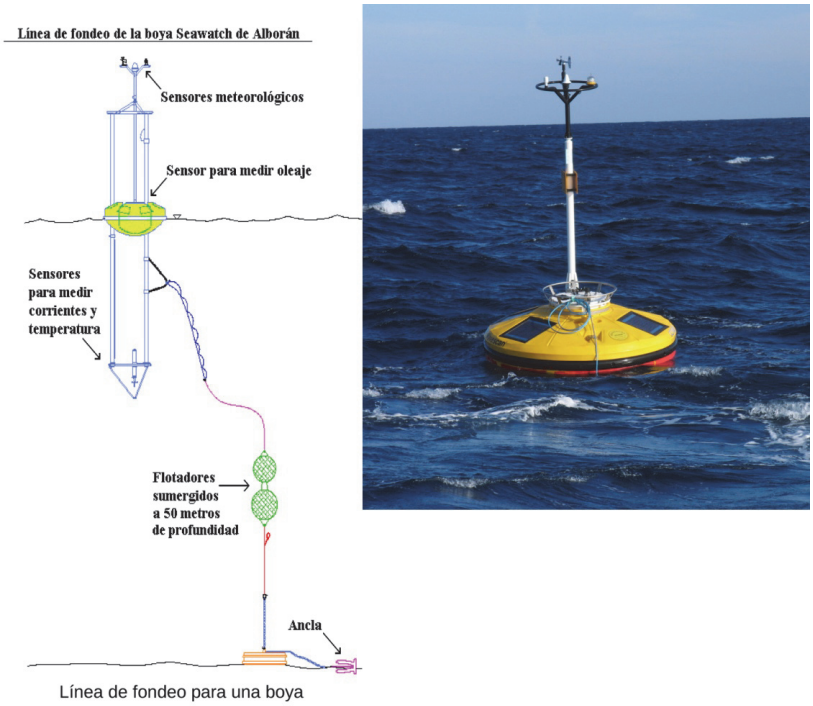


Figura 4: Esquema e imagen de una boya de Puertos del Estado

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Los procedimientos de cálculo para la obtención de la cota de máxima inundación/cálculo de alcance de oleajes en aplicación del Reglamento General de Costas, han recogido criterios metodológicos del documento "Atlas de Inundación del Litoral Peninsular Español" (Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, Universidad de Cantabria). Dichos procedimientos han sido los siguientes:

a) Obtención de los datos de los instrumentos de medición mas próximos a la zona de estudio, boyas y mareógrafos, con un primer estudio de la serie extremal histórica máxima disponible, para la selección del período de cinco años reglamentario, teniéndose en cuenta la sincronización cronológica de ambas fuentes, para considerar sucesos reales de superposición de mareas y oleajes.

b) Propagación de los datos de oleaje desde la boya hasta pie de costa de la zona de estudio. La propagación del oleaje desde el instrumento de medición hasta pie de costa, se realiza en la hipótesis de batimetría recta y paralela, lo que faculta la aplicación de la ley de Snell para el cálculo del coeficiente de refracción, aplicándose adicionalmente para el coeficiente de asomeramiento, la teoría lineal o de Shuto. De esta forma, obtenemos las características del oleaje a pie de costa, a la profundidad mínima previa anterior al inicio del fenómeno de rotura, conocidos los datos a la profundidad donde se encuentra fondeada la boya. Cuando los datos provienen de boyas direccionales, la propagación a aguas indefinidas no resulta necesaria dado que conocemos las direcciones de procedencia, a diferencia de las boyas escalares, en las que deberemos realizar una primera propagación desde la boya hasta profundidades indefinidas, para calibrar el dato escalar de la boya con el dato direccional en aguas indefinidas provenientes de la base de datos de observaciones visuales. En el documento ROM 3.91, se proporcionan los coeficientes de direccionalidad y de shoaling para la primera propagación desde la boya escalar hasta profundidades indefinidas.

PRIMERA PROPAGACIÓN: DE LA BOYA A PROF. INDEFINIDAS

$H_{s,0} = H_{s,R} * (K_\alpha / K_R)$

$H_{S,R}$: Altura de ola significante obtenida del régimen extremal escalar instrumental (boya de medición)

$H_{s,0}$: Altura de ola significante en aguas profundas para una dirección determinada

K_α : Coeficiente de reparto direccional

K_R: Coeficiente de refracción-shoaling

Figura 5: Coeficientes de 1ª propagación, de la boya a profundidades indefinidas, según ROM 3.91

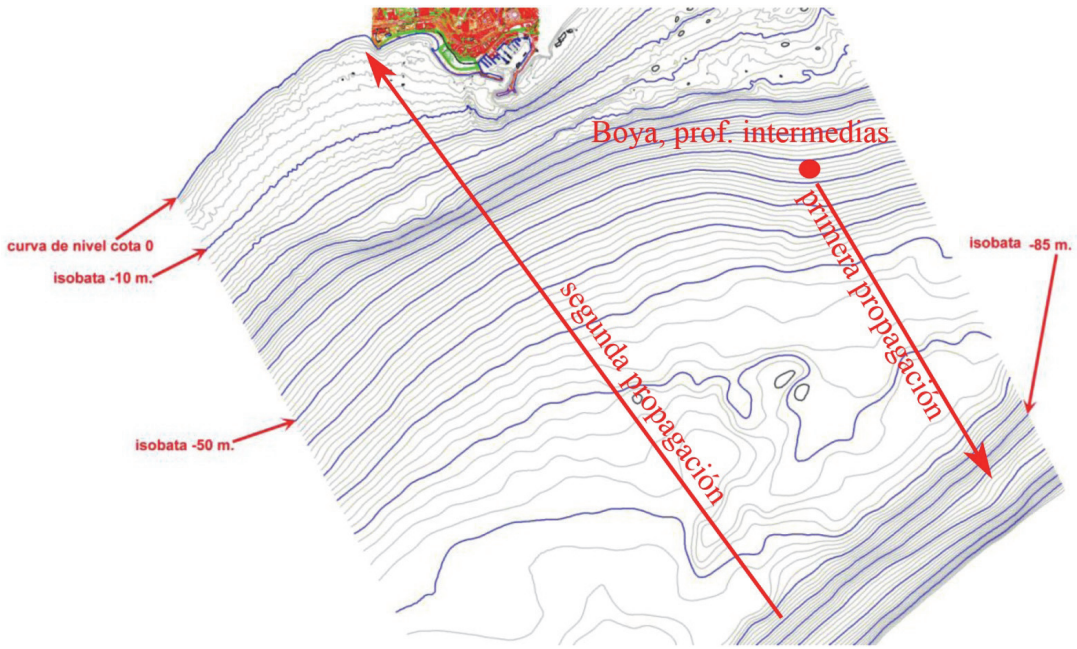


Figura 6: Doble propagación desde boya escalar en profundidades intermedias

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

SEGUNDA PROPAGACIÓN: DESDE PROF. INDEFINIDAS A PIÉ DE COSTA

Coeficiente de refracción. Ley de Snell	Coeficiente de shoaling. Teoría Lineal.
$c_0/sen\alpha_0=c/sen\alpha$; $K_r = (cos\alpha_0/cos\alpha)^{1/2}$	$Ks=(c_{g0}/c_g)^{1/2}$
Altura de ola propagada a pié de costa desde profundidades indefinidas	$H_{pc} = K_r*K_s*H_0$

Teoría de Shuto. Curva de asomeramiento de variación de H con la profundidad (d).

$$\frac{H}{H_0}=\sqrt{\frac{c}{2c_g \tanh(Kd)}}\ ;\quad \frac{gHT^2}{d^2}<30$$

$$H d^{\frac{2}{7}}=A\ ;\quad 30<\frac{gHT^2}{d^2}<50$$

$$H d^{\frac{5}{2}}\left[\sqrt{\frac{gHT^2}{d^2}}-2\sqrt{3}\right]=B\ ;\quad \frac{gHT^2}{d^2}>50$$

donde A, B = constantes de Shuto.

Figura 7: Coeficientes y teoremas para la 2ª propagación, desde profundidades indefinidas a pié de costa

c) Los datos de los mareógrafos, posicionados en instalaciones portuarias, necesitan de una transformación de plano de comparación respecto al cual está tomado el nivel, para pasar del "Cero" REDMAR al "Cero" geodésico (I.G.N.), a la hora de utilizarse los incrementos mareales en los cálculos de cota de máxima inundación con posterior traslado a un sistema cartográfico georreferenciado en el sistema ETRS89.

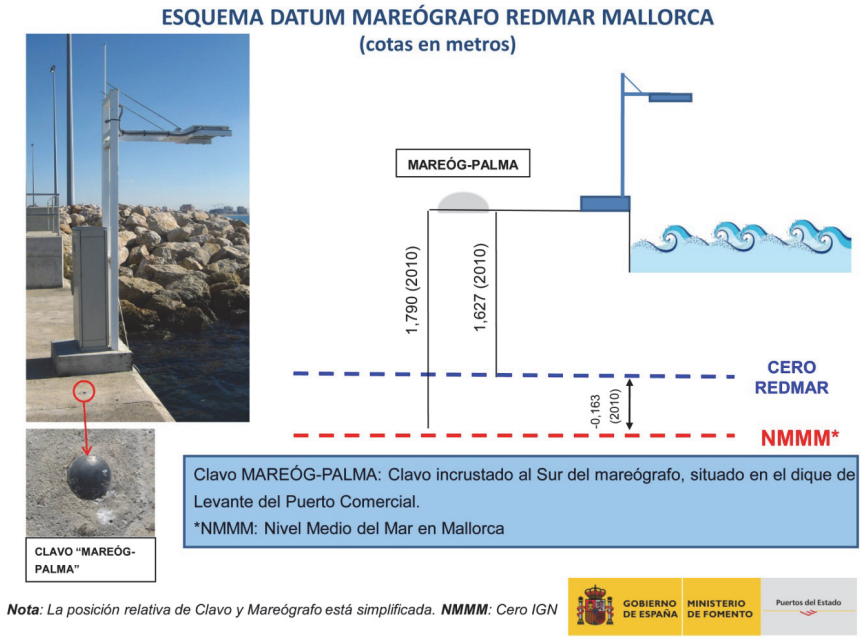


Figura 8: Datos del mareógrafo de Palma de Mallorca para referenciación altimétrica respecto a geodesia

d) Una vez obtenidos los valores de los registros de la boya tras la propagación a pie de costa, se valorará el abanico direccional de mayor incidencia en el sector de costa de estudio, estudiando todos los registros extremales en el período de cinco años seleccionado, que nos proporcionarán los valores escalares del oleaje imput para las formulaciones de run-up. Se adopta el criterio de aplicar autores con valores de run-up en un rango medio, dentro de la variedad de autores existentes, como son las formulaciones de run-up de Nielsen y Hanslow (playas), y de Ahrens y McCartney y Van Der Meer y Janssen (fachadas acantiladas).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

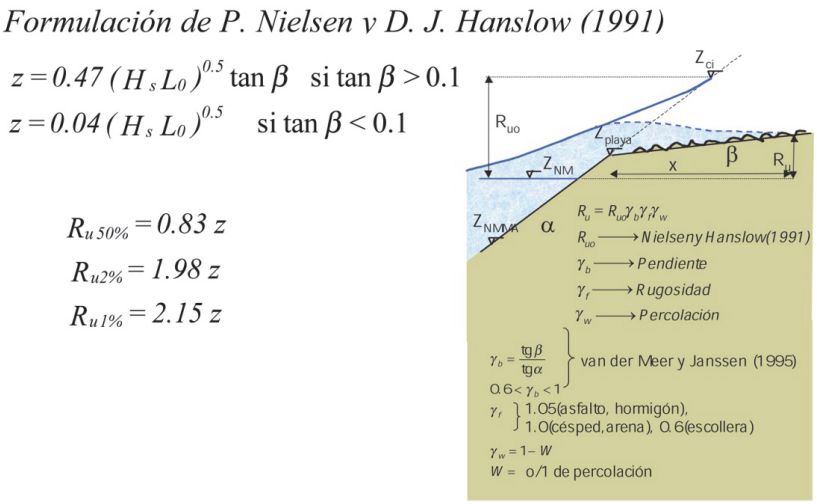


Figura 9: Formulación run-up para playas

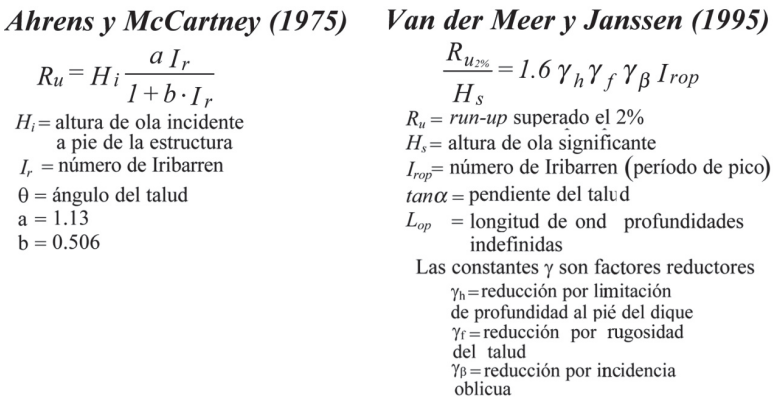


Figura 10: Formulaciones run-up para cantiles y acantilados

e) Se aplicarán coeficientes correctores sobre las formulaciones de run-up, para adaptarse a las características locales de la zona de estudio, teniéndose en cuenta factores como la percolación del sustrato de la plataforma supramareal, la existencia de perfiles compuestos o bermas, y la rugosidad, en las playas, así como la profundidad a pié de talud, incidencia oblicua y rugosidad en cantiles.

Factores correctores en playas	Factores correctores en cantiles
γ_b → Pendiente	γ_h = prof. pié de talud
γ_f → Rugosidad	γ_f = rugosidad del talud
γ_w → Percolación	γ_β = incidencia oblicua

Figura 11: Correcciones del run-up según condiciones fisiográficas locales

f) Posteriormente se realizará la obtención de los niveles máximos de inundación en playas o de alcance de oleajes en fachadas acantiladas, integrándose los valores de run-up con sus respectivos registros horarios mareales, para la obtención de los valores finales reales de sucesos de inundación/alcance de oleaje de todos los sucesos de temporal calculados sobre la zona de estudio.

g) El valor de la cota de inundación, se seleccionará de entre todas las obtenidas, debiendo ser aquélla que cumpla el precepto reglamentario de haber sido alcanzada en cinco ocasiones en el período de estudio de cinco años. Dicho valor estará integrado en las playas por el run-up obtenido, incrementado en el nivel mareal correspondiente con sus dos componentes, marea astronómica y marea meteorológica o residual. En fachadas acantiladas, cabe además el incremento adicional del set-up (incremento medio del nivel del mar en la zona de rompientes).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

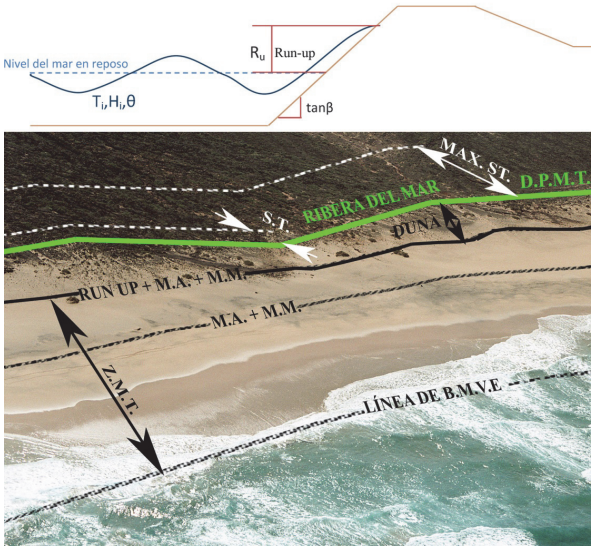


Figura 12: Componentes de la cota de inundación = Z.M.T.

h) Se procederá realizando el proceso y cálculos anteriores, por unidades de costa con uniformidad geomorfológica y topográfica.

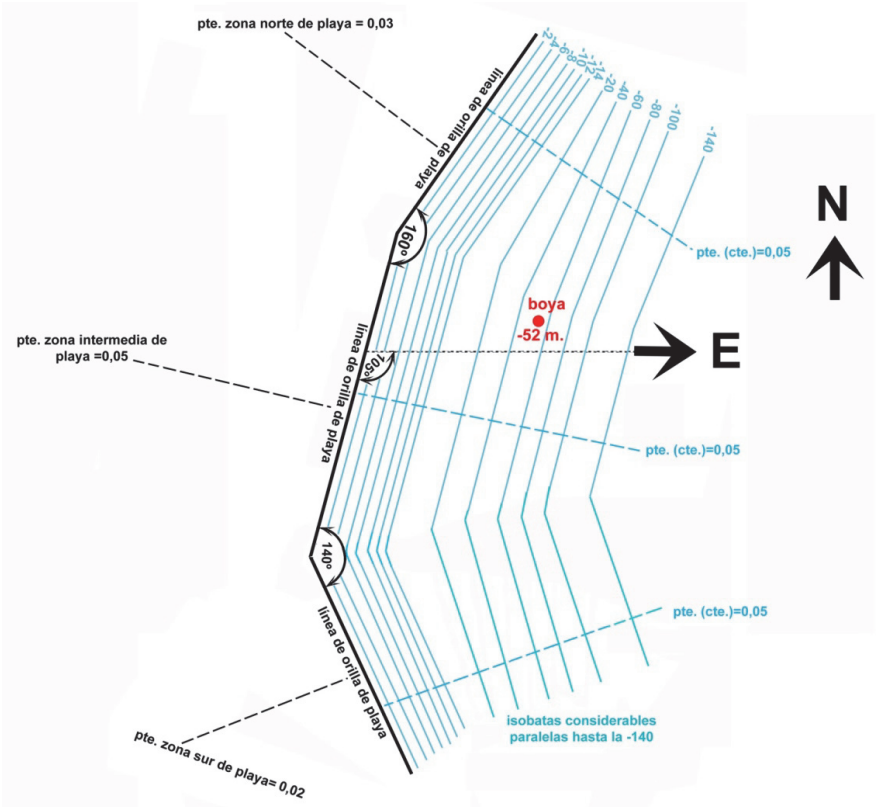


Figura 13: Esquema de playa, con distintas unidades de estudio para cálculos, según pendientes de playa emergida, batimetría, y orientaciones geográficas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

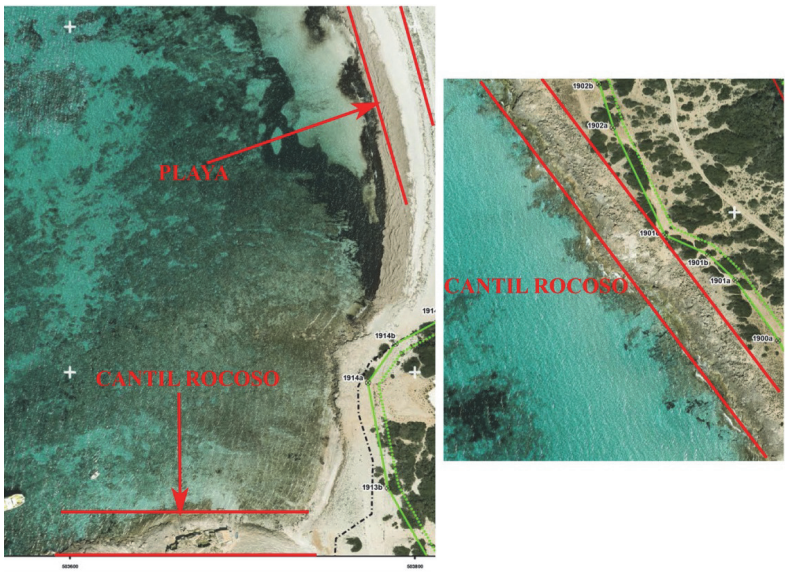


Figura 14: Imagen de la izquierda de tramo de costa con diversidad geomorfológica, e imagen de la derecha de zona uniforme geomorfológicamente.

4. En cuanto a la estimación de sucesos meteorológicos locales que inciden notablemente en los incrementos de los niveles y alcances, que se producen de forma "secuencial", y a falta de jurisprudencia, se adoptará el criterio de "aquél que se produce con una frecuencia mínima de cinco sucesos en cinco años", emulando el concepto de recurrencia que el propio Reglamento establece para los temporales. En concreto, este criterio resulta aplicable a fenómenos como el de la "rissaga", en Menorca, para determinar si deben ser tenidos en cuenta para la determinación de la z.m.t.



Figura 15: Fotografía del puerto de Ciutadella del descenso drástico de varios metros del nivel del mar en pocos minutos, en episodio de rissaga.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Figura 16: Fotografía del incremento brusco de los niveles marinos tras el retorno de la masa de agua desplazada en el descenso previo del episodio de rissaga, alcanzando cotas elevadas de inundación.

5. Características diferenciales y problemática de gestión

Como ha sido expuesto, en el contexto de los estudios y cálculos para la determinación del d.p.m.t., la metodología queda condicionada a su adscripción al marco legal, y a sus posibles interpretaciones.

En los estudios y proyectos ordinarios de ingeniería de costas, las metodologías tradicionales tratan de dimensionar obras y estructuras con un período de vida útil, a cuyo efecto se han desarrollado las funciones de distribución y cálculo probabilístico, con tratamientos eminentemente estocásticos de los datos, modelos y sucesos, cuyo objetivo es la seguridad y duración de los elementos proyectados en el período predeterminado.

En el terreno del d.p.m.t., existe una problemática distinta a la ingeniería de costas tradicional, que radica en que, dada la magnitud de los derechos afectados, existe una importante litiigiosidad, de forma que siempre se deben tener presentes los posibles cuestionamientos técnicos-jurídicos por parte de los recursos de los interesados, a los que serán sometidos los estudios y cálculos que justifiquen las delimitaciones del d.p.m.t.

Es decir, que en la ingeniería de costas convencional, la problemática esencial estará en la duración y eficacia de la obra en un período determinado, mientras que en el ámbito del d.p.m.t., estará en su solidez técnico-jurídica ante los embates a los que se verá sometida legalmente, por lo que debe revestirse de un procedimiento técnico, que no pierda de vista la redacción de los textos legales, y en su momento, lo dictado en las sentencias.

Como se ha señalado, los proyectos de ingeniería de costas ordinarios, tienen un enfoque estocástico en cuanto al manejo de varias magnitudes o variables aleatorias cada una de las cuales tiene su propia función de distribución de probabilidad para la variable temporal y a su vez están interrelacionadas entre sí, integrándose las distintas probabilidades de sucesos para un determinado período de tiempo, para con ello, realizar la previsión de la evolución de un perfil costero, dimensionar un dique o una escollera. Por el contrario en el ámbito del d.p.m.t. el enfoque es fundamentalmente determinista, debiéndose proporcionar valores concretos de inundaciones y alcances de oleajes (y no probabilidades), que determinarán la z.m.t. y en su caso, el trazado de la poligonal de d.p.m.t., de forma que el objetivo son los datos de los oleajes y mareas en sí mismos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Algunas otras cuestiones que quedan abiertas, y que en el futuro podrán tener incidencia en la metodología que actualmente se está empleando en el cálculo del límite interior de la z.m.t., son las siguientes:

a) La retroalimentación jurídico-técnica, que acabará marcando en gran medida los procedimientos y metodologías

b) La consideración en los incrementos de cota de otros elementos adicionales en los alcances de oleajes, como los Sprays marinos, de gran incidencia y repercusión en grandes fachadas acantiladas



Figura 17: Fotografía de sprays marinos en Mouro, Bahía de Santander, Cantabria

c) La consideración de fenómenos meteorológicos recurrentes locales como rissaga o gota fría en levante que provocan, sumados a episodios de temporales, fenómenos de grandes alcances

d) La revisión y actualización de las formulaciones de run-up, con base en las inundaciones acontecidas en los recientes episodios de temporal, para evitar que determinadas estructuras cuyo trazado y geoposicionamiento están relacionados con el límite interior de la ribera del mar, sean sobrepasadas en episodios de temporal, como ha sucedido con algunos de los paseos marítimos.

e) La aplicación de nuevas tecnologías y programas para la determinación de inundaciones y cálculos de alcance de oleajes.

f) El aumento de valores de alcance de oleajes en los últimos años, y su valoración en relación a la incidencia del factor cambio climático.

6. Conclusiones

Con la metodología propuesta, se dispone de una herramienta eficaz para resolver la problemática planteada en la definición del límite interior de la z.m.t., al amparo de la nueva normativa, que ha pretendido conseguir un equilibrio entre la seguridad jurídica de los afectados, y la protección del medio ambiente litoral.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Referencias

Libro

DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS, MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES (1987). Rom 3.91

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE (DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS) y UNIVERSIDAD DE CANTABRIA (G.I.O.C.) (2004). Atlas de Inundación del Litoral Peninsular Español"

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE (DIRECCIÓN GENERAL DE COSTAS) y UNIVERSIDAD DE CANTABRIA (G.I.O.C.) (2004). Tutor de Ingeniería de Costas, Manual del Usuario, TIC 3.0Atlas de Inundación del Litoral Peninsular Español"

Página web

PUERTOS DEL ESTADO, MINISTERIO DE FOMENTO

<http://www.puertos.es/es-es/oceanografia/Paginas/portus.aspx > [Consulta: 10 de mayo de 2017]

Legislación y normas (Leyes, decretos...)

España. Ley 2/2013, de 29 de mayo, de protección y uso sostenible del litoral y de modificación de la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas. *BOE*, 30 de mayo de 2013, núm. 129, p. 40691-40736

España. Real Decreto 876/2014, de 10 de octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de Costas. BOE, 11 de octubre de 2014, núm. 247, p. 83098-83216

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Consideraciones para una Metodología Única en la Estimación del Alcance de un Temporal, Aplicación para la Delimitación de la Zona Marítimo Terrestre

Cabrera, Pablo[a]; Muñoz, Juan José[a] y Chamorro, Gabriel[b]
[a]Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz. juanjose.munoz@uca.es, pablo.cabrera@acoport.es, [b]ETSI Univ.Sevilla, Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería, Camino de los Descubrimientos S/N, 41092. Sevilla. gchamorro1@us.es

Resumen

La actual legislación vigente en materia de Costas ha introducido, entre otros cambios y modificaciones, el establecer unas nuevas consideraciones y definiciones más precisas para estudiar y delimitar conceptos como la zona marítimo terrestre (ZMT). Es necesario para ello determinar la cota de inundación de una manera detallada y adecuada para determinar el alcance de un temporal. Se ha pasado de estimar el alcance del oleaje máximo conocido en la antigua legislación a calcular, mediante datos de boya u oceanografía en general y procedimientos justificados, el quinto alcance por temporal en una serie de 5 años consecutivos. Aun cuando se ha aumentado el nivel de concreción en la definición, es necesario más que nunca proceder con una metodología adecuada que elimine posibles incertidumbres en el proceso, y se obtenga un protocolo de actuación lo más objetivo posible.

Palabras clave: *Zona Marítimo Terrestre (ZMT), cota de inundación, temporal, alcance, metodología objetiva.*

1. Justificación de una metodología a desarrollar

La actual legislación vigente en materia de costas introdujo, entre otros cambios y modificaciones, el establecer unas nuevas consideraciones y definiciones más precisas para estudiar y delimitar conceptos como la zona marítimo terrestre, asociado al alcance de los temporales, concepto definido por la denominada cota de inundación.

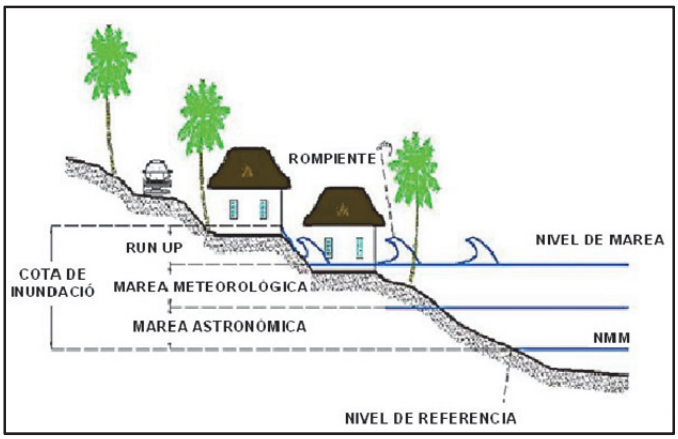


Fig. 1. Esquema clásico de estimación de la cota de inundación por temporal.

Es necesario para ello determinar la cota de inundación de una manera detallada y adecuada para determinar el alcance de un temporal, definido este de manera general como la suma de tres valores, la marea astronómica, la marea meteorológica y el run-up, o simplificando, para un instante determinado, el nivel del mar más el run-up producido por el oleaje incidente sobre la costa.

Existen otros factores adicionales que obligan a un estudio cada vez más detallado de estas definiciones además de la importancia legislativa que han adquirido recientemente. Uno de ellos es debido a la obligatoriedad de determinar las zonas de riesgo y peligrosidad del litoral español, por exigencias de normativas y circulares europeas. Los fenómenos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de inundabilidad sobre el litoral asociados a eventos de temporales son más dañinos en muchos casos que el daño de una ola en si.



Fig. 2. Inundación por temporal en el paseo marítimo Antonio Molina en Málaga, Noviembre de 2015.

Otro factor es el hecho de continuarse aun con la aprobación definitiva de tramos de deslinde del Dominio Público Marítimo Terrestre, para lo cual es obligatorio definir de manera adecuada la zona marítimo terrestre. Esta se define actualmente como aquella que en 5 años es alcanzada por al menos 5 temporales (art. 4.a del Reglamento General de Costas). Por tanto, es necesario catalogar los temporales incidentes en un tramo de costa durante un periodo de tiempo, y a partir de los datos obtenidos de oleaje estimar el quinto alcance, que no tiene que estar asociado al quinto temporal, error comúnmente cometido. La anterior definición identificaba la Zona Marítimo Terrestre con el alcance de los máximos temporales conocidos. La actual definición es mucho más concreta. Pero la abundancia de fuentes de datos, los numerosos modelos y formulaciones de aplicación existentes e incluso la interpretación adecuada del concepto de alcance de un temporal, producen frecuentes errores y la imposibilidad de obtención de un resultado objetivo. Al realizar una revisión de numerosos informes y asistencias técnicas de deslindes de diferentes autores, se comprueba que no existe un criterio único en los procesos de cálculos e interpretaciones de datos y resultados. No hay por tanto una metodología única y objetiva que permita obtener un resultado que no de lugar a dudas por otras interpretaciones de terceros. Este aspecto es muy importante, puesto que muchos expedientes de deslindes pueden terminar en un proceso contencioso administratico interpuesto por los afectados, y por tanto, determinándose por un juez si el procedimiento realizado en la obtención de la zona marítimo terrestre se ajusta a lo que dicta la ley, no solamente en procedimiento, si no también en la toma y manejo de datos.

El objetivo a conseguir, a partir de la nueva legislación, es desarrollar y proponer, para su aceptación general, una metodología verificada y justificada que permita la objetividad en la estimación del alcance de un temporal, y su aplicación directa para la delimitación de la zona marítimo terrestre. Por tanto, es necesario estudiar todo el proceso de toma, selección y manipulación de datos asociados a mareas y oleajes, elección de los modelos y fórmulas a aplicar más adecuadas, identificación de series históricas de estudio y aplicación adecuada de los conceptos básicos de ingeniería de costas.

Como resultado final se debe conseguir un procedimiento de cálculo lo más concreto y objetivo posible, delimitando cualquier posibilidad de alternativas que puedan ofrecer diferenciación de resultados, analizando la certidumbre en aquellas estimaciones o cálculos que puedan presentar un margen de resultados, proponiendo además la formulación más adecuada de manera justificada. En definitiva, obtener una metodología qué no esté sujeta a interpretaciones y por tanto estimaciones subjetivas en la toma de decisiones, que alteran y modifican el resultado final. Es muy importante esta cuestión, puesto que el resultado final es una cota vertical expresada en metros. Errores que pudieran catalogarse “pequeños”, del orden de una decena de centímetros, pueden suponer variaciones de decenas de metros en la determinación de la zona marítimo terrestre debido a la escasa pendiente de las playas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2. Procedimiento general de cálculo de la Zona Marítimo Terrestre según la legislación actual.

La delimitación de la Zona Marítimo Terrestre en este reglamento es tan importante que se le asigna un artículo para su definición y cálculo, artículo 4º, apartados a) y b) del Reglamento General de Costas:

"En la determinación de la zona marítimo-terrestre y de la playa, con arreglo a las definiciones contenidas en el artículo anterior, se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

a) Para fijar el límite hasta donde alcanzan las olas en los mayores temporales conocidos, se considerarán las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas y el oleaje. Dicho límite será el alcanzado al menos en 5 ocasiones en un periodo de 5 años, salvo en aquellos casos excepcionales en que la mejor evidencia científica existente demuestre la necesidad de utilizar otro criterio.

Para calcular el alcance de un temporal se utilizarán las máximas olas registradas con boyas o satélites o calculadas a través de datos oceanográficos o meteorológicos.

b) Las variaciones del nivel del mar debidas a las mareas incluirán los efectos superpuestos de las astronómicas y de las meteorológicas. No se tendrán en cuenta las ondas de mayor periodo de origen sísmico o de resonancia cuya presentación no se produzca de forma secuencial."

Para estimar este proceso de cálculo, pueden dividirse las siguientes 3 fases de manera general:

- **Fase 1**: Búsqueda de datos. Realmente, la cota de inundación se puede definir como la suma del Nivel del Mar más el run-up. Evidentemente el Nivel del Mar es la suma de la marea astronómica más la meteorológica, pero los mareógrafos miden el Nivel del Mar, que no deja de ser la suma de estos dos conceptos. Se puede consultar la serie histórica de estos mareógrafos en donde estén ubicados (en la web de Puertos del Estado, por ejemplo). Respecto al run-up de un evento de oleaje determinado, es un concepto asociado directamente a la altura de ola incidente en dicho evento, y consultable en datos históricos que ofrece nuevamente la web de Puertos del Estado, tanto en boya reales o en las virtuales de la red SIMAR.
- **Fase 2**: Tratamiento de datos. Influyen básicamente en este tratamiento varios conceptos:
  - El primer problema que no concreta la ley es qué 5 años seguidos se toman para estudiar en toda una serie histórica el alcance para delimitar la zona marítimo terrestre. Por tanto, podría tomarse 5 años seguidos cualesquiera de una serie histórica. En cualquier caso, es preciso preparar los datos para el estudio de una serie de 5 años seguidos, sea cual fuera la serie. La cuestión a resolver en la elaboración de la nueva metodología es, ¿da igual la serie histórica que se toma de 5 años?, y si no da igual, ¿podría igual delimitarse la variabilidad que supondría tomar una u otra y entonces dar un o estudiar en ves de un valor fijo de cota de la zona marítimo terrestre como resultado final un rango o incluso un porcentaje de fiabilidad?. Es necesario concretar este apartado, y estudiar que influencia en el resultado final puede tener el tomar un periodo consecutivo de 5 años diferente en una serie histórica. Posiblemente, debiera evitarse la arbitrariedad de escoger cualquier periodo al azar el asociar a valores fijos máximos de la serie histórica que se disponga los datos que necesitamos.
  - Otro aspecto que no contempla la legislación es que cinco eventos de temporal se toman, un temporal puede ocurrir en 24 horas o en más horas el mismo evento, y pudiera ser que entonces en 5 años, los cinco valores máximos correspondiera al mismo evento de temporal. Por sentido común, se ha aceptado que hay tomar datos de eventos de temporales diferentes, que cada evento de temporal tuviera un valor máximo de cota de inundación, pero es algo que como tal no cita le legislación.
  - La posibilidad de consultar datos de boya registrados en la web de Puertos del Estado permite el seguimiento casi al momento de las boyas, bien sean reales o virtuales, registradas. Hasta ahora, se toma por simplificación para cada evento del temporal la altura de ola máxima con el nivel del mar máximo por que es muy fácil consultar dichos valores máximos directamente (se consulta el nivel del mar máximo y altura de ola máxima en el día localizado del temporal). Pero realmente, en cada evento de temporal, no se produce la altura de ola máxima con el nivel del mar máximo. Debiera hacerse, y puedo consultarse además en la misma web, la serie hora a hora del temporal, y entonces analizar la cota de inundación que se obtiene con el nivel del mar y altura de ola tomada cada hora. Realmente, lo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

que se hace es un cálculo de máximos, por que se toma el valor máximo de ambos, pero no es lo normal que ocurra. Podría evaluarse en cualquier caso con que banda de confianza por ejemplo se calcular el alcance de un temporal al tomar el nivel del mar máximo y altura de ola máxima, aunque no se produzcan en el mismo momento puntual.

  - Un aspecto fundamental es el cálculo del Run-Up. Se puede obtener el dato del nivel del mar del mareógrafo, pero el del run-up hay que calcularlo, existiendo muchísimas fórmulas de run-up, e incluso diferentes run-up según la "fiabilidad" con la que se quiera estimar (de pico, el solo superado por el 2% de los oleajes, etc). Evidentemente, la toma de datos que se haga debe ser tal que permita la aplicación de una formulación que sea aceptada como válida, y sobre todo, buscando una practicidad en el método, que sea fácil de aplicación, intentado usar valores entonces fácilmente consultables por ejemplo en las boyas, donde se pueden obtener las alturas de ola, periodos y entonces longitudes de onda del oleaje allí donde esté la boya, sea del tipo que sea, y siempre sabiendo que lo normal es que este tipo de datos se supongan en mar profundo. Por tanto, es muy importante repasar el estado del conocimiento sobre los modelos y formulaciones del Run-up, incluso el más adecuado para cada tipo de playa o frente costero, puesto que el uso de una fórmula no adecuada puede introducir un erro considerable.

- **Fase 3**: Una vez determinado todo el tratamiento de datos, y el proceso de elección de un modelo de obtención de resultados adecuados (como el caso de obtención del run-up), se debe analizar todos los alcances o cotas de inundaciones calculados y evaluar cual marca la zona marítimo terrestre, es decir, el quinto alcance de la serie de cinco años estudiada. Es muy importante señalar que no puede estudiarse para la serie histórica que se tome sólo los cinco temporales con mayor altura de ola, ya que el valor a estimar es el alcance de un temporal, no la altura de ola, y es posible que una altura de ola determinada no sea la que aporte un alcance mayor de una serie (aunque sea la altura de ola máxima) por que coincida con un estado del mar con un nivel bajo de mareas, por ejemplo. Es por tanto muy importante estudiar un amplio "listado de eventos" de temporales, no solo los 5 mayores.

En todo este proceso, cada fase debe tener un procedimiento objetivo de fácil aplicación y reconocido por la comunidad científica, y debe ser de la investigación de las herramientas de cálculo actuales y de las fuentes de datos disponibles, de donde se obtenga un nuevo procedimiento único y adecuado, que además debe ser comprobado con un trabajo de campo anterior, para tener una verificación o certidumbre elevada de la idoneidad de lo propuesto.

El resultado final que se consiga seguramente no sea como en la actualidad de una cota exacta y concreta, si no de una cota con una certidumbre o probabilidad de no excedencia determinada.

3. Ejemplo de estimación de un alcance para la delimitación de una zona marítimo terrestre en la provincia de Málaga, importancia de la Fase 3 de estudio de una serie de temporales mayor de 5 eventos

En el procedimiento anteriormente expuesto de estimación de la zona marítimo terrestre es necesario profundizar y estudiar detenidamente los condicionantes comentados de las Fases 1 y 2. La Fase 3 no deja de ser una presentación ordenada de los datos de alcances obtenidos, pero que sirven claramente para determinar como es preciso estudiar una serie de eventos de temporales superiores a cinco para poder tener la seguridad de evaluar el quinto alcance y definirlo.

Se ha tomado como ejemplo la zona a poniente del Puerto Deportivo de la Caleta, en el municipio de Vélez Málaga, en la provincia de Málaga, en la Costa del Sol. En est zona, es reinante y dominante los oleajes de levante, que marcan claramente los valores más elevados en condiciones normales de temporales.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 3. Punto de la costa a poniente del Puerto Deportivo de la Caleta en Vélez Málaga objeto en donde se evalua la zona marítimo terrestre para un nuevo deslinde.

Para dicho punto de la costa, se ha procedido a estudiar datos de oleaje de la red SIMAR, según el siguiente esquema, aceptando los datos del mareógrafo del puerto de Málaga como prácticamente coincidentes (separación de unas 20 millas náuticas, en una costa sin apenas mareas de consideración):

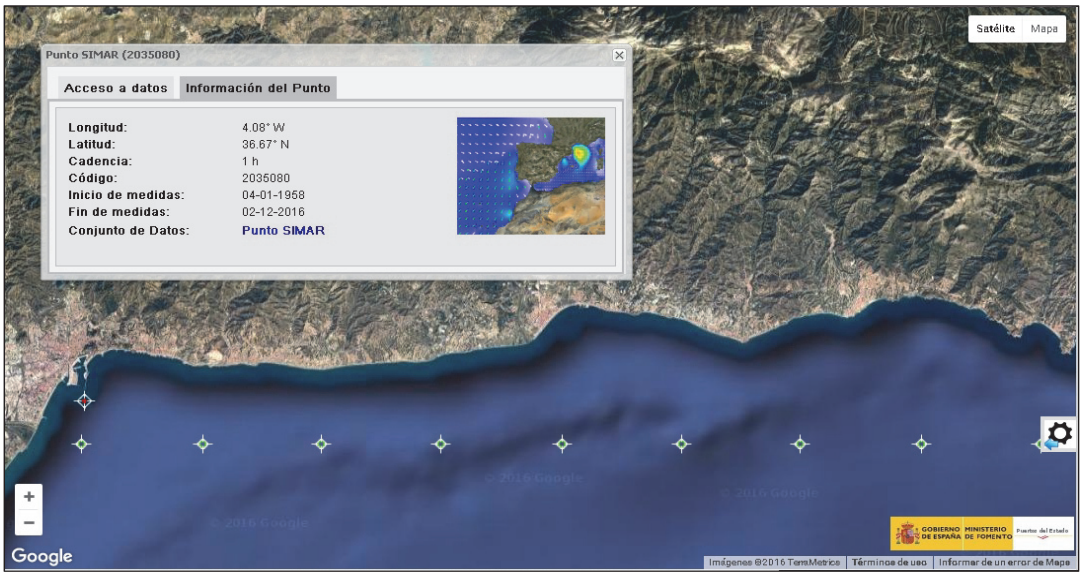


Fig. 4. Punto de la Red SIMAR escogido para consulta de datos de oleaje y determinación del periodo de 5 años dentro de la serie histórica de oleajes.

Estudiando una serie histórica de 5 años seguidos desde Octubre de 2011 a Octubre de 2016, se obtiene el siguiente cuadro resumen de temporales:

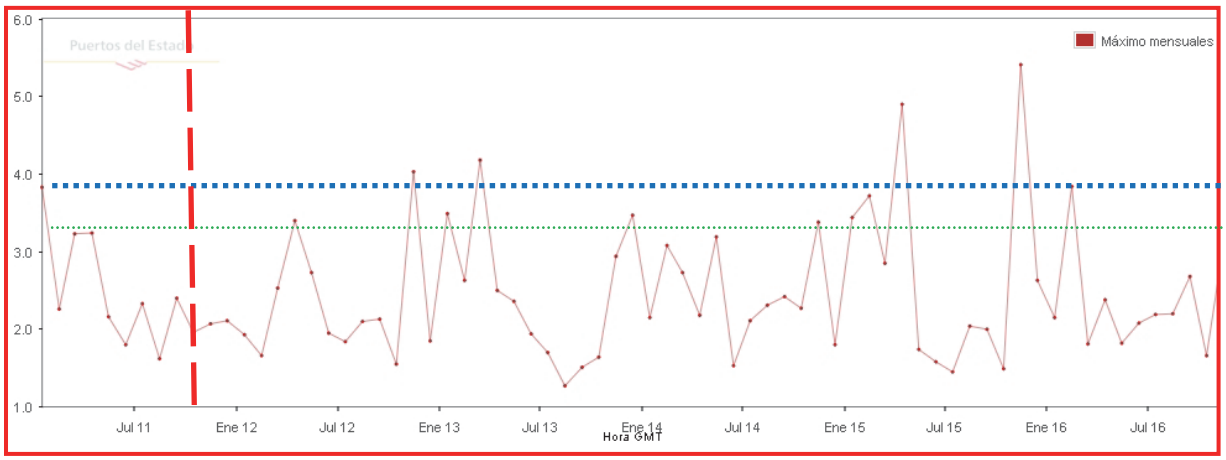


Fig. 5. Gráfica temporal te los temporales mensuales máximos producidos en 5 años consecutivos, de octubre de 2011 a octubre de 2016.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En el cuadro anterior, la alineación de puntos azules delimita el quinto temporal con altura de ola más alta que se ha registrado, correspondiente a Febrero del año 2016. La alineación de puntos verdes corresponde con otros temporales que son de menor altura, pero que se han considerado también, estudiando en todos ellos el nivel del mar en el momento en que se produjo cada temporal, y tomando en este caso nivel del mar máximo y altura de ola máxima de cada evento de temporal.

Tras el tratamiento de datos y aplicación de una formulación de cálculo del Run-Up, se obtendría el siguiente cuadro:

Orden(*)	Fecha	$H_{s\ max.}$ (m)	T_p (sg)	S_{REDMAR}	S_{NM}	L (m)	$R_{2\%}$ (m)	S_{CI} (m)
1º	01/11/2015	5,41	10,26	1,04	0,609	164,21	2,35	2,959
2º	08/04/2015	4,90	10,31	0,88	0,449	165,82	2,25	2,699
3º	04/03/2013	4,18	9,15	0,99	0,559	130,60	1,85	2,409
4º	07/11/2012	4,03	9,30	1,01	0,578	134,92	1,84	2,418
5º	20/02/2016	3,84	9,46	0,74	0,309	139,60	1,83	2,139
6º	10/02/2015	3,72	8,33	0,77	0,339	108,24	1,59	1,929
7º	19/01/2013	3,49	9,15	0,91	0,479	130,60	1,69	2,169
8º	25/12/2013	3,47	8,23	0,91	0,479	107,46	1,53	2,009
9º	31/01/2015	3,44	8,35	0,84	0,409	108,76	1,53	1,939
10º	14/04/2012	3,40	7,86	0,70	0,269	96,37	1,43	1,699
11º	04/11/2014	3,38	7,76	1,01	0,578	93,93	1,41	1,988
12º	16/05/2014	3,19	8,57	0,97	0,539	114,57	1,51	1,949

S_{REDMAR} = Cota del nivel del Mar respecto el cero del puerto.

S_{NM} = Cota del Nivel del Mar respecto al N.M.M.A. (S_{REDMAR} - 0,431 m).

(*) ➔ Orden por H_S mayor.

Tabla 1. Obtención de datos de la cota de inundabilidad obtenido (alcances)

Como se puede comprobar, no es el quinto temporal por altura de ola del que se obtiene el quinto alcance en cota, siendo necesario reordenar por tanto los datos obtenidos:

Orden(*)	Fecha	$H_{s\ max.}$ (m)	S_{CI} (m)	Orden Real
1º	01/11/2015	5,41	2,959	1º
2º	08/04/2015	4,90	2,699	2º
3º	04/03/2013	4,18	2,409	4º
4º	07/11/2012	4,03	2,418	3º
5º	20/02/2016	3,84	2,139	6º
6º	10/02/2015	3,72	1,929	11º
7º	**19/01/2013**	**3,49**	**2,169**	**5º**
8º	25/12/2013	3,47	2,009	8º
9º	31/01/2015	3,44	1,939	10º
10º	14/04/2012	3,40	1,699	12º
11º	04/11/2014	3,38	1,988	9º
12º	16/05/2014	3,19	1,949	7º

(*) ➔ Orden por H_S mayor; Eventos del temporal y orden real por alcance máximo.

Tabla 2. Tabla de temporales con orden real en columna final según alcance.

En este caso, es el temporal séptimo por altura de ola del que se calcula el quinto alcance y que determinaría la cota que delimita la zona marítimo terrestre. Ha sido preciso estudiar una serie mayor de solamente cinco temporales, en este caso hubiera sido necesario llegar al séptimo, pero es un dato que no se conoce a priori y que por tanto obliga a estudiar una serie de temporales mayor de cinco. En este caso concreto, el error entre haber tomado el quinto temporal o el séptimo como era el más adecuado es de solo 3 centímetros en cota vertical, diferencia realmente mínima, pero que puede ser mayor en otros casos, sobre todo en mares además con mareas más importantes, sin olvidar que las pendientes de una playa suelen ser muy bajas, del orden del 2% al 3% en la playa seca, por lo que por ejemplo, una diferencia de unos 10 centímetros por ejemplo en vertical, para una playa de una pendiente del 2%, supondría una distancia en horizontal de 5 metros, distancia que empieza a ser nada despreciable.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. CONCLUSIONES

Es necesario desarrollar una metodología y procedimiento concreto, objetivo y de fácil aplicación para la obtención de la zona marítimo terrestre según se define en la nueva legislación de costas. La importancia de este concepto en la determinación de los deslindes del Dominio Publico Marítimo Terrestre obligan a eliminar cualquier atisbo de subjetividad e incertidumbre que depende del proceso de cálculo, de las fuentes de datos que se obtengan o de la persona que lo calcule. Por ello, se debe avanzar en la investigación y propuesta de un cálculo que cumpla con las premisas antes comentadas.

Referencias

Página web

PORTAL OFICIAL DE PUERTOS DEL ESTADO, MINISTERIO DE FOMENTO. < http://www.puertos.es/es-es>. [Consulta: 1 de Octubre de 2017]

Legislación y normas

España. Ley 22/1988, de 28 de Julio, de costas. *BOE*, de 29 de Julio de 1988, num. 181, p, 23386 a 23401.

España. Ley 2/2013, de 29 de mayo, de protección y uso sostenible del litoral y de modificación de la Ley 22/1988, de 28 de Julio, de Costas, *BOE*, 30 de Mayo de 2.013, num. 129, p. 40691 a 40736.

España. Real Decreto 876/2014, de 10 de Octubre, por el que se aprueba el Reglamento General de Costas. *BOE*, de 11 de Octubre de 2014, num. 247, p. 83098 a 83216.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

El Patrimonio Cultural del Paisaje Costero en la Provincia de Alicante

Menéndez Fueyo, José Luis[a] y Jordá Guijarro, Mª Auxiliadora[b]
[a]Museo Arqueológico de Alicante (MARQ), Diputación Provincial de Alicante, jmemende@diputacionalicante.es,
[b]Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta 5, Alicante, majorda@magrama.es

Resumen

Esta ponencia pretende ser una mirada al patrimonio cultural de la costa de la provincia de Alicante, revisando cronológicamente los restos materiales que se situan en el dominio público marítimo terrestre y sus inmediaciones, así como presentar las últimas intervenciones realizadas en dicho patrimnio por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.

Palabras clave: *Costa, litoral, Alicante, Dominio público marítimo terrestre, patrimonio cultural, historia, arqueología, fortificaciones*

1. Introducción

La Ley 22/1988 de Costas recoge en su articulado que la actuación administrativa sobre el dominio público perseguirá, entre otros fines, la regulación racional de su uso y fines, en términos acordes a su naturaleza, con respeto al paisaje, medio ambiente y al patrimonio histórico. A menudo se ha prestado atención a los valores paisajísticos y medioambientales del litoral, así como a sus recursos económicos, sociales, turísticos y comerciales. Por el contrario, en escasas ocasiones, se ponen de manifiesto los valores generados por el rico y abundante patrimonio cultural que posee la franja litoral peninsular. En un territorio como el español, donde existen 7.880 kilómetros de ribera en contacto el mar, creemos obligado dirigir la mirada al patrimonio cultural que se integra en ellos, el cual, por su calidad e importancia, debe ser analizado.

2. Premisas de partida

El patrimonio cultural comparte con la costa los mismos problemas que surgieron en el siglo pasado por la expansión urbanística, producto de un desarrollo desordenado, sin planificación adecuada, generando una ocupación abusiva del suelo. También comparte con la costa su reciente valor como atractivo turístico, valor clave en un profundo proceso de cambio de la sociedad, que ha repercutido de manera decisiva sobre el desarrollo territorial. Sobre el perfil costero actúan una amplia serie de agentes genéricos y locales que dimanan de eso que denominamos comúnmente como territorio, en el cual se integran un amplio y numeroso conjunto de elementos que van a conformar nuestra materialidad histórica. Todos estos elementos perderán su esencia, el espíritu para el que fueron creados, para ser resignificados como nuestro paisaje cultural costero, una nueva figura con la que en la actualidad lo reconocemos.

3. El patrimonio cultural de la costa

De esta forma, el paisaje cultural costero de Alicante está integrado por una larga nómina de yacimientos que hacen de nuestra provincia, uno de los territorios de ocupación más intensa del frente costero mediterráneo. Y esto es así debido a que el mar ha generado, a lo largo de la Historia, un doble polo de atracción inevitable. Por un lado, la costa debe ser entendida como un intenso generador de riqueza, gracias a una abundancia de recursos naturales que han permitido el uso y explotación del medio a través de las salinas y arrozales, la caza, la recolección de productos naturales -cañas, leña, barilla- e incluso los pastos para el ganado.

Esa explotación ha propiciado una intensa ocupación histórica del espacio costero con la construcción de asentamientos neolíticos, *oppidas* ibéricos, *villae* romanas, *qaryas* islámicas y *poblas* medievales que acabaron convirtiéndose en las ciudades costeras que hoy ocupan nuestro litoral. De esos enclaves surgieron fondeaderos, embarcaderos e instalaciones portuarias que actuaban como nexos comerciales por donde entraban y salían los productos agrarios generados por las

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

huertas marítimas. Estos elementos son los que entendemos que establecen la riqueza de nuestro territorio y que marcan nuestro paisaje cultural costero a lo largo del tiempo.

Ejemplos importantes a destacar son asentamientos en costa como puede ser el caso del yacimiento orientalizante de la Fonteta en Guardamar del Segura, el yacimiento de época ibérica de la Illeta dels Banyets en el Campello o el santuario de La Malladeta en La Vila Joiosa; *villae* romanas como la existentes en la Albufereta, en el área periurbana de la ciudad de Lucentum; el *vicus* de Baños de la Reina en Calp o la villa romana de El Arenal en Xábia. También son muy importantes asentamientos de época medieval como el conjunto monumental de época califal del *Ribat* de Guardamar, al que se asocia también el pequeño *ribat* islámico de El Moncayo; o la Pobla medieval de Ifach en Calp.

Por otro lado, esos mismos parámetros geográficos que generan la riqueza de nuestro perfil costero, se convierten en claros objetivos de botín y saqueo por agentes externos al territorio. Es lo que podríamos definir como el paisaje del botín, un espacio de riqueza situado en un perfil costero que pasa a convertirse en una auténtica frontera del miedo compuesto por productos, barcos, mercancías, provisiones o rehenes al alcance de ataques rápidos y precisos. Las marismas y albuferas cargadas de caza, pesca y ganado; las huertas marítimas plenas de productos y colonos trabajando y todo ello, en una costa poblada llena de núcleos urbanizados, cuya población era susceptible de convertirse en carne de rapto, convertidos en las víctimas que no esperan el ataque. La costa se convierte así en frontera del Estado, en la franja de terreno a proteger. La protección de ese paisaje genera nuevos factores que se incorporan al paisaje cultural costero con la construcción de murallas urbanas, torres de vigilancia costera, baterías artilleras, fortines y polvorines que alojen tropa y armamento, y búnkeres para evitar el desembarco de tropas en las playas.



Fig. 1. La Torre del Cavall o Caletes en Benidorm

Ejemplos importantes a destacar son recintos defensivos como el de la Isla de Nueva Tabarca; los numerosos ejemplos de torres de vigilancia costera de época medieval y renacentista como la Torre de la Mata; la Torre Pinet en Elx; la Torre del Barranc d'Aigües; la Torre Xarco y la Torre Aquiló en la Vilajoiosa; La Torre del Cavall o Caletes en Benidorm; La Torre Bombarda en l'Alfàs del Pi; la Torre del Cap d'Or en Teulada y La Torre del Gerro o de Aigua Dolça en Denia. También debemos destacar las baterías borbónicas como la de Moraira en Teulada y la de la Cala de la Granadella en Xábia, así como una amplia nómina de búnkeres, baterías de la guerra civil dispuestos por la costa.

Un tercer grupo de elementos patrimoniales que componen este paisaje cultural de la costa de Alicante lo integrarían los abundantes pecios subacuáticos diseminados por la costa alicantina y que abarcan un amplio período histórico, entre los que podemos destacar los pecios romanos de la Albufereta en Alicante y el del Bou-Ferrer en La Vila Joiosa; el fondeadero de Marineta Cassiana, el Derelicte Catalá y el Derelicte Simó; el bergantín-goleta *Rosa Madre*, el Derelicte Jeannot; el *Sant Jordi* o la emblemática Fragata *Guadalupe*, todos ellos en Denia (AZUAR RUIZ, 2013).

Todos estos ejemplos y muchos otros documentados conforman un rico y abundante patrimonio cultural, una herencia de la que hoy podemos disfrutar: las torres de costa, hitos delineadores del dominio público costero; las murallas, que fueron defensa de poblaciones contra el enemigo y hoy las defienden del embate del mar; o las lujosas villas romanas, construidas por foráneos adinerados en busca de las mejores vistas de la primera línea, un conjunto que creemos debe ser protegido y puesto en valor para el conocimiento y disfrute de los ciudadanos, un patrimonio que debe ser tutelado,

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

rescatado del abandono y la destrucción y considerado en los planes y proyectos de protección de la costa como parte indisociable del paisaje litoral.



Fig. 2. Muralla de la isla de Tabarca tras su restauración

La ponencia que presentamos pretende ser un breve recorrido por el patrimonio cultural material de la provincia de Alicante. Hablamos con frecuencia de los valores ambientales, paisajísticos, económicos o turísticos de la costa. En esta ocasión queremos detenernos en el patrimonio cultural del paisaje costero.

3.1 Época prerromana

Comenzando por la época preromana encontramos dos yacimientos de la maxima importancia, La Fonteta de Guardamar, de origen fenicio y el asentamiento iberico de la Illeta dels Banyets, en Campello

3.1.1 El yacimiento fenicio de la Fonteta de Guardamar del Segura

La Fonteta parece tratarse de un enclave fenicio de cierta importancia, posiblemente una colonia con carácter urbano construido para establecer relaciones comerciales con los asentamientos ibericos de la zona que eran numerosos. Hasta ahora los restos más importantes pertenecen a parte de la muralla del asentamiento, de la que se conservan tramos con alturas superiores a los 5 metros (ROUILLARD, GAILLEDRAT, SALA SELLÉS, 2007; GONZÁLEZ PRATS, 2011). Se encuentra en la ZDMT, en los cordones dunares.

Se trata de una instalación fenicia en la margen derecha de la desembocadura del río Segura de los siglos VIII al VI a. C., cuyas dimensiones parecen configurar un entorno urbano que bien pudo alcanzar las ocho hectáreas convirtiéndose en una de las principales ciudades fenicias del Mediterráneo. Si a su extensión y a la calidad del registro arqueológico le añadimos ese especial estado de conservación propiciado por la cubierta de arenas, nos enfrentamos sin duda ante una de las mejores ciudades fenicias de los siglos VIII y VII a. C., superando a muchos centros clásicos de la civilización fenicia tanto en Occidente como en el propio lugar de origen. La importancia de este yacimiento guardamarenco radica, en primer lugar, en la existencia en el mismo de una enorme muralla de fortificación, elemento escaso en el resto de yacimientos fenicios de la península ibérica. En segundo lugar, el haber encontrado restos de una antigua actividad metalúrgica, lo que demuestra lo especial del enclave de La Fonteta. Y, finalmente, el alto grado de conservación de los restos arqueológicos dado que se encontraban enterrados en finas arenas.

3.1.2 El yacimiento ibérico de la Illeta dels Banyets en Campello

El yacimiento de la Illeta dels Banyets, Campello, corresponde a la Época Ibérica, del s. IV y parte del III a. C., una cuya etapa en la que se desarrolló un importante poblado del que únicamente se ha excavado una parte (DOMÉNECH, CARMONA, SELLÉS, 2009) . Se puede observar, a un lado y otro de una calle en el sentido longitudinal de la isla: dos templos, almacenes y viviendas, algunas de las cuales de gran complejidad arquitectónica. Este núcleo, dada la singularidad de los edificios y la riqueza y variedad de los edificios hallados se puede interpretar como un emporium,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

destacado lugar de intercambio comercial. En tierra firme, junto a la torre de época moderna, se ha descubierto un alfar para la fabricación de ánforas ibéricas, del que se han excavado varios hornos.



Fig. 3. Vista aérea de la Illeta dels Banyets en El Campello. Archivo Gráfico MARQ

La puesta en valor de este enclave realizada por el MARQ y el área de Arquitectura de la Diputacion de Alicante han ofrecido los restos de un importante enclave de época iberica en el que se han encontrado almacenes, templos, estructuras de hábitat y hornos para la fabricacion de ánforas que utlizaban para almacenar y transportar los productos que comerciaban.

3.2 Época romana

Avanzando en la historia llegamos a la época romana. Aquí encontramos algunas de las ciudades costeras que ya conocemos como *Dianium* (Denia), *Alonis* (Villajoyosa), *Lucentum* (Alicante) y el *Portus Ilicitanus* donde se asienta la población de Santa Pola. De esta época se conservan algunas *villae* romanas en costa situadas en dominio marítimo, son las villas de la Albufereta, la de la Illeta dels Banyets en Campello, los Baños de la Reina en Calp y la Villa del Arenal en Xàbia. Y dentro de estas villas encontramos una de las construcciones mas singulares de la época, los viveros de peces (OLCINA DOMÉNECH, 2011: 161-188).

Se trata de unas balsas talladas en la roca y comunicadas con el mar a través de canales. Solo se conocen con certeza cuatro de estas instalaciones den España y todas ellas se sitúan en la provincia de alicante. En este caso la imagen corresponde a la localizada en la Albufereta de Alicante gracias a la actuación llevada a cabo en 2015 por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.



Fig. 4. Piscinae de la Albufereta tras su restauración

Denominadas popularmente como *Banyets de la Reina* se ubican en la costa de Alicante, Campello, Calpe y Jávea. Hoy, gracias a los estudios realizados, sabemos que se trata de viveros, piscinas, dedicadas a la cría de pescado en época romana. Llegaron a relacionarse con la industria del salazón o *garum* si bien en la actualidad, esa hipótesis está descartada (OLCINA DOMÉNECH, 2011: 161-188). Las investigaciones realizadas apuntan a que se trata de *piscinae*

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

o instalaciones suntuosas asociadas a villas lujosas construidas por la aristocracia romana en enclaves costeros de especial belleza paisajística. En estas villas, una de las manifestaciones de ostentación más sobresaliente sería la posesión de viveros de peces. En el caso de las *piscinae* de Calp (OLCINA DOMÉNECH, 2009: 84-99), estas aparecen junto a los restos de una lujosa villa. Serían instalaciones muy costosas de construir y mantener. Su finalidad podrí ser la provisión de pescado fresco a la familia, pero también, y fundamentalmente el goce estético de disponer de un trozo de mar en los propios límites de la villa. Se conocen otras construcciones similares en el Mediterráneo central y oriental, aunque la mayor concentración se da en la costa tirrénica italiana.

De la época romana conservamos tambien algunos puertos y fondeaderos situados en dominio marítimo, el embarcadero romano de La Mata (GARCÍA MENÁRGUEZ, 1991: 105-122) y el puerto romano de la Albufereta ORTEGA PÉREZ *et alii*, 2004: 87-112).



Fig. 5. Los embarcaderos romanos de La Mata y de La Albufereta

Y con los fondeaderos también se conservan algunos pecios como el pecio romano de la Albufereta (IZQUIERDO, MILLET, MARTIN, 2007: 231-246) y sobre todo, el Bou Ferrer hallado en La Vila Joiosa y convertido en un auténtico paradigma de la investigación y puesta en valor del patrimonio subacuático de nuestro territorio (DE JUAN, CIBECCHINI, VENTO, 2011: 178-198).

3.3 Época islámica

La ocupación costera de Alicante durante el dominio islámico se cenrará en los enclaves urbanos como las ciudades de *Madinat Laqant* (Alicante), situada en las faldas del Benacantil y, sobre todo, *Madinat Daniya* (Denia). La costa es explorada y conocida por viajeros y marinos que describen los hitos geográficos más sobresalientes de nuestro perfil costero como el *Yakal Kalb* (Ifach) y *Taraf al-Nâzûr* (Cabo de Santa Pola) (PÉREZ, 2004: 103-124). Junto a ellos, la arqueología ha permitido rescatar un enclave único en el Mediterráneo como es El Ribat de Guardamar, situado en dominio público marítimo terrestre (DPMT) (cordones dunares).

Se trata de asentamiento de carácter religioso, comercial y militar pensado para que la población y las castas militares pudieran hacer la *yihad* (guerra santa) y defender la costa de los posibles ataques de los *mayûs* (los vikingos) que penetraron durante el siglo IX y X por las desembocaduras de los ríos saqueando los enclaves y ciudades que se encontraban a su paso. El *Ribat* de Guardamar, excavado por el MARQ desde 1984 (AZUAR RUIZ, 2004), es el *ribat* mas antiguo conocido del Mediterraneo y uno de los yacimientos más importantes de la Península en esta época. Se construye entre el 924-944 en pleno Califato de Córdoba, bajo el califato de Abd al Rahman II, gracias a unas inscripciones halladas en las excavaciones que certifican el levantamiento de alguno de sus oratorios más antiguos. El complejo se compone de 23 oratorios dotados con *mihrab* para rezar donde te podías alojar y realizar la profesión de fe y la *yihad*. Aparte, se han documentado almacenes y otros edificios de un complejo que sabemos que es más grande aunque no ha sido excavado del todo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 6. Vista aérea y detalles del mihrab de la Mezquita III del Ribat de Guardamar.Archivo Gráfico MARQ

3.4 Época medieval

Después de la conquista cristiana, producida entre finales del siglo XIII y la primera mitad del siglo XIV, detectamos un auge poblacional en la costa con la fundación de las villas y poblas medievales. Esta intensa ocupación se realizó con vistas a la explotación del frente costero (salinas incluidas) atrayendo a poblacion de Cataluña, Aragón y Mallorca. Desde Denia, Pego, Xàbia, Teulada, Altea, Callosa d'Ensarrià, pasando por Vilajoiosa o la mismísima Benidorm, todas han sido fundaciones cristianas entre los siglos XIII y XIV siendo la base material de las actuales poblaciones de nuestra costa. Precisamente, ese crecimiento urbano posterior sólo está permitiendo documentar de forma parcial la trama urbana original de todas ellas, excepto en el caso excepcional de la Pobla medieval de Ifach en Calp.

3.4.1 La pobla medieval de Ifach

Ifach fue promovido inicialmente por el rey Pedro III de Aragón en el año 1282 en la ladera del imponente Peñón de Ifach en Calp. Sobre las terrazas de la ladera norte de la roca ifacense, encontramos los restos de un enorme recinto defensivo, excavado desde 2005 por el Museo Arqueológico de Alicante (MARQ) (MENÉNDEZ FUEYO, 2009: 153-193), con más de 1.000 metros lineales de muralla con diez torres. Sa fundación se materializa en los últimos años de vida del almirante calabrés Roger de Llúria, señor de Ifach desde el año 1297 y, sobre todo con Saurina d'Entença, su segunda mujer, que ejerce de heredera universal hasta su muerte en 1325, quien termina sus murallas, su sistema de ingreso y sobre todo, sus principales edificios, como la *Domus Llúria*, un impresionante edificio de dos plantas donde se ejercía el poder señorial. Su hija Margarita de Llúria, será la responsable de la construcción de una gran iglesia, de planta rectangular y con una longitud estimada de 27 metros y una anchura de 14 metros dotada de necróplis con 59 enterramientos. Aparte se han documentado otros edificios con funciones colectivas.



Fig. 7. Vistas áereasde los restos de la pobla medieval de Ifach y de su iglesia gótica. Archivo Gráfico MARQ

3.4.2 El pecio de la Albufereta

Aparte de los asentamientos urbanos en costa, el intenso comercio que vive todo el frente costero ha permitido localizar algunos pecios que podemos fechar en época medieval como el hallado en la Albufereta (AZUAR RUIZ, 2013: 71-97). Se trata de una nave cargada de sillares creemos que recién tallados de la explotación de tosca de la Punta de Alcodre

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

(actual Cabo de las Huertas), que suministró de piedra labrada algunos de los principales edificios construidos durante el siglo XV en la ciudad de Alicante.



Fig. 8. Las canteras del Cabo de las Huertas

3.5 Época moderna

Como ya hemos señalado, durante el siglo XVI, la riqueza del perfil costero convierte la costa alicantina en un objetivo de botín y saqueo por parte de corsarios de las Repúblicas de Argel y Túnez impulsados económicamente por el Gran Turco desde Estambul, como arma de hostigamiento y ocupación de la mayor cantidad de recursos en lugar de oponerlos en el Mediterráneo e impedir las ansias de expansión del Imperio Turco, generando una auténtica frontera del miedo. Pruebas de esa materialidad serán la presencia de cañones entre los hallazgos subacuáticos más importantes, que demuestra la intensa conflictividad de nuestra costa en época moderna, como los cuatro cañones Tudor, de fabricación inglesa en 1575, con más de tres metros de longitud localizados dentro del puerto de Calp (INGLESE, 2013: 101-129).

Este escenario bélico y la psicosis generada en la población por los desembarcos y avistamientos en la costa, propició la creación a mediados del siglo XVI del Resguardo de la Costa, una institución encargada de la construcción, mantenimiento y cuidado de un sistema defensivo formado por ciudades costeras amuralladas, un sistema de torres de vigilancia que actuaba como una gran muralla defensiva, un personal destinado a conectar y avisar a las poblaciones de la presencia de corsarios y una milicia urbana destinada a acudir a los puntos de desembarco (MENÉNDEZ FUEYO, 2016). Muchas de esas construcciones se consrvan en pie convirtiéndose en un importantísimo valor patrimonial que debemos proteger y poner en valor.



Fig. 9. De izda a dcha: El Fortín de la Granadella. Jávea, Torre del Portichol. Jávea y Torre del Tamatit. Santa Pola

En cuanto a la construcción de nuevos enclaves urbanos, Nueva Tabarca se convertirá en la gran singularidad de este momento. Diseñada por el ingeniero Mendez de Ras como una ciudad ideal, dotada de defensas y espacios para la vida de la comunidad de genoveses recolectores de coral rescatados por la Corona española, Nueva Tabarca fue una utopía constructiva de final ambiguo, pues si bien hoy en dia quedan aun descendientes de esa comunidad, la mayor parte optó por abandonar la isla y asentarse en Alicante (GIMÉNEZ LÓPEZ, 2012: 78-95; PÉREZ BURGOS, J. M., 2016).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 10. Vista aérea y Plano de la Plaza de San Pablo y Población de la Nueva Tabarca por el ingeniero Fernando Méndez de Ras. Año 1775. España. Ministerio de Defensa. Instituto de Historia y Cultura Militar. Archivo General Militar de Madrid.

4. Actuaciones llevadas a cabo por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar

4.1 Murallas de la isla de Nueva Tabarca

La construcción de la muralla de la isla de Nueva Tabarca se inició en 1769 según los planos del ingeniero militar Fernando Méndez de Ras, encargado también de planificar el resto de las edificaciones de la isla. Fue declarada Conjunto Histórico-Artístico en 1964, junto con el resto de la isla. La primera actuación de la DGSCM de la que se tiene constancia se llevo a cabo en el año 2008 y se centró en la reconstrucción del Baluarte del Príncipe, recuperando los lienzos del baluarte y del adarve.



Fig. 11. Año 2008 "Restauración del Baluarte del Príncipe

En el mes de diciembre de 2013 se lleva a cabo el recalce de los dos lienzos de la muralla en el Baluarte Grande de la Concepción y de la Princesa. Las actuaciones se realizaron con un expediente de obras de emergencia y consisitieron fundamentalmente en el relleno de las socavaciones producidas por el embate del oleaje en el pie de la muralla



Fig. 12. Diciembre de 2013, Recalce de los dos lienzos de la muralla. Baluarte Grande de la Concepción y el de la Princesa

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Psteriormente, en diciembre del año 2014 se acomete la reconstrucción del lienzo al pie de la iglesia de san Pedro y San Pablo (Baluarte Grande de la Concepción) y se reconstruye el pavimento de parte del adarve del baluarte Grande de la Concepción y de la Princesa consiguiendo la impermeabilización de las bóvedas de la estructura de la muralla.



Fig. 13. Diciembre del año 2014 Reconstrucción del lienzo al pie de la iglesia de san Pedro y san Pablo (Baluarte Grande de la Concepción) e Impermeabilización y reconstrucción del pavimento de parte del adarve del baluarte Grande de la Concepción y de la Princesa.

4.2 Rehabilitación Medioambiental de la Fachada Costera del Casco Urbano de Altea

Durante las operaciones de recuperación de la zona de servidumbre de tránsito relacionadas con la obra citada, se localizó de manera fortuita una lauda funeraria del año 1448 de origen leonés. Grabado en la piedra se podía distinguir el cuerpo de una mujer con la cabeza apoyada sobre una almohada y una inscripción. Las investigaciones realizadas permitieron conocer el origen y periplo de la losa. La inscripción, transcrita por el fallecido profesor de la Universidad de Alcalá de Henares, Carlos Sáez reza: "*Aquí yace Inés Álvarez, esposa que fue de Rodrigo Alonso del Toral de Lope caballero …….iglesia y murió en el año del señor 1448 …. Años…"* (SÁEZ, 1988: 327-337).



Fig. 14. Año 2016. Localización fortuita de una Lauda funeraria de época bajomedieval del año 1448 de origen Leonés. Se encontraba depositada en el jardiín de una urbanización, en zona de servidumbre de tránsito

Al parecer, la lauda fue encontrada en León por Pedro Ferrándiz, exentrenador del Real Madrid de baloncesto que la guardaba en su casa de Altea y que posteriormente cedió a José María Planelles, por aquel entonces (año 1988) alcalde

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

de Altea. En la actualidad se encuentra depositada en la dependencias del Museo Arqueológico de Alicante a la espera de que la Consellería de Cultura decida su destino final



Fig. 15. Trabajos de recuperación de la lauda encontrada durante las obras

4.3 Consolidación de la Torre Caletes. Benidorm

En la actualidad se trabaja en la consolidación de la Torre caletes o de la Punta del Cavall, en la Sierra Helada, Benidorm. Se trata de una torre de vigilancia de la costa que se asienta en el borde de un acantilado de mas de 63m de altura. Durante la intervención arqueológica ha aparecido un excepcional conjunto de objetos de cerámica, madera y textiles que muestran la vida cotidiana de un guardía de la costa durante la época moderna.



Fig. 16. Torre Caletes o de la Punta del Cavall, durante y después de la consolidación

4.4 Consolidación y restauración del Embarcadero de la Sal. La Mata, Torrevieja

Otras de las actuaciones que se están desarrollando en la actualidad es la restauración de la Torre del Embarcadero de la Mata, donde se trabaja en la recuperación de la morfología original de la torre y en la reconstrucción de la plataforma que formaba parte del embarcadero y que se había visto afectada por el embate del oleaje.



Fig. 17. Torre de la Mata, antes y durante la consolidación

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.5 Recuperación de estructuras de la época romana. Albufereta, Alicante

Los restos recuperados corresponden a estructuras de una de las villas residenciales de época romana relacionadas con la cercana ciudad de Lucentum (Tossal de Manises). De todo el conjunto de estructuras que conformaban las villas residenciales de época romana, tan sólo se han conservado aquellos restos que se hallaban excavados en la roca. El segundo lugar que cuenta con presencia de restos arqueológicos es el que contiene el vivero de peces.



Fig. 18. Vivero de peces, antes y después de la actuación

Este espacio nos ha permitido identificar los restos recuperados durante esta actuación con los restos de una villa de tipo marítimo, las conocidas como *villae maritimae*, muy similar a otras existentes en las costas alicantinas como es el caso de la Punta de l'Arenal en Xàbia o Banys de la Reina en Calp, y en las cuales uno de los rasgos principales de ostentación del lujo era precisamente la posesión de viveros, ya que se trata de construcciones muy caras de construir y de mantener.



Fig. 19. Cisterna de agua, antes y después de la actuación

Referencias

AZUAR RUIZ, R., (2013). "Arqueología marítima del período islámico y medieval (ss. VIII-XV d.C.)", en AZUAR RUIZ (coord.), *Guía del patrimonio arqueológico subacuático de Alicante*, (Alicante), pp. 71-97.

AZUAR RUIZ, R., (coord.), (2013). *Guía del patrimonio arqueológico subacuático de Alicante*, Alicante, Diputación de Alicante.

AZUAR RUIZ, R. (coord.), (2004). *Fouilles de La Rábita de Guardamar I. El ribat califal. Excavaciones e investigaciones (1984-1992)*, Madrid-Alicante, Casa de Velázquez-Instituto de Cultura Juan Gil-Albert.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

DE JUAN, C., CIBECCHINI, F., VENTO, E. (2011). "El pecio romano Bou Ferrer, un velero de comercio naufragado en la costa de La Vila Joiosa", *Catálogo de la exposición La Vila Joiosa Arqueologia y Museu*, (Diputación de Alicante), pp. 178-198.

DOMENECH, M. O., CARMONA, A. M., SELLÉS, F. S. (2009). *La Illeta dels Banyets,(El Campello, Alicante): épocas ibérica y romana I, historia de la investigación y síntesis de las intervenciones recientes (2000-2003)*. Alicante, Museo Arqueológico Provincial de Alicante.

GARCÍA MENÁRGUEZ, A. (1991). "El embarcadero romano de la Mata (Torrevieja, Alicante)" *Alebus*, *1*, (Elda), pp. 105-122.

GIMÉNEZ LÓPEZ, E. (2012). "Nueva Tabarca. El lado oscuro del optimismo", *Canelobre 60*, (Alicante), pp. 78-95.

GONZÁLEZ PRATS, A. (2011). *La Fonteta: excavaciones de 1996-2002 en la colonia fenicia de la actual desembocadura del río Segura*, Guardamar del Segura, Alicante, vol. 1.

INGLESE, O., (2013). "Cañones, vapores y submarinos: el registro arqueológico subacuático moderno y contemporáneo (ss. XVI–XX d.C.)", en AZUAR RUIZ (coord.), *Guía del patrimonio arqueológico subacuático de Alicante*, (Alicante), pp. 101-129.

IZQUIERDO, A. F., MILLET, P. B., MARTIN, A. A. (2007). "El pecio romano de la Albufereta (Alicante): un documento de época pre-flavia", *Actas V Jornadas Internacionales de Arqueologia Subacuática 8*, (Gandía), pp. 231-246.

MENÉNDEZ FUEYO, J. L. (2009). "Turres et fortalicium: La pobla medieval de Ifach, un proyecto arqueológico para el futuro", *Catálogo de la exposición Calp, Arqueologia y Museo*, (Diputación de Alicante), pp. 153-193.

MENENDEZ FUEYO, J.L., (2016). *Conquistar el miedo, dominar la costa. Arqueología de las defensas del Resguardo de la Costa en la provincia de Alicante (ss. XIII-XVI)*, Serie Mayor 12, Alicante, Museo Arqueológico de Alicante.

OLCINA DOMENECH, M. (2009). "Los viveros romanos de Banys de la Reina", Catálogo de la exposición *Calp, Arqueología y Museo*, (Diputación de Alicante), pp. 84-99.

OLCINA DOMÉNECH, M. O., (2011). "Los viveros romanos de la Tarraconense meridional", en Bernal, D., *Fenicios y romanos en el origen de los aparejos andaluces. Catalogo de la Exposicion Baelo Claudia*, diciembre 2011-julio 2012, (Universidad de Cádiz), pp. 161-188.

ORTEGA PÉREZ, J.R., et alii, (2004). "Instalaciones portuarias del Barranco de la Albufereta (Alicante) en la Antigüedad, GALLINA, A., TURCHETTI, R., Le Strutture dei porti e degli aprodi antichi, II Seminario Roma-Ostia Antica, (Roma), pp. 87-112.

PÉREZ, A.J.S. (2004). El territorio alicantino en las fuentes geográficas árabes medievales (Siglos IX-XV). *Miscelánea Medieval Murciana* 27-28, (Universidad de Murcia), pp. 103-124.

PÉREZ BURGOS, J. M., (2016). *Nueva Tabarca, patrimonio integral en el horizonte marítimo*, Madrid, Ministerio de Medio Ambiente-Universidad de Alicante.

SÁEZ, C., (1988). "Una lápida sepulcral bajomedieval leonesa en Altea (Alicante)", Separata de la Revista de Archivos Leoneses 83-84, (León), pp. 327-337.

SANCHEZ MARTINEZ, F. J., ANDRES MORENO, C. (2011). "Análisis geomorfológico" en Lastra Fernández, J., Sánchez Martínez, F. J. *Guía metodológica para el desarrollo del Sistema Nacional de Cartografía de Zonas inundables.* Madrid: Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.

ROUILLARD, P., GAILLEDRAT, E., SALA SELLÉS, F., (2007): *L'établissement protohistorique de La Fonteta, fin VIIIe-fin VIe siècle av. J.-C.*, Madrid, Casa de Velázquez.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Innovaciones en la construccion del tercer juego de esclusas del Canal de Panamá

Ametller, Sergi[a]
[a]Jefe de Obra GUPC (Grupo Unidos por el Canal) – SACYR. Director de Obras especiales SACYR Construcción Madrid 28046 sametller@sacyr.com

Resumen

El Canal de Panamá ha tenido un éxito indiscutible en la logística internacional del transporte marítimo ya que ha permitido el tránsito de más de un millón de buques desde su inauguración en el año 1914. Como consecuencia de ese éxito y con la necesidad de ampliar su capacidad, los ciudadanos panameños decidieron en el referéndum del 22 de octubre de 2006 la construcción del tercer juego de esclusas del Canal de Panamá. Esta decisión ha implicado una inversión de más 5.250 millones US$ y pretende captar la demanda estimada hasta más allá del año 2025 construyendo un tercer juego de esclusas con capacidad para doblar las toneladas que en total transitan anualmente por el canal.

Palabras clave: *Canal de Panamá, esclusas, neopanamax.*

1. Introducción

Las dimensiones de las cámaras de las nuevas esclusas se establecieron en base a las de los buques Neopanamax, con una eslora de 366 m, una manga de 49 m y un calado máximo de 15 m. Este buque de diseño fue considerado como el de capacidad objetivo y tamaño de uso rutinario en rutas comerciales. Su capacidad máxima es de 14.500 TEUs, tres veces superior a la capacidad de los mayores buques admisibles hasta la fecha, los Panamax, que con 294 m de eslora, 32 m de manga y 12 m de calado, pueden transportar 4.500 TEUs. Las dimensiones de las nuevas esclusas pueden recibir, además, buques de graneles sólidos y líquidos tipo Capesize y Suezmax respectivamente, con capacidades de carga superiores a los 160.000 TPM (toneladas de peso muerto), buques de transporte de gas LPG y LNG de volúmenes superiores a los 135.000 m3, cruceros y carcarriers con capacidad de transporte de más de 8.500 vehículos.

El nuevo juego de esclusas ha requerido la excavación de los correspondientes canales de aproximación desde ambos océanos. En el lado Pacífico, se han excavado además 6,1 km como canal de aproximación, paralelo al lago Miraflores, hasta conectar con la vía acuática aguas arriba de las esclusas de Pedro Miguel. Adicionalmente ha sido preciso profundizar y ensanchar los canales internos de Corte Culebra en el lado Pacífico y del lago Gatún en el Atlántico, junto con el incremento en 45 cm del nivel máximo operacional en el lago Gatún.

El proceso de licitación del Tercer Juego de Esclusas se inició el 21 de diciembre de 2007 con la emisión de la solicitud de propuestas por parte de la ACP (Autoridad del Canal de Panamá) para el proyecto. El 15 de Julio de 2009 se adjudicaron dichos trabajos al consorcio GUPC (Grupo Unidos por el Canal) liderado por SACYR, el cual obtuvo la mejor puntuación técnica y económica. Dichos trabajos de construcción culminaron con la inauguración de la obra el pasado día 26 de junio de 2016 con el tránsito del buque Cosco Shipping Panama con 10.000 TEUS a bordo.

Ametller (2017) describe el funcionamiento general de las esclusas así como los detalles de los principales elementos electromecánicos que permiten su operación. En cada uno de estos elementos se hará especial hincapié en las innovaciones que han sido necesarias para completar con éxito este proyecto. En la tabla 1 se muestran las dimensiones principales de la obra.

Duración de las obras	6 años
Volumen de excavación (estructuras y canteras)	68 millones m3
Volumen de rellenos	50 millones m3
Volumen de hormigón estructural	5 millones m3

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Volumen de material dragado	6 millones m3
Peso de acero para armar	269.000 toneladas
Presas Borinquen de materiales sueltos	3 km de longitud total
Capacidad planta de machaqueo primaria	3.300 toneladas/hora (Pacífico)
Capacidad plantas de machaqueo sec. y terc.	1.300 toneladas/hora (cada lado)
Rendimiento alcanzado en fabricación de hormigón	540 m3/hora
Rendimiento alcanzado en vertido de hormigón	5.000 m3 diarios
Edificios (96 unidades)	47.000 m2
Número total de válvulas	158
Peso total de acero en válvulas y sus accesorios	20.000 toneladas
Caudal medio durante el esclusaje	550 m3/s
Número total de compuertas	16
Peso total de acero en compuertas	51.000 toneladas
Dimensiones de la compuerta mayor	57,6 m x 10 m x 33,04 m
Peso de acero en la compuerta mayor	3.900 toneladas
Número total de cabinas de media tensión (12 kV)	32
Potencia instalada en transformación por complejo	26 MVA en cada anillo
Capacidad instalada en baterías para cargas críticas	20.000 Ah
Longitud total de cables eléctricos instalados	2.000 km
Longitud total de cables de fibra óptica instalados	400 km
Confiabilidad (% tiempo operativo)	99,6%
Volumen de agua desembalsada con tinas	90.000 m3 / esclusaje
Volumen de agua desembalsada sin tinas	230.000 m3 / esclusaje
Dimensiones de las cámaras	427 m x 55 m x 18,3 m

Tabla 1. Dimensiones principales de la obra. Fuente: elaboración propia.

2. Conclusiones

Cabe destacar que esta obra ha sido catalogada en varias publicaciones como la obra más importante de los últimos años a nivel mundial. No hay duda que la importancia estratégica del Canal de Panamá y su épica construcción original, con todas las dificultades que sufrieron Ferdinand de Lesseps en primera instancia y el gobierno americano en su etapa final, han influido en esta consideración. No obstante, existen otros elementos que han contribuido al interés mediático suscitado en todo el planeta durante su construcción. Entre dichos elementos técnicos destacan los enormes volúmenes de obra, las dimensiones de las compuertas, las piscinas de ahorro de agua y la singularidad del proyecto y sus métodos constructivos en sí mismos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Figura 1. Vista obra terminada en 2016 – lado Atlántico.

Referencias

AMETLLER, S.; CARRIÓN, A.; GONZÁLEZ, E., ROJAS, R. Y ZAFFARONI, A. (2017). "Innovaciones en la Construcción del Tercer Juego de Esclusas del Canal de Panamá". *Revista Ingeniería Civil* 185: 9-41 - CEDEX. ISSN: 0212-8468.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estimación Numérica de la Velocidad Límite del Viento para la Permanencia de Megacruceros en la Terminal Adosada al Dique del Oeste del Puerto de Palma. Comparación con el Procedimiento de la ROM

Martín-Soldevilla, María Jesús[a]; Jiménez-Saavedra, Marta[a]; Lope-Carvajal Ana[b]; Ginard-López, Antonio[c] y Darder- Gallardo Víctor[c]

[a]*Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX); C/Antonio López 81, 28026-Madrid. Maria.J.Martin@cedex.es, marta.jimenez@cedex.es,*
[b]*Puertos del Estado,Dirección Técnica, Avenida del Partenón 10, 28042 Madrid, alope@cedex.es,*
[c]*Autoridad Portuaria de Baleares, (APB), departamento de infraestructuras. C/ Moll Vell 5, 07012 Palma. infraestructuras@portsdebalear.com.*

Resumen

Esta ponencia describe el estudio llevado a cabo en modelo numérico para analizar la influencia de la intensidad y dirección de actuación del viento sobre el atraque de megacruceros, caracterizados por su gran vela y esloras superiores a 350 metros. Asimismo se deteminan los umbrales límite de velocidad de viento para la permanencia del buque en el atraque sin otros medios auxiliares de sujeción que las líneas de amarre.

El emplazamiento del atraque se encuentra situado en la nueva terminal del puerto de Palma habilitada para este fin. El modelado numérico se desarrolla a través de un programa específico en el campo de buques atracados denominado "Shipmoorings". Las características del buque, disposición y tipo de amarras, defensas y puntos de atraque reproducidos han sido suministrados por la Autoridad Portuariade Baleares (APB). Las direcciones de los vientos reproducidos en el modelo han sido las referidas por dicha APB: SSE y SE, y sus intensidades han sido establecidas a partir de los regímenes extremales, elaborados a partir de los datos sministrados por la delegación territorial de Baleares de la Agencia Estatal de Meteorología. Finalmente se contrastan los resultados obtenidos con el modelado numérico con la metodología que establece la ROM.

Palabras clave: *modelo numérico, buques atracados, velocidad viento.*

1. Introducción

En los últimos 20 años se ha producido un extraordinario aumento del tamaño de los buques de cruceros turísticos que atracan en los puertos gestionados por la Autoridad Portuaria de Baleares (APB), lo que ha obligado a adaptar las infraestructuras portuarias. La gran superficie expuesta de estos buques, hace necesario reforzar los medios de atraque existentes por otros más potentes, capaces de soportar los esfuerzos y las tensiones que estos buques ejercen sobre las defensas y sobre el sistema de amarre.

Para dar respuesta a la creciente demanda de atraques para dichos buques el Puerto de Palma, ha prolongado la alineación norte de la plataforma adosada al dique del oeste hasta los 445 metros, mediante la construcción de tres duques de alba, que han sido diseñados para soportar el atraque de los buques de crucero de mayor tamaño que cuentan con una eslora de 362 metros (figura 1).



Fig. 1. Vista principal del atraque

Para el dimensionamiento de los sistemas de amarre y atraque se siguió la metodología de la ROM 04-95 y ROM 0.2-90, estableciéndose las condiciones climáticas de estudio para vientos en régimen normal y en régimen extremal y sus resultados han sido contrastados con los obtenidos con el modelo numérico SHIP-MOORINGS.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Descripción del estudio

El barco tipo considerado se corresponde con un buque modelizado para el programa de buques atracados SHIP-MOORINGS, para los parámetros que se corresponden con el denominado por la Compañía Naviera Royal Caribbean "Oasis of the Sea" primero de la gama de este tipo de cruceros. Sus características principales, empleadas en simulación numérica son las que se recogen en la tabla1.

Cruise Ship Oasis of the Sea	Símbolo	Modelo
Main Dimensions		
Type		Cruise Ship
Length Over all	Loa	362.0 m
Length between p.p	Lpp	330.0 m
Breath	B	47.0 m
Depth to main deck	D	22.6 m
Draught		9.3/9.15 m
Mass Properties		
Displacement		105705 t
Longitudinal CoC	LCG	-7.4
Vertical CoC	KG	21.7 m
Roll Inertia Radius in air	Kxx	23.5 m
Pitch Inertia Radius in air	Kyy	82.5 m
Yaw Inertia Radius in air	Kzz	82.5 m
Transverse metacentric air	GMt	6.4 m
Longitudinal metacentric air	GMl	976.3 m
Wind Forces Characteristics		
Frontal projected area	Awx	2825 m2
Transversal projected area	Awy	15610 m2
Mean height	Hm	47.3 m
Difracction computations		
Water depth	h	20.0 m
Quay distance	q	2.0 m
Heave natural period	Tz	10 s
Roll natural period	T	21 s
Pitch natural period	T	9 s

Tabla 1. Características Buque Oasis of the Sea

La disposción y el tipo de las amarras, así como la configuración de las defensas y la posición de los puntos de atraque reproducidos en los ensayos numéricos fueron suministradas por la APB.

2.1 Amarras

El buque utiliza para su atraque, un cabo del tipo "High Perfomance Mooring Rope", como alternativa a los voluminosos cables de acero. La característica más destacable de este tipo de amarras es que son hasta siete veces más ligeras que las estachas tradicionales. Para la simulación en modelo numérico se ha optado por una amarra de características resistentes y propiedades físicas muy similares, perteneciente a la familia de poliamidas de Kevlar: la "Superline-XCircular-braided-Aramid", así todas las líneas de amarre, largueros, traveses y esprines de la configuración de amarre que se muestra en la figura 2 son amarras de la poliamida referida, de 64 mm de diámetro cuyas características resistentes son las siguientes:

- Carga de rotura (Pr): Pr = 1813 kN
- Carga de trabajo (Pt): Pt = 0.50 x 1813 = 906 kN
- Alargamiento al 50 % (ε_t) = 1.8 %
- Rigidez unitaria (K) $K = \frac{Pt}{\varepsilon t} = \frac{1813}{0.018L} = \frac{100722}{L} kN/m$

Las simulaciones se llevaron a cabo ajustando el valor de la carga de rotura a un valor inferior al teórico de la amarra real que viene utilizando el buque; así empleando un coeficiente de rotura numérico "breaking force" de valor 0.7 , este límite se reduce a 1270 kN, valor límite de rotura empleado en las simulaciones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

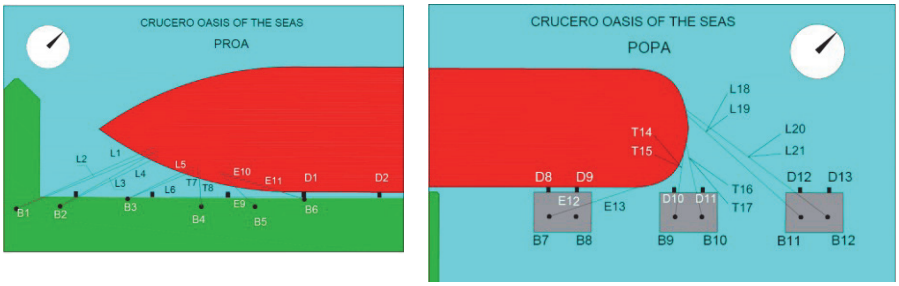


Fig. 2.Detalles de la configuración de atraque Proa/Popa

2.2 Defensas

Las defensas utilizadas para la simulación son igualmente las suministradas por la APB, se trata de defensas del tipo SC2000H de calidad A con una reacción al 55% de la deflección de 321.5 t. Se encuentran distribuidas a lo largo del cantil cada 30 m, y a razón de dos defensas en cada duque de alba.

2.3 Bolardos

Los bolardos se encuentran distribuidos a lo largo de la línea de atraque del muelle como se muestra en la figura 2, los duques de alba disponen igualmente de dos bolardos cada uno con carga nominal 200 t.

3. Datos de viento utilizados en el modelo

Los datos de viento proceden de un medidor ubicado en las inmediaciones a la terminal de atraque, fueron facilitados a la Autoridad Portuaria a través de la Agencia Estatal de METeorología, AEMET. Estos datos de partida están referidos a 10m de altura y contienen información de la velocidad media del viento en 10 min y la correspondiente a la velocidad de ráfaga de 3 s, la dirección media de procedencia de ambas velocidades también está contenida en dichos datos. A partir de esta información se procede a la caracterización del viento a través de los correspondientes regímenes medios y extremales para las direcciones de interés: SSE y SE. En ambos casos como distribución de ajuste se ha asumido la distribución de Weibull de mínimos cuadrados de tres parámetros. El ajuste de los datos a la distribución teórica se ha realizado con el método de la máxima verosimilitud.

A partir de estos regímenes se seleccionan las distintas velocidades de ensayo, tanto para el comportamiento estático del buque como el dinámico, ya que la base de la comparativa que se realiza posteriormente con la metodología ROM, reside en analizar el comportamiento del buque bajo ambas perspectivas.

Para la caracterización del comportamiento estático se reprodujo una velocidad constante caracterizada por la velocidad de ráfaga de 1 min asociada a distintas velocidades básicas de retorno. Para la obtención de estas últimas se parte de los regímenes extremales y se aplica el correspondiente Factor de ráfaga, F_R que según la ROM 04-95 Acciones Climáticas Viento toma para la ráfaga de 1 min, la categoría de rugosidad superficial I, a 10m de altura, un valor de 1.31.

Para reproducir un comportamiento similar en términos dinámicos se reprodujo el correspondiente espectro horario, con una velocidadde fluctuación asociada a la velocidad de ráfaga de 1 min. Para ello se utilizó la figura de la norma ASCE 7-05(figura 3) que relación la velocidad máxima promediada en "t" s y velocidades medias horarias.

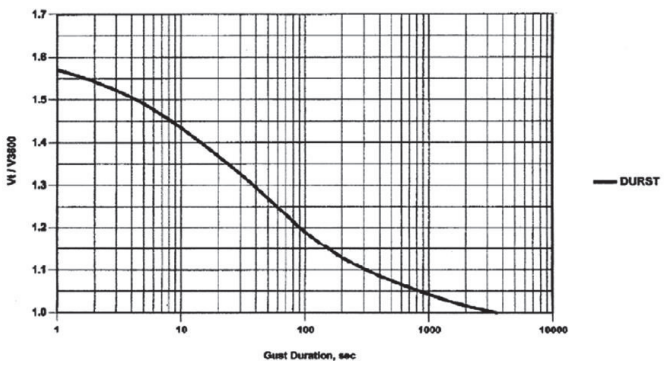


Fig. 3. Cociente entre Veloc máximas promediadas en t segundos y velocidades medias (fig C6-4 Norma ASCE7-05)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

4. Ensayos numéricos

El objetivo de los ensayos numéricos es determinar la velocidad de viento que provoca la rotura de las líneas de amarre, pudiendo ocasionar daños en alguno de los elementos que configuran el sistema de atraque. Para ello se emplea el modelo numérico denominado SHIP-MOORINGS en su versión 10.1. Este modelo arroja para la condición de carga reproducida, (únicamente viento) las series temporales de las distintas variables que definen el comportamiento del buque atracado. El punto inicial de partida es la velocidad estátatica de viento de 22 m/s, cuya velocidad de ráfaga supera de acuerdo a los regímenes extremales el periodo de retorno de 500 años.

A partir de aquí se van realizando los ensayos barriendo velocidades. El umbral inferior considerado es el asociado a un periodo de retorno de 10 años, aumentándose progresivamente hasta aumentar la rotura. El número de ensayos realizados depende en términos generales del grado de aumento de las tensiones en las líneas de atraque con el aumento de la velocidad del viento.

Las velocidades de ráfaga o de fluctuación consideradas en los ensayos, son las que figuran a continuación:

Dirección	Velocidad (m/s)	
	Estática	Dinámica
Dir SE	13	11.4
	14	12.5
	16	14.12
	17	15.18
Dir SSE	14	12.14
	17	14.71
	17.5	15.2
	18	15.76

Tabla 2 Velocidades de ensayo

5. Tensiones límite. Velocidad de rotura

Para las distintas velocidades de ráfaga indicadas en la tabla anterior se obtienen las tensiones límites registradas durante el periodo de simulación de los ensayos estáticos y dinámicos, denominándose L a los largos, T los traveses y E los esprines, acorde a la numeración de la configuración de amarre de la figura 1. Los valores correspondientes a los valores límite en dichas líneas, de las simulaciones dinámicas se muestran en las tablas 3 y 4, figura 4, para la dirección SSE y tablas 5 y 6, figura 6 para la dirección SE; a partir de los cuales es posible extraer las velocidades de retorno de los correspondientes regímenes extremales.

DirSSE	Velocidad de rotura (m/s)		T_r (años)
	V bas (10')	V. ráfaga(1')	
Dinámica	12.9	16.9	≈ 40 años
Estática	14.4	18.9	≈ 100 años

Tabla 3 Velocidades de rotura DirSSE

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

	Bolardos	Líneas de amarre	DIRECCIÓN SSE (dinámico rotura) Vráfaga 1'(m/s) 12.14	Vráfaga 1'(m/s) 14.71	Vráfaga 1'(m/s) 15.76	Vráfaga 1'(m/s) 16.85
			Tensión (kn)			
PROA	1	L1	148.05	202.38	241.55	1312.26
		L2	144.47	196.53	234.71	1291.54
	2	L3	190.67	272.48	331.67	1280.78
		L4	185.08	263.04	319.35	1279.78
	3	L5	199.54	279.00	339.63	1288.04
		L6	192.77	267.19	325.40	1292.84
	4	T7	477.25	857.95	1146.35	1358.97
		T8	462.49	798.51	1055.85	1286.25
	5	E9	280.70	446.35	574.20	1276.64
	6	E10	159.62	230.35	284.87	1271.61
		E11	163.92	238.63	295.85	1278.83
	7	E12	109.18	130.05	174.66	1296.02
		E13	111.47	136.07	184.97	1316.66
POPA	9	T14	334.87	513.96	826.37	1271.26
		T15	333.34	516.08	834.23	1271.58
	10	T16	298.87	450.97	696.72	1281.92
		T17	277.22	416.64	632.48	1271.86
	11	L18	146.70	194.47	257.33	1281.41
		L19	141.83	187.85	248.23	1282.32
	12	L20	128.09	165.14	214.30	1271.71
		L21	126.44	162.31	210.60	1274.74

Tabla 4 Tensiones Dinámicas Dir SSE

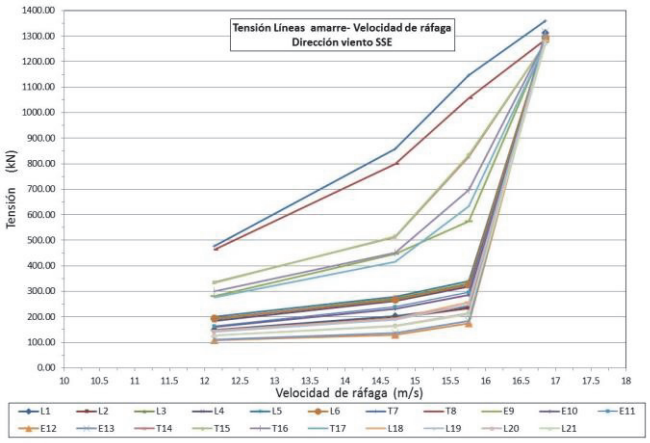


Fig 4 Tensiones/Velocidades Dir SSE

Del análisis de los valores en ambas direcciones se observa que independientemente de la dirección de ensayo, las primeras líneas en alcanzar la rotura son los traveses de proa (T7,T8), seguidos del esprín de proa (E9). A partir de aquí se van sucediendo la rotura de las distintas líneas de amarre, de manera más o menos rápida en función del desequilibrio alcanzado en el sistema.

DirSE	Velocidad de rotura (m/s)		T_r (años)
	V bas (10')	V. ráfaga(1')	
Dinámica	12.4	16.3	≈ 35 años
Estática	13.9	18.2	≈ 100 años

Tabla 5 Velocidades de rotura DirSE

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

	Bolardos	Líneas de amarre	DIRECCIÓN SE (dinámico rotura) Vráfaga 1'(m/s) 11.4	Vráfaga 1'(m/s) 14.12	Vráfaga 1'(m/s) 15.18	Vráfaga 1'(m/s) 16.25
			Tensión (kn)			
PROA	1	L1	136.05	209.81	217.45	1288.60
		L2	132.65	204.10	211.73	1348.14
	2	L3	173.98	280.72	290.70	1290.60
		L4	168.43	271.72	281.85	1326.20
	3	L5	175.45	291.34	305.16	1282.44
		L6	168.39	280.76	296.04	1278.41
	4	T7	437.35	849.28	888.07	1274.28
		T8	413.82	802.31	831.94	1277.29
	5	E9	266.96	441.16	461.95	1275.43
	6	E10	156.83	225.68	239.90	1271.82
		E11	162.06	233.66	248.49	1273.12
	7	E12	104.77	152.57	165.32	1334.38
		E13	107.37	160.88	172.29	1316.91
POPA	9	T14	321.60	694.92	709.53	1278.75
		T15	324.44	698.78	705.57	1285.37
	10	T16	291.57	592.58	594.64	1278.63
		T17	273.63	534.57	530.71	1274.53
	11	L18	146.79	237.64	233.51	1276.60
		L19	142.82	228.92	223.95	1272.59
	12	L20	128.75	199.95	195.89	1271.16
		L21	127.42	196.19	191.44	1274.84

Tabla 6 Tensiones Dinámicas Dir SE

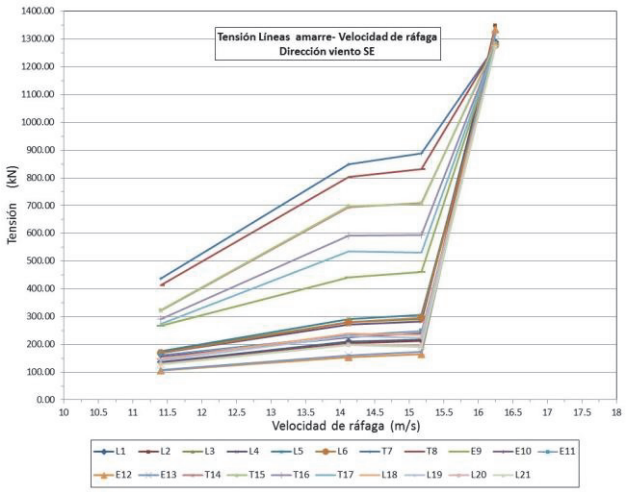


Fig 5 Tensiones/ Velocidad Dir SE

Los videos de las simulaciones numéricas muestran que la disposición que va tomando el buque a medida que se incrementa la velocidad y se va produciendo la rotura sucesiva de las líneas de amarre, es muy diferente para ambas direcciones. Así para la dirección SSE unos instantes antes de la rotura de todas las líneas, el buque queda amarrado tan solo por los esprines de popa, dispuestos desde el bolardo 7, ubicado en el duque de alba más próximo al muelle. La dirección SE sin embargo pierde todas las amarras de popa y el buque finaliza amarrado por los largos de proa a los primeros bolardos del muelle. Unas instantáneas de estas disposiciones se recogen en la figura 6:

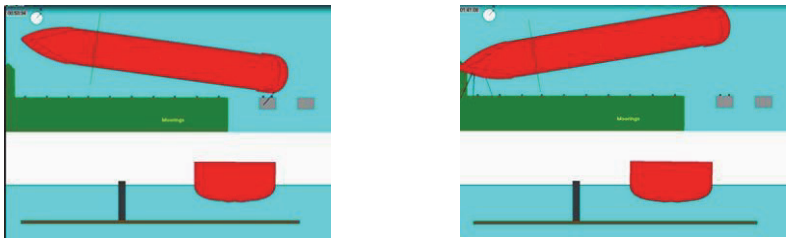


Fig 6 Disposición del buque próxima a rotura dir SSE/dir SE

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Tensiones en los bolardos

Dada la configuración de amarre el buque se presenta amarrado a lo largo del cantil a través de seis bolardos, denominados B1/B6, mientras que la popa lo hace a la estructura formada por los tres cajones alineados con el cantil, disponiéndose 2 bolardos por cada cajón, bolardos B7/B12, si bien el bolardo número 8 no participa en la configuración de amarre, por lo que no aparece grafiado. Bajo esta configuración de amarre y con las condiciones de velocidad de las tablas 3 y 5 se obtienen los resultados de la figura 7.

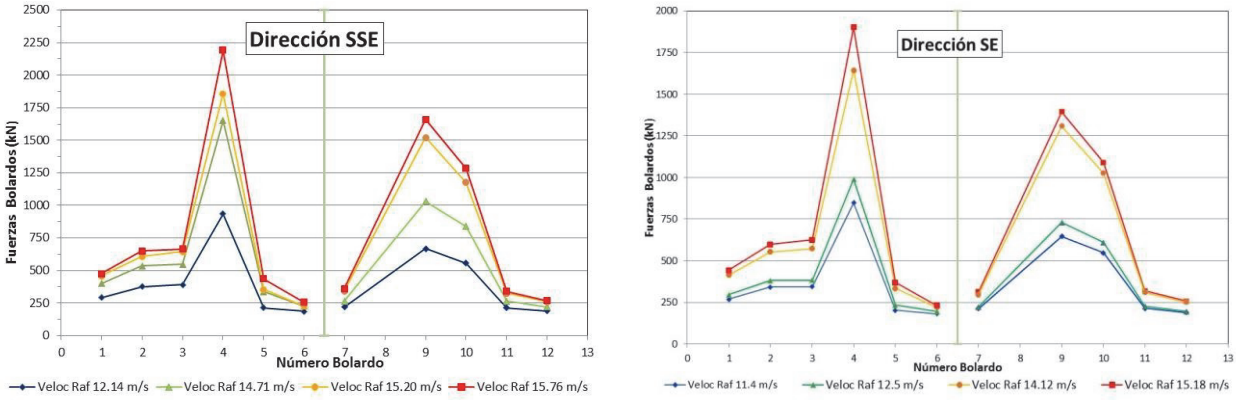


Fig 7 Tensiones en los bolardos

En las figuras puede apreciarse como los bolardos denominados con los números 4 y 9 son los más solicitados, acercándose y superando su carga nominal, con la última velocidad de ráfaga ensayada en ambas direcciones. El resto de bolardos se mantienen en valores menos significativos. La dirección SSE resulta más desfavorable, provocando unos incrementos tensionales del 13% y 22% en dichos bolardos, dicho incremento viene justificado por la forma en la que estos elementos soportan los esfuerzos durante la rotura de las líneas dea amarre, siendo esta distribución distinta en una dirección que en otra.

7. Tensiones en las defensas

Las defensas trabajan conjuntamente con el resto de los elementos de atraque, sus características influyen en el comportamiento del buque y su respuesta. Las defensas se encuentran alineadas separadas unos 30 metros a lo largo del cantil del muelle y dos de ellas están dispuestas en cada uno de los cajones sirviendo de apoyo a la popa. Destaca la importancia de las defensas número 2, 8 y 9, que reciben los impactos de proa y popa respectivamente siendo más acusados dichos impactos en las dos últimas, debido a su situación en los cajones, y el fuerte impacto continuado sobre los mismos que provoca el desplazamiento del buque. Próximos al alcance de la rotura de las líneas los esfuerzos en las defensas toman valores próximos a los 3000 kN. Los resultados de los esfuerzos máximos soportados en las distintas defensas en los ensayos dinámicos con vientos del SSE y SE se recogen en la figura 8.

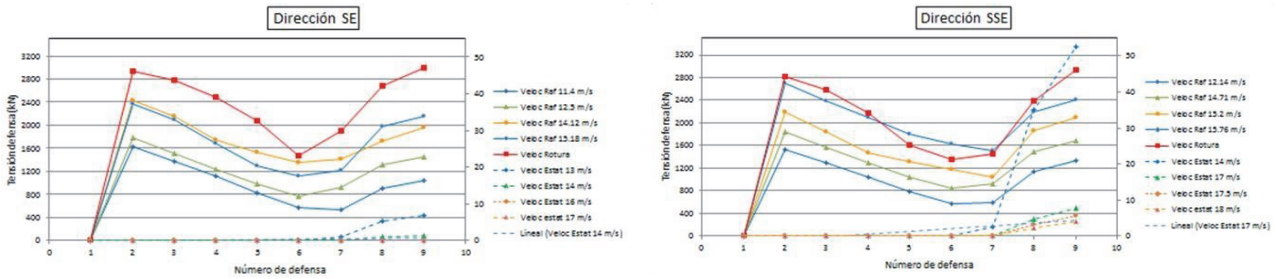


Fig 8 Tensiones en las defensas

8. Relación entre las tensiones estáticas y dinámicas

El presente apartado analiza la posible relación entre las tensiones obtenidas en los ensayos estáticos y las correspondientes obtenidas en los ensayos dinámicos, analizando si la relación obtenida se ajusta a lo que indica la ROM 0.4-95 Acciones Climáticas II Viento en su apartado 3.3.3.3 Fuerzas Estáticas Equivalentes, donde se refiere:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

"A falta de una justificación detallada sobre la importancia de los efectos dinámicos en sistemas de amarre de estructuras flotantes debidos a la actuación del viento o si, cuando estos se preven significativos, no se calculan por resolución de las ecuaciones del movimiento sobre el modelo estructural equivalente o en modelo físico, podrá considerarse simplificadamente que la carga transmitida a la estructura resistente y a los equipos de amarre y defensa es igual a **1.5** veces la teórica calculada aplicando cualquiera de los métodos de transmisión estática definidos en la ROM 0.2-90."

En primer lugar, para analizar la representatividad de esta relación empírica se ha analizado, de forma individualizada para cada tipo de amarra (largo, través o esprín) del buque, a partir de aquí se establecen los ajustes que posteriormente permiten la comparativa. Por un lado largos de proa y largos de popa, presentando conjuntamente todos los largos, y de igual manera para traveses y esprines. De forma conjunta se presentan estas relaciones en la figura 9 columna de la izquierda para ambas direcciones. Esta misma información sirve de base para relacionar todas las amarras de proa por un lado frente a todas los cabos de popa por otro. En la figura 9 columna de la derecha puede observarse como se distribuyen estas tensiones.

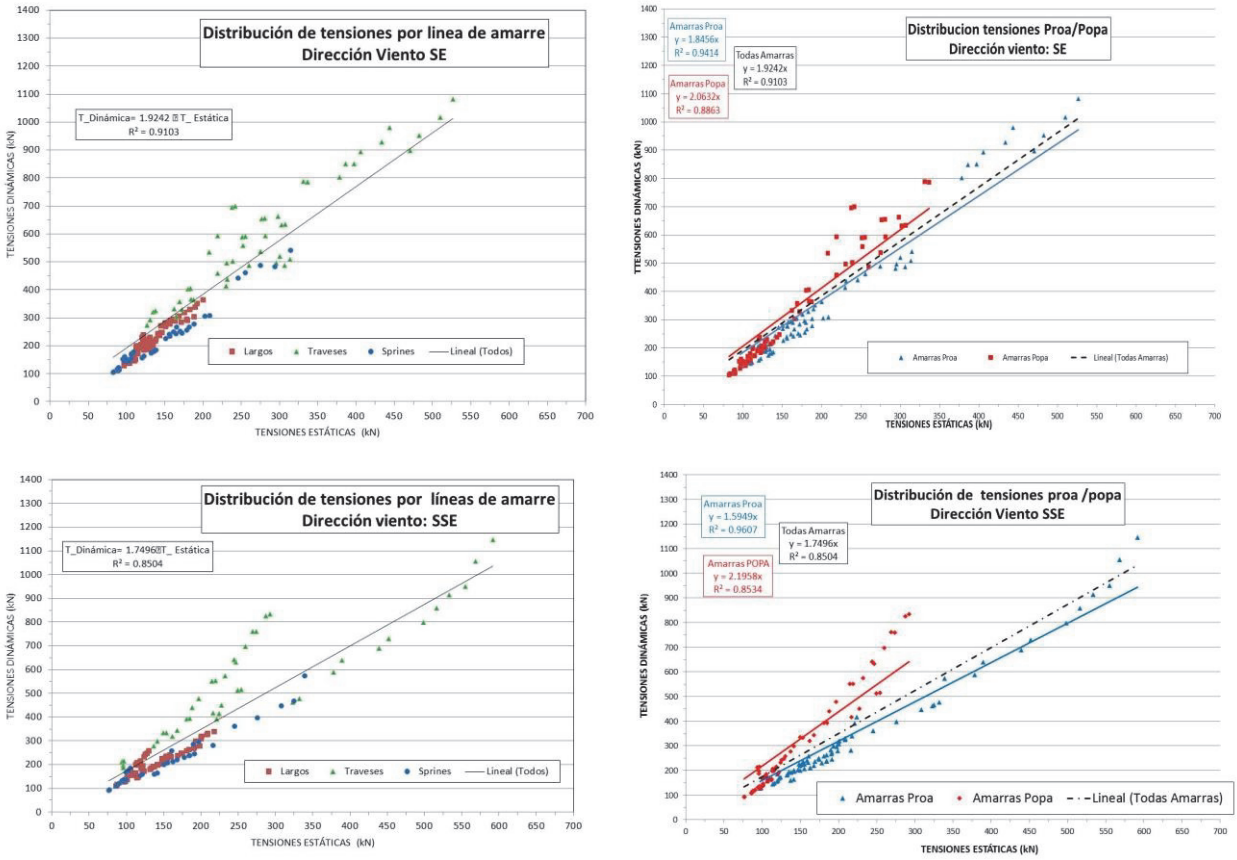


Fig 9 Distribución de tensiones

Las tablas 7 y 8 que se muestran a continuación, recogen los valores de los correspondientes ajustes para cada una de las direcciones.

Dirección SE					
Largos	Proa	1.68	1.63		
	Popa	1.58			
Traveses	Proa	2	2.1	**1.92**	Todas las amarras
	Popa	2.24			
Sprines	Proa	1.58	1.56		
	Popa	1.45			

Tabla 7 Ajustes finales Dir SE

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dirección SSE					
Largos	Proa	1.47	1.50		
	Popa	1.61			
Traveses	Proa	1.70	1.92	**1.75**	Todas las amarras
	Popa	2.43			
Sprines	Proa	1.42	1.43		
	Popa	1.45			

Tabla 8 Ajustes finales Dir SSE

De su análisis pueden extraerse los siguientes resultados:

En ambas direcciones el abanico tensional de los traveses es el más amplio, siendo estas líneas las que soportan mayores tensiones, aspecto ya comentado en el apartado que describe las tensiones en las líneas. La dirección SE provoca mayores esfuerzos dinámicos, lo cual está íntimamente relacionado con la dirección de actuación del viento, más perpendicular al eje longitudinal del buque. Del análisis de cómo se distribuyen las tensiones entre la proa y la popa se desprende que la relación para la proa se ajusta más a lo indicado en la ROM mientras que resulta poco conservadora para la popa, en la que para ambas direcciones este valor es superior a 2.

Finalmente de la distribución de las tensiones por línea de amarre, se extrae la conclusión de que el valor citado en la ROM es poco conservador para los traveses en ambas direcciones, al resultar por debajo del obtenido en los ensayos.

9. Evolución de la respuesta del buque con la dirección de actuación del viento. Angulo critico de rotura

En el apartado 5, al estudiar las tensiones en las líneas de amarre se vio como la distribución de la rotura de las líneas difería en su orden, dependiendo de la dirección de actuación del viento. Con el fin de establecer la dirección crítica que determina la distribución de las tensiones de las líneas de amarre de proa/ popa y su rotura progresiva, el sector limitado por las dos direcciones de ensayo fue analizado con incrementos de 4º.

Tomando como referencia el eje longitudinal del buque hacia popa, eje x en los ensayos, la dirección SE queda asociada a 91º y la SSE a 69.5º. Como se vio en el apartado “Tensiones en las líneas”, en la fase final de rotura, para la dirección SE, el buque quedaba sujeto por la popa y para la dirección SSE finalizaba sujeto por proa. Los ensayos realizados con ángulos comprendidos entre ambos, muestran que para el sector angular 73º/75º el buque permanece más tiempo desplazado paralelamente al cantil del muelle hasta quedar sujeto de 75º grados en adelante por la proa y de 73º grados hacia atrás por la popa. Este cambio se esquematiza en la figura 10.

.

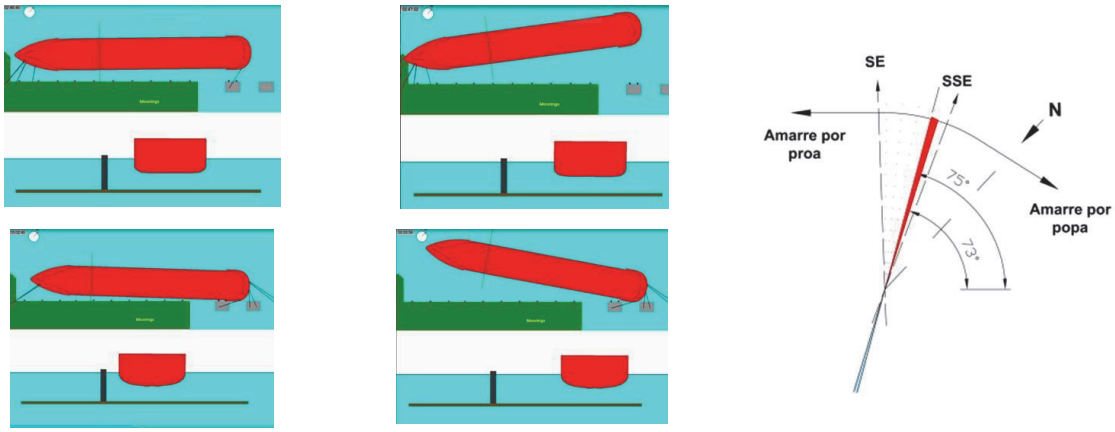


Fig 10 Delimitación del ángulo critico

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

10. Relación entre las tensiones estáticas y dinámicas

El análisis de los resultados obtenidos en los ensayos, permite extraer las siguientes conclusiones:

Independientemente de la dirección de ensayo, las primeras líneas en alcanzar la rotura son los traveses de proa (líneas 7 y 8), seguidos del esprín proa (línea 9). A continuación se va sucediendo la rotura de las distintas líneas de amarre, de manera más o menos rápida, en función del desequilibrio alcanzado en el sistema

A lo largo de los ensayos, los bolardos B4, en la proa y B9, en la popa, son los más solicitados llegando en la rotura de las líneas a superar su carga nominal de 200t. El resto de bolardos soportan una tensión bastante inferior. La dirección SSE resulta más desfavorable, provocando unos incrementos tensionales del 13%y 22% en dichos bolardos. Dicho incremento viene justificado por la forma en la que estos elementos estructurales soportan los esfuerzos durante la pérdida de líneas de amarre, siendo distinta en ambas direcciones.

En lo que se refiere a las defensas destaca la importancia de las defensas número 2, 8 y 9, que reciben los impactos de proa y popa respectivamente siendo más relevante en las dos últimas, debido a su situación en los cajones, y los continuos impactos que en éstos provoca el desplazamiento del buque. Próximos al alcance de la rotura de las líneas los esfuerzos en las defensas toman valores próximos a los 3000kN

De la distribución de las tensiones por línea de amarre obtenidas con la configuración de atraque y el tipo y formas del buque ensayado se desprende que la aproximación recogida en la ROM-04-95 para incluir los efectos dinámicos en la respuesta del buque es poco conservadora para los traveses. Para el resto de líneas de amarre dicha aproximación es mucho más representativa.

Los ensayos realizados en el entono angular referido, muestran que para ángulos de actuación del viento inferiores a 73º, próximos a la dirección inicial de SSE, el buque quedaría amarrado tan solo por los esprines de popa. Para ángulos de actuación de 75º, en avance hacia la dirección SE, el buque se dirige hacia el tacón del muelle, quedando finalmente sujeto por los largos de proa. La transición en el punto final de sujeción del buque por proa o popa se produce entre los 73º y 75º

Finalmente reseñar que, de acuerdo a los resultados obtenidos en este estudio, para velocidades básicas de los vientos del SSE o SE iguales o superiores a 12 m/s la permanencia del buque en el atraque sin la disposición de medios auxiliares de sujeción puede comprometer la integridad del buque, de las estructuras de amarre y lo que es más importante de la seguridad del pasaje y/o de la propia tripulación.

Referencias

ASCE (American Society of Civil Engineers)2005. Minimun Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE 7-05.

PUERTOS DEL ESTADO, (1995). "ROM 0.4-95 Acciones climáticas II: Vientos.

PUERTOS DEL ESTADO, (2011). "ROM 2.0-11 Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre.

SHIP-MOORINGS, V.10 Arcadis Nederland (2016) BV Hanzelaan 286, 8000AC The Netherlands.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estabilización del entorno natural de la playa de Sant Sebastià. Sitges (Barcelona)

Castañeda-Fraile, Ana María[a] y Escartín-García, Francisco Javier[b]
[a]Demarcación de Costas en Cataluña, Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, C/ de la Marina nº 16-18 planta 14B, 08005 Barcelona,acastaneda@mapama.es, amcfraile@gmail.com
[b]MarciglobConsultancySolutions, S.L. Avda. Diagonal 458, piso 6, 08006 Barcelona. gerencia@marciglob.com

Resumen

Ante un problema funcional en la playa de Sant Sebastià, en Sitges (Barcelona) nos planteamos una solución que también dialogue amablemente con su entorno natural. Para resolver este complejo problema nos hemos ayudado del Método de Proyectación con el Paisaje.

Palabras clave:*paisaje, Sitges, playa, estabilización, dinámica, espiral logarítmica, geniusloci.*

1. Antecedentes

En primer lugar debemos situar nuestra zona de actuación. Sitges es una población situada al sur de Barcelona.Mirando un poco más de cerca vemos que la playa de Sant Sebastià está encajada en un entorno natural rocoso y tiene un paseo marítimo peatonal. Es, en principio, relevante la proximidad del Puerto de Aiguadolç.



Fig. 1. Situación de la zona de actuación

La evolución de la línea de costa ha ido cambiando desde 1905 hasta ahora a base de avances y retrocesos de la línea de orilla significativos, como puede apreciarse en la figura 2:



Fig. 2. Evolución de la línea de costa

Últimamente se han venido haciendo aportaciones en la playa de SantSebastiàcon arena procedente de los entornos de los puertos próximos de Aiguadolçy Port Ginesta.

Año	m3
2014	17.162,50
2015	15.670,00
2016	9.920,00

Tabla 1. Últimas aportaciones de arena

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Problemática actual

La problemática de esta playa consiste en encontrar las razones de por qué es tan inestable la arena y, si hay que buscar una solución, cómo encontrarla dentro de este entorno tan natural ,muy diferente del que nos encontramos al otro lado de la iglesia, en la zona de Poniente, donde se suceden las playas encajadas entre espigones.

A partir de esta problemática, la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar encarga a la empresa Marciglob (Javier Escartín) la redacción del "Proyecto de Estabilizacion de la playa de San Sebastián; T.M. Sitges (Barcelona)" Ref.: 08-0337.

El objeto del proyecto es

- Analizar la problemática de la playa
- Caracterizar la dinámica litoral de la zona
- Proponer soluciones que resuelvan esta situación
- Desarrollar a nivel constructivo la solución de seleccionada

Para realizar el trabajo aplicaremos el Método de Proyectación con el Paisaje.

Este Método consta de 8 puntos:

1. Conocer el territorio a gran y media escalaReconocer los elementos características del paisajeBuscar los puntos de vistaRecoger información desde los puntos de vistaBuscar el "geniusloci", el espiritu del lugarEncontrar el mensaje a transmitirDibujar nuestra propuesta plásticaDefinir los detalles finalesA continuación vamos a ir aplicando cada punto del Método para definir nuestra propuesta para la Estabilización de la playa de Sant Sebastià.**Conocer el territorio a gran y media escala**

En este punto debemos estudiar en esas dos escalas las dimensiones del paisaje, identificar los elementos identificativos, estudiar la dinámica litoral, percibir tensiones,... Nos ayudaremos de fotografías aéreas y trabajos de campo y de gabinete.

La playa de San Sebastián, que está situada a levante de la Iglesia, constituye el entorno más natural del frente costero del núcleo urbano de Sitges .Como dicen los lugareños, es la playa del pueblo, la primera playa, por estar situada justo frente al casco más antiguo de la población.



Fig. 3. Situación de la playa de San Sebastián respecto al núcleo urbano

Comenzamos con un levantamiento topo-batimétrico y con un levantamiento geomorfológico con sónar de barrido lateral y buzos. Detectamos la presencia de Cymodocea nodosa en el entorno en el que tenemos que actuar.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 4. Levantamientos topo-batimétrico y geomorfológico. Presencia de Cymodocea nodosa

Con el levantamiento geomorfológico con perfilador definimos las isopacas y tomamos muestras sedimentarias. Nos encontramos con una arena muy fina, con D_{50} entre 0,177 y 0,199 mm.

Analizamos el clima marítimo aplicando los datos obtenidos de diferentes boyas y estudiamos la propagación del oleaje y las corrientes, tanto con oleaje medio, como con los temporales anuales.

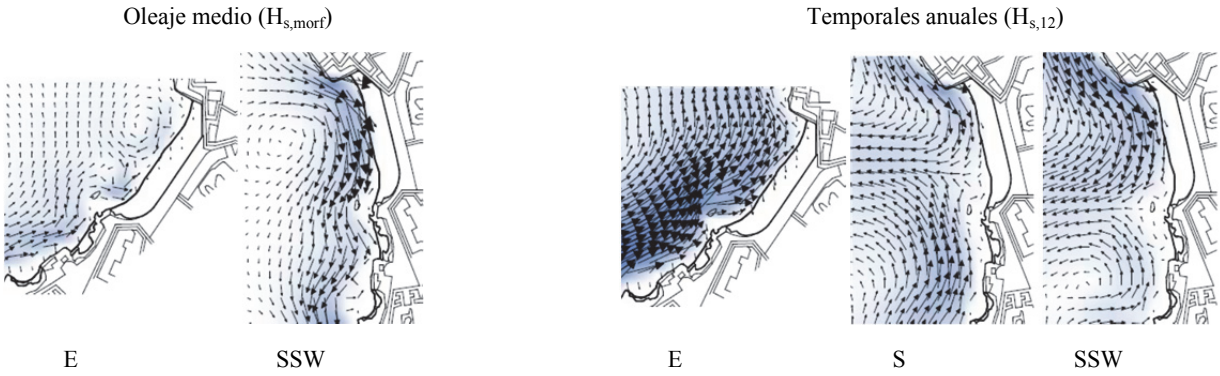


Fig. 5. Propagación del oleaje y corrientes

Hemos observado que con el oleaje medio, las corrientes dominantes tienen la dirección de Oeste a Este, cosa que no era previsible, ya que la arena esperábamos que se moviese hacia el Sur. Los temporales de componente Este generan corrientes de Este a Oeste y los de componente Sur, unas corrientes de retorno de tierra hacia mar. Se han estudiado, asimismo, las formas de equilibrio en planta y perfil y se ha constatado que el puerto de Aiguadolç no tiene ninguna incidencia en la forma en planta de equilibrio de la playa de San Sebastián.

Estudiamos el transporte de sedimentos con cálculos analíticos y analizamos la variación del transporte longitudinal neto en función de la alineación de la costa. En el modelado numérico hemos ido viendo, según la dirección de los temporales, tanto en el caso del oleaje morfológico como en el de los temporales anuales, hacia dónde iba el sedimento en su movimiento.

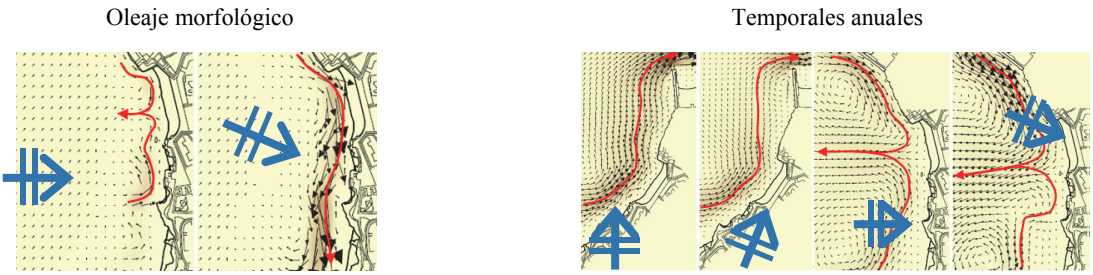


Fig. 6. Transporte de sedimentos. Modelado numérico

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Oleaje	Transporte neto	Transporte bruto
Morfológico	1.412 m^3/año (dirección W – E)	1.465 m^3/año
Excedido 12 h/año (H_{s12})	176 m^3/año (dirección E – W)	912 m^3/año

Tabla 2. Transporte de sedimentos

Estudiamos la profundidad activa y detectamos que en todos los casos aproximadamente se puede situar en los 5 metros de profundidad, lo cual nos indica que son playas muy tendidas.

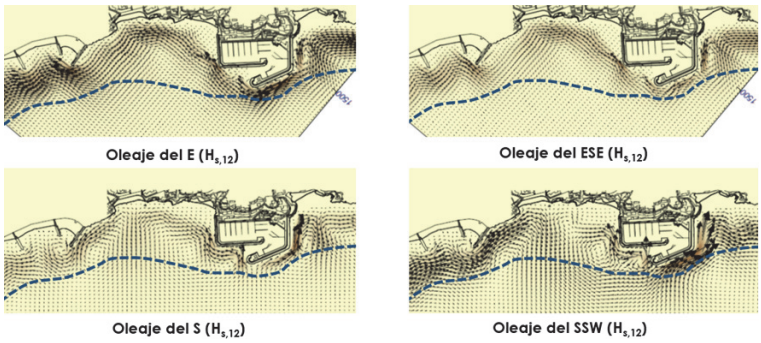


Fig. 7. Profundidad activa

Planteando una celda de estudio de la playa, hemos estudiado el balance de sedimentos en cada uno de los oleajes morfológicos y de temporales anuales del clima marítimo y hemos visto, a través del balance de sedimentos, que en esta playa existe mucho transporte transversal.

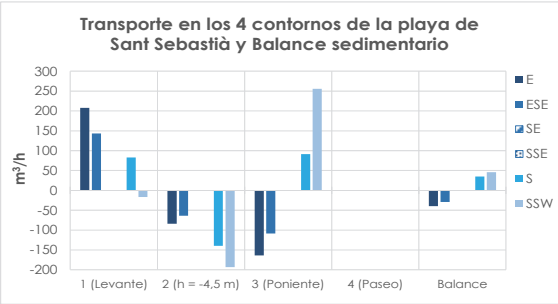


Tabla 3. Balance de sedimentos

3.2 Reconocer los elementos característicos del paisaje

Buscamos en este punto los elementos identificativos que describen el lugar. Lo primero que observamos es que hay un gran espacio público peatonal que actúa como un mirador hacia el mar.



Fig. 8. Un espacio público peatonal como perfecto mirador hacia el mar

Vemos un amplio paseo marítimo que recorre toda la zona y ofrece grandes posibilidades para contemplar el paisaje. El entorno es muy natural y afloran las rocas calizas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 9. Entorno natural con afloramientos de rocas calizas

Sitges tiene establecido un parque escultórico del que en la zona del entorno de nuestra actuación aparecen varias de sus esculturas.



Fig. 10. Itinerario del Parque Escultórico de Sitges en la zona de actuación

3.3 Buscar los puntos de vista

A través de los puntos de vista buscamos cómo leer el territorio y analizar su visibilidad. Para elegir los puntos de vista buscamos qué posibilidades tenemos de visuales en la zona de estudio. Tratamos de identificar los miradores que son más elevados, desde dónde se va a observar la actuación que vamos a llevar a cabo, Seleccionamos los siguientes cuatro puntos de vista y tomamos la información desde esos puntos de vista.



Fig. 11. Selección de los puntos de vista

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.4 Recoger información desde los puntos de vista

Desde el primer punto de vista vemos que se trata de un potente mirador elevado con la Iglesia al fondo y gradas para contemplar el paisaje.



Fig. 12. Punto de vista nº1

En el siguiente punto nos situamos a una cota más baja, el paseo está a una cota inferior, es un mirador que tiene una vista desde una posición más baja, pero desde él se perciben todos los extremos del espacio.



Fig. 13. Punto de vista nº2

El siguiente punto de vista es una esquina que tiene situados allí todos los servicios de la playa. Observamos al fondo el puerto de Aiguadolç.



Fig. 14. Punto de vista nº3

Y el último punto de vista es un mirador muy elevado que tiene un marcado carácter amurallado. Desde él se accede a la zona elevada donde se sitúan edificios históricos del casco antiguo de Sitges. La transparencia del agua permite observar todas las rocas naturales.



Fig. 15. Punto de vista nº4

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.5 Buscar el "genius loci", el espíritu del lugar

Después de visitar sucesivas veces el lugar hasta impregnarnos de lo que nos transmite y de interiorizarlo, buscamos aquello que nos inspirade cara a plasmar nuestra experiencia subjetiva. Y esos son los elementos que marcarán determinadamente este paisaje.

- Hay elevados puntos de vista desde los que observar el nuevo paisaje después de nuestra intervención.
- Hay gran presencia de elementos significativos del paisaje humano y cultural: las esculturas del itinerario escultural de Sitges
- Por otro lado, la costa es muy natural y rocosa con acantilados y sin presencia de salientes costeros artificiales

3.6 Encontrar el mensaje a transmitir

En cuanto al mensaje a transmitir, después de lo que hemos analizado tenemos que buscar qué es lo que queremos transmitir con nuestra actuación. Debemos plantearnos, después del detallado estudio del territorio que hemos llevado a cabo, cuáles son las alternativas de actuación que nos permitirán resolver el problema funcional de esta playa y escoger la solución que al mismo tiempo articule nuestra experiencia del lugar. Nos planteamos cuatro alternativas a partir de las celdas de control en las que veíamos el balance de sedimentos en la playa.

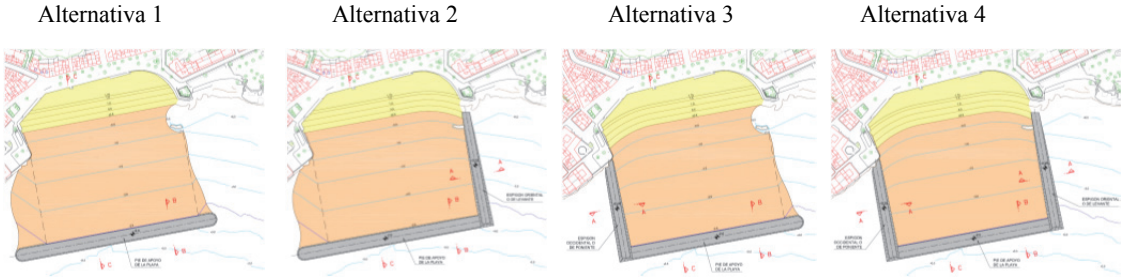


Fig. 16. Estudio de alternativas

Estás alternativas tienen en común una cosa: el dique paralelo a la costa sumergido. El objetivo de este dique sumergido es el de proteger la Cymodocea nodosa que se presenta a una cota muy próxima a la profundidad límite. La aportación de arena que hagamos para alimentar esta playa encontrará en ese dique sumergido un freno que evitará que se dañe a la Cymodocea nodosa. Ésta ha sido una decisión que se ha tomado desde un buen principio.

Analizamos todas las alternativas y vemos al final que la alternativa 2 es la que resuelve mejor el problema con el dique sumergido a la cota -2 y un dique perpendicular a la playa en el lado sur a la cota -0,5.

Comprobamos con esta alternativa los movimientos del sedimento en todos los casos de clima marítimo estudiados, lo cual resumimos en una tabla en la que se observa el transporte en los cuatro contornos de la playa.

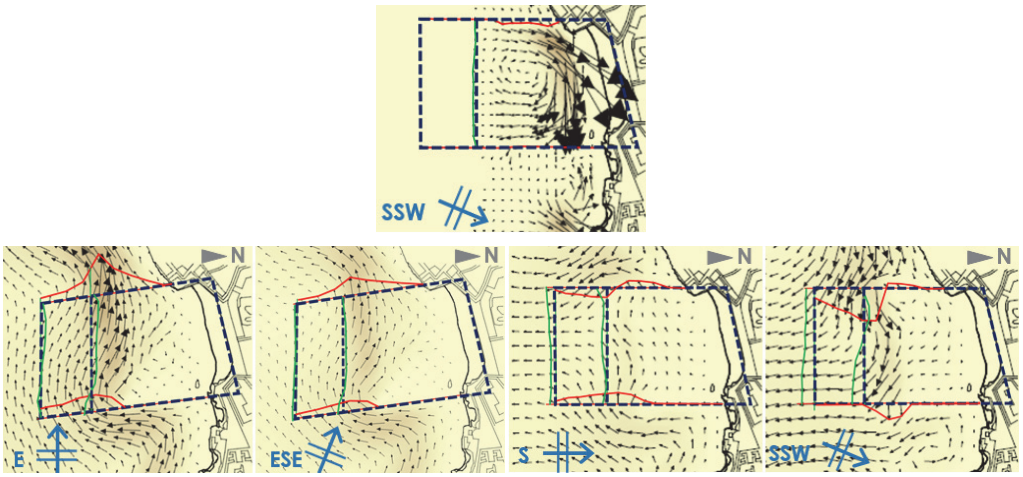


Fig. 17. Desarrollo de la alternativa 2 par el oleaje morfológico y los temporales anuales

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La siguiente tabla nos muestra el transporte sedimentario en los 4 contornos de la playa y el balance sedimentario sedimentario en el caso de la alternativa 2 estudiada. Se observa que se ha mejorado sensiblemente la situación de la playa.

Dirección del oleaje $H_{s,12}$	E	ESE	S	SSW
Situación actual	-39,7 m^3/h	-29,0 m^3/h	+35,0 m^3/h	+46,1 m^3/h
Alternativa 2	-12,7 m^3/h	-15,5 m^3/h	+6,7 m^3/h	+21,8 m^3/h

Tabla 4. Balance de sedimentos alternativa 2

Una vez escogida la solución para nuestro problema funcional, nos planteamos cuál es el mensaje que queremos transmitir con ella. Queremos que nuestra intervención se convierta en un nuevo espacio público Queremos que el diseño de la obra de estabilizacion tenga formas que nos recuerden a la naturaleza. Para ello nos vamos a inspirar en los temas marinos, y también buscamos que el nuevo punto de encuentro sea un nuevo mirador para contemplar desde otro nuevo punto de vista el entorno.

Nos inspiraremos en la forma espiral de la naturaleza, presente en las formas de las playas en equilibrio y en numerosos animales, como puede ser la concha del Nautilus, que forma una perfecta espiral logarítmica.



Fig. 18. Formas de espiral logarítmica en la naturaleza

Por otro lado Jakob Bernoulli ya escribió sobre la espiral logarítmica que ésta "puede ser utilizada como un símbolo, bien de fortaleza y constancia en la adversidad, o bien como símbolo del cuerpo humano el cual, después de todos los cambios y mutaciones, incluso después de la muerte, será restaurado a su Ser perfecto y exacto". La espiral logarítmica ha venido siendo utilizada muchísimo en los fractales.

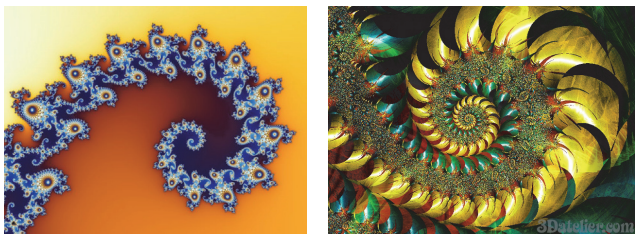


Fig. 19. Fractales

Otra idea que nos inspira es la figura del zigurat, una construcción de origen sumerio, babilonio y asirio (la antigua Mesopotamia) que consiste en una torre piramidal y escalonada de base cuadrada, rectangular u ovalada y varias terrazas que culmina en un templo, la morada de los dioses, al que se accede a través de una serie de rampas. El propósito de este edificio es acercar el templo al cielo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

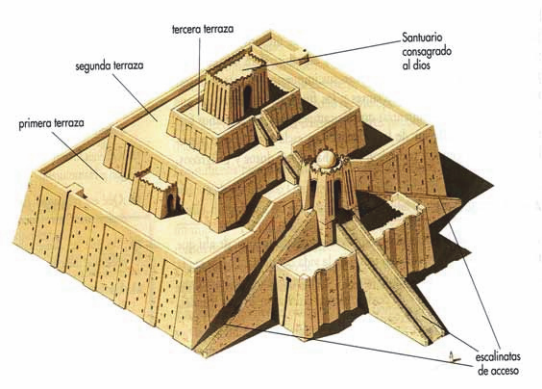


Fig. 20. Zigurat

La Torre de Babel es el zigurat más famoso. Se trata de una edificación clave en la tradición judeocristiana, ya mencionada en el Génesis, cuyas principales interpretaciones afirman que con la construcción de la torre los hombres pretendían alcanzar el cielo. Originalmente tenía 7 pisos de altura y más de 91 metros de altura, según se ha creído hasta el momento, pero pocos de sus restos permanecen en la actualidad. La leyenda de la Torre reposa sobre una realidad, pues existía en efecto en Babilonia una construcción de varios pisos y de origen desconocido.

Vamos a mezclar la espiral logarítmica con la espiral de Arquímedes. La espiral logarítmica se distingue de la espiral de Arquímedes por el hecho de que las distancias entre sus brazos se incrementan en progresión geométrica mientras que en una espiral de Arquímedes estas distancias son constantes. La espiral de Arquímedes se define como el lugar geométrico de un punto moviéndose a una velocidad constante sobre una recta que gira sobre un punto de origen fijo a velocidad angular constante.

3.7 Dibujar nuestra propuesta plástica

Vamos a basarnos para dibujar nuestra propuesta plástica en las ideas del Nautilus (espiral logarítmica) y de la espiral de Arquímedes.

La alternativa 2, que tenía una forma en L, vamos a cambiarla por una forma con el trazado en planta de una espiral logarítmica, una forma mucho más natural. Este dique, aunque esté sumergido, vamos a poderlo observar desde los miradores, ya que la profundidad a la que se corona es muy pequeña y el agua es muy transparente en la zona.



Fig. 21. Forma en planta del nuevo dique sumergido

En el arranque de la espiral logarítmica vamos a situar la espiral de Arquímedes, que va representar la parte humana de nuestra solución Esta espiral se constituye ascendiendo en círculos concéntricos que van acercándonos hacia lo alto en la búsqueda del cielo. Se trata de una rampa muy suave. Está hecha con hormigón y se les pone una banda que va marcando el eje de las rampas para que desde los miradores no se pierda la idea de la espiral de Arquímedes. Podría configurarse esta banda con una cinta en perfil en T de acero corten. Las rampas tienen una pendiente del 1%.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 22 La solución desde el punto de vista nº4



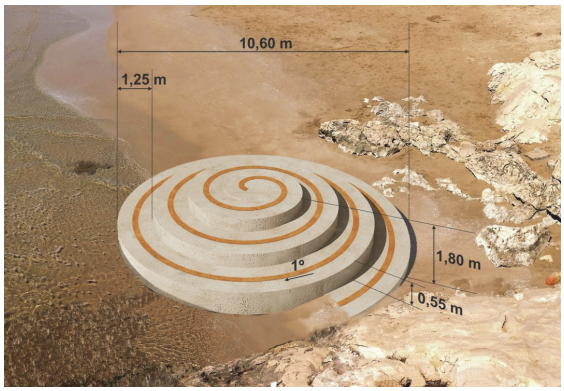
Fig. 23. La solución desde el punto de vista nº2



Fig. 24. La solución desde el punto de vista nº1

3.8 Definir los detalles finales

En cuanto a los detalles, definimos las secciones materiales, medidas, etcétera. Pensamos en un hormigón abujardado que podría tener unos áridos de colores similares a los de la arena y la plancha de acero corten para marcar la espiral en el eje de las rampas.



Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

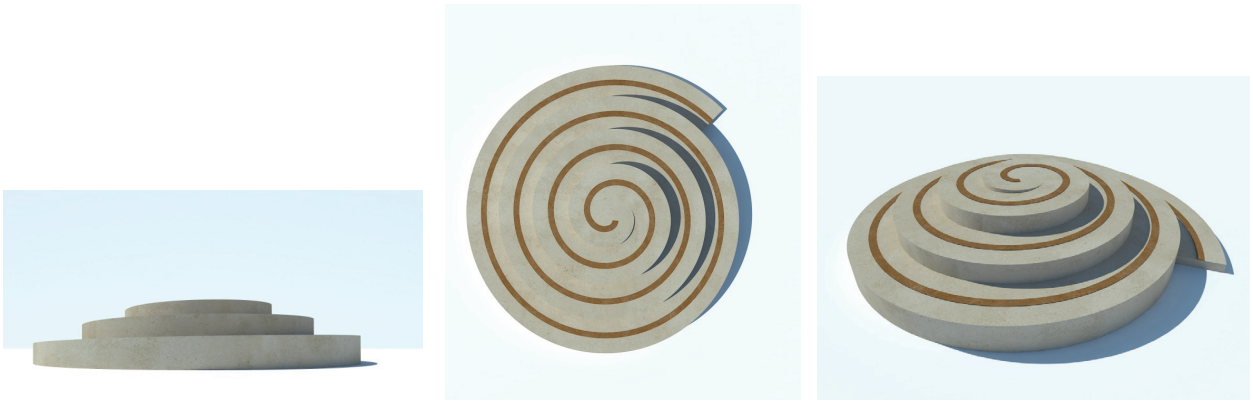


Fig. 25. Definición de detalles de la solución

Por último se ha estudiado en las alternativas el método constructivo del espigón, por un lado por medios terrestres y por otro lado por medios marítimos. Hemos optado por llevar a cabo esta obra a través de medios marítimos, dada la poca repercusión que tendrá en el paisaje, tanto por el resultado final, como por la presencia de numerosos camiones aportando escollera durante las obras, teniendo en cambio la misma funcionalidad que si la hiciéramos por medios terrestres como es lo más tradicional.

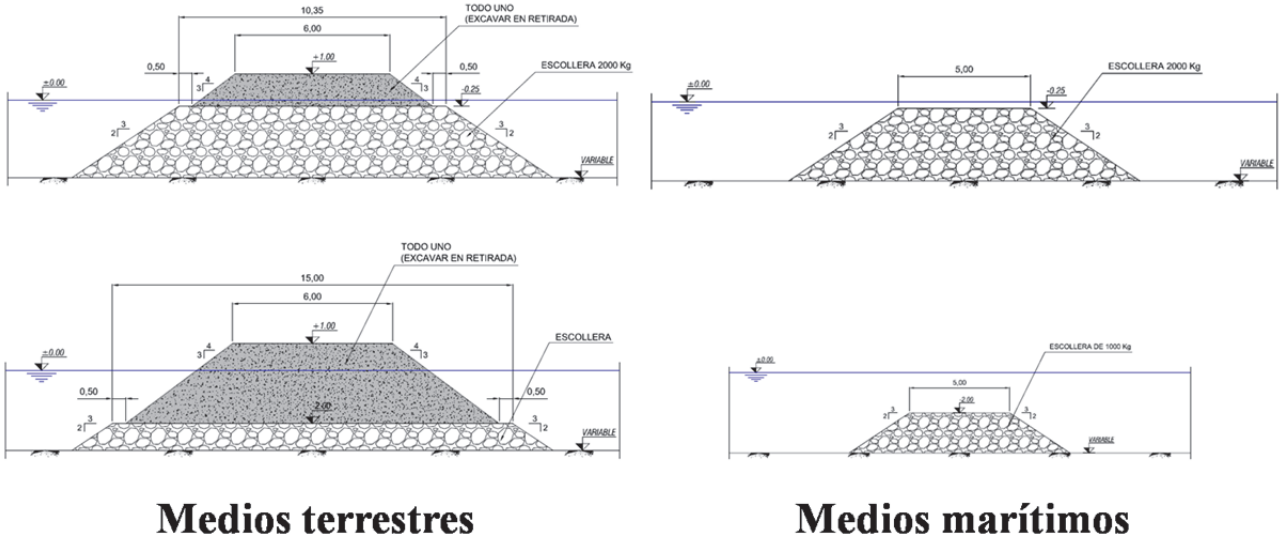


Fig. 26. Alternativas del método constructivo

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, ya sean físicos, paisajísticos, estructurales, constructivos o ambientales, más seguros serán nuestros pasos a través del Método de Proyectación 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

CASTAÑEDA FRAILE, A.M. (2009). *El Paisaje y los Pequeños Salientes Costeros*. Santander: Universidad de Cantabria

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Influencia de los convertidores de energía del oleaje en la morfodinámica de playas heterogéneas

Bergillos, Rafael J.[a]; García-García, Adolfo[a], López-Ruiz, Alejandro[b] y Ortega-Sánchez, Miguel[a]
[a]Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada, Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada, España. rbergillos@ugr.es, adolfogarciagarcia@correo.ugr.es, miguelos@ugr.es,
[b]Departamento de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos, Universidad de Sevilla, Camino de los Descubrimientos s/n, 41092, Sevilla, España. alopez50@us.es

Resumen

Este trabajo estudia los efectos que una granja de convertidores de energía del oleaje induce, en función de su localización, sobre la hidro- y morfodinámica de una playa heterogénea en un sistema deltaico (Guadalfeo, sur de España). Para ello, ocho escenarios con distinta localización longitudinal fueron definidos y los resultados fueron comparados con la situación actual (Escenario 0). Las alturas de ola fueron calculadas mediante un modelo de propagación de oleaje calibrado en la zona (Delft3D-Wave), mientras que el run-up y los cambios morfológicos se obtuvieron a partir de una extensión de un modelo morfodinámico (XBeach-G). Los resultados muestran que la granjas inducen reducciones medias de la altura de ola significante a 10 m de profundidad y el run-up de hasta el 18.3% y el 10.6%, respectivamente, en el tramo más afectado por la erosión (Playa Granada). Además, se obtuvieron reducciones del volumen erosionado emergido de hasta el 44.5% en Playa Granada y el 23.3% en todo el tramo de costa. La comparación de estos resultados con estudios previos permitió seleccionar la mejor alternativa de localización de la granja teniendo en cuenta no sólo criterios de protección costera, sino también el potencial energético.

Palabras clave: *delta mediterráneo, erosión, granja, propagación de oleaje, run-up, perfil de playa.*

1. Introducción

Las playas heterogéneas son sistemas compuestos por un amplio rango de tamaños de sedimento cuya distribución es variable (Bergillos et al., 2016c). Son playas comunes en costas de todo el mundo como las de Nueva Zelanda, Canadá, Reino Unido, Dinamarca o los países Mediterráneos. Además, la utilización de gravas en la regeneración de playas de arena hace que sean cada vez más frecuentes. Si bien, numerosos estudios han destacado la discrepancia entre los progresos científicos llevados a cabo en playas de arena y la ausencia de avances similares en playas heterogéneas y de grava (Mason et al., 1997; Jennings y Shulmeister, 2002; Pontee et al., 2004; Buscombe y Masselink 2006; López de San Román-Blanco et al., 2006; Horn y Walton, 2007).

Buena parte de las playas heterogéneas del Mediterráneo se encuentran en zonas deltaicas, que son sistemas de gran valor ambiental, económico y social. Estas costas están experimentando problemas de erosión parcialmente inducidos por el hombre (Bergillos et al., 2016a), siendo especialmente vulnerables a los efectos del calentamiento global (Payo et al., 2016). Por ello, se hace necesario plantear para estas zonas estrategias de gestión que ayuden a mitigar o adaptarse a los efectos del calentamiento global (Bergillos et al., 2018b), como pueden ser regeneraciones, construcciones de espigones o diques, replanteo del dominio público marítimo terrestre, etc. (Bergillos y Ortega-Sánchez, 2017).

Por otra parte, en los últimos años, se ha incrementado el estudio de las energías renovables en general y de la energía undimotriz en particular (Clément et al., 2002). Algunos de esos estudios han propuesto que el rendimiento de los convertidores de energía del oleaje es mayor en zonas con periodos relativamente bajos (Jalón et al., 2016) como es el caso del litoral mediterráneo (Medina-López et al., 2017), donde el potencial energético también ha sido cuantificado (López-Ruiz et al., 2016). Además, se ha probado que las granjas de convertidores de energía del oleaje reducen la erosión en playas de arena sirviendo, por tanto, como elementos de protección (Abanades et al., 2014a,b, 2015).

El objetivo de este trabajo es cuantificar la influencia de granjas de un tipo particular de convertidor de energía del oleaje (WaveCat) en la morfodinámica de playas heterogéneas, con el fin de seleccionar el emplazamiento idóneo teniendo en cuenta no sólo criterios energéticos, sino también hidrodinámicos y morfológicos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Zona de estudio

Para llevar a cabo esta investigación se seleccionó como zona de estudio el delta del Guadalfeo (Granada, sur de España). Es un delta mediterráneo que presenta problemas de erosión, parcialmente debidos a la entrada en funcionamiento de la presa de Rules en 2004, es decir, parcialmente inducidos por el hombre (Bergillos et al., 2016d).

La costa deltaica tiene tres alineaciones: la comprendida entre el peñón de Salobreña y la desembocadura (conocida como Salobreña), el tramo entre la desembocadura y la punta del Santo se conoce como Playa Granada, mientras que el tramo entre la Punta del Santo y el Puerto de Motril es conocido como Playa de Poniente (Fig. 1). Si bien el tramo al completo presenta inundaciones con frecuencia, la zona de Playa Granada ha sido especialmente afectada por problemas de erosión durante los últimos años (Fig. 2).

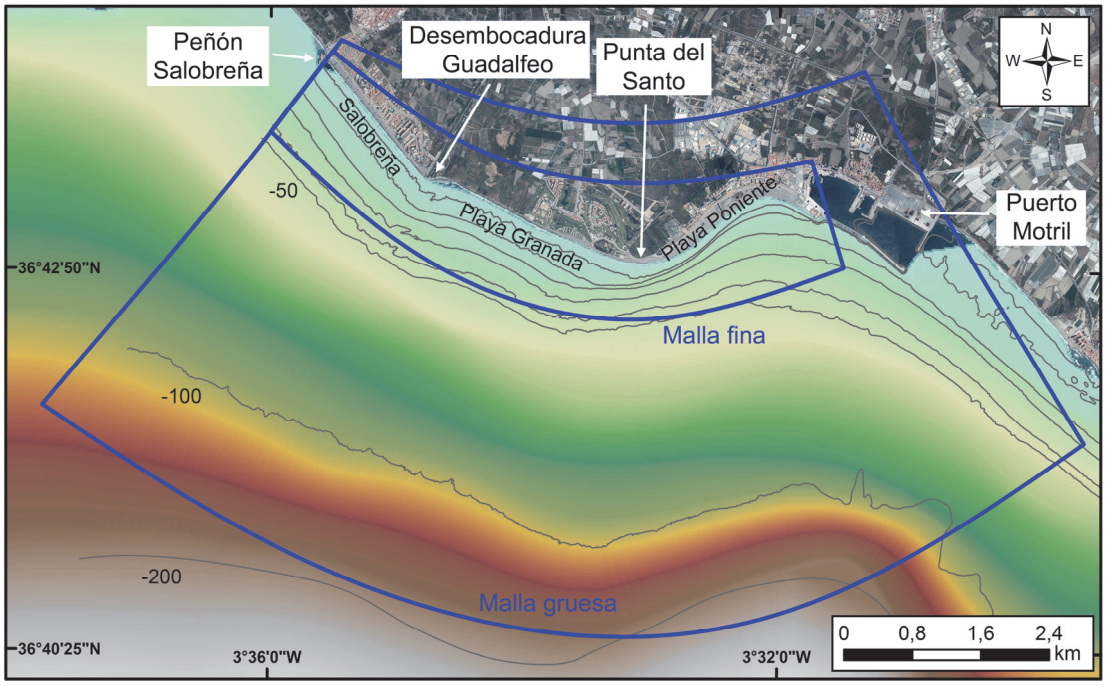


Fig. 1. Zona de estudio, líneas batimétricas, mallas usadas en el modelo de propagación, y localización de Peñón de Salobreña, desembocadura del Guadalfeo, Playa Granada, Punta del Santo, Playa de Poniente y Puerto de Motril.(Fuente: Adaptada de Bergillos et al. (2018a). Reproducida con permiso de Elsevier).

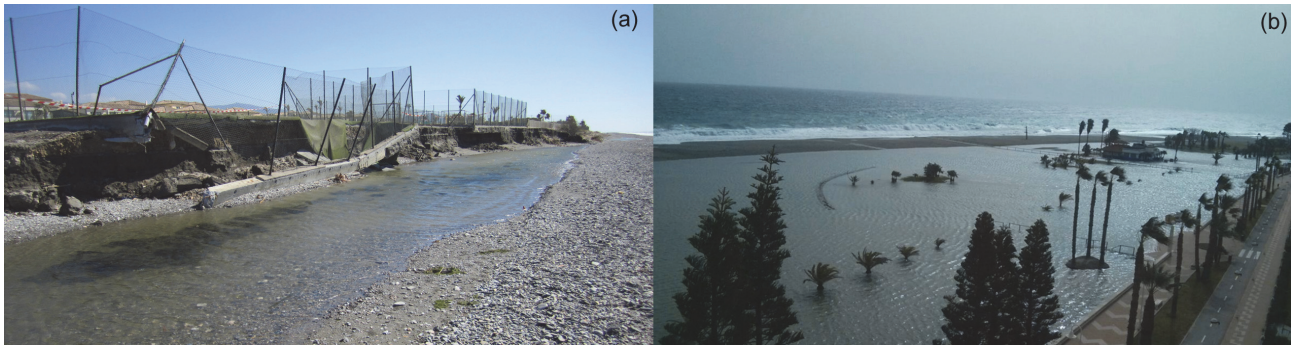


Fig. 2. (a) Problemas de erosion en Playa Granada (marzo 2014), (b) inundación en Playa de Poniente (febrero 2017). (Fuente: Adaptada de Bergillos et al. (2018a). Reproducida con permiso de Elsevier).

La zona de estudio está sometida al paso de tormentas extra-tropicales atlánticas y mediterráneas, con velocidades del viento medias entre 18 y 22 m/s, que generan oleajes tipo sea en distancias (fetch) limitadas (en torno a 250-300 km). Las direcciones de procedencia del oleaje predominantes son oeste-suroeste y este-sureste. Las alturas de ola en profundidades indefinidas que no son excedidas el 90%, 99% y 99.9% del tiempo son 1.2 m, 2.1 m y 3.1 m, respectivamente. El rango de marea (astronómica) es 0.6 m, mientras que los valores de marea meteorológica en condiciones de tormenta suelen ser mayores de 0.5 m (Ortega Sánchez et al., 2017).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Metodología

Para estudiar los efectos de la granja de convertidores en la morfodinámica de la costa en función de su localización, se definieron ocho escenarios con distintos emplazamientos de la granja, todos ellos a 30 metros de profundidad (Fig. 3). Es a esta profundidad donde el potencial energético es mayor de acuerdo a los resultados obtenidos por López-Ruiz et al. (2016). Se consideraron granjas de 11 convertidores de tipología WaveCat con 90 m de diámetro y una separación de 180 m (Fig. 3) de acuerdo a trabajos previos (Abanades et al. 2014a,b, 2015).

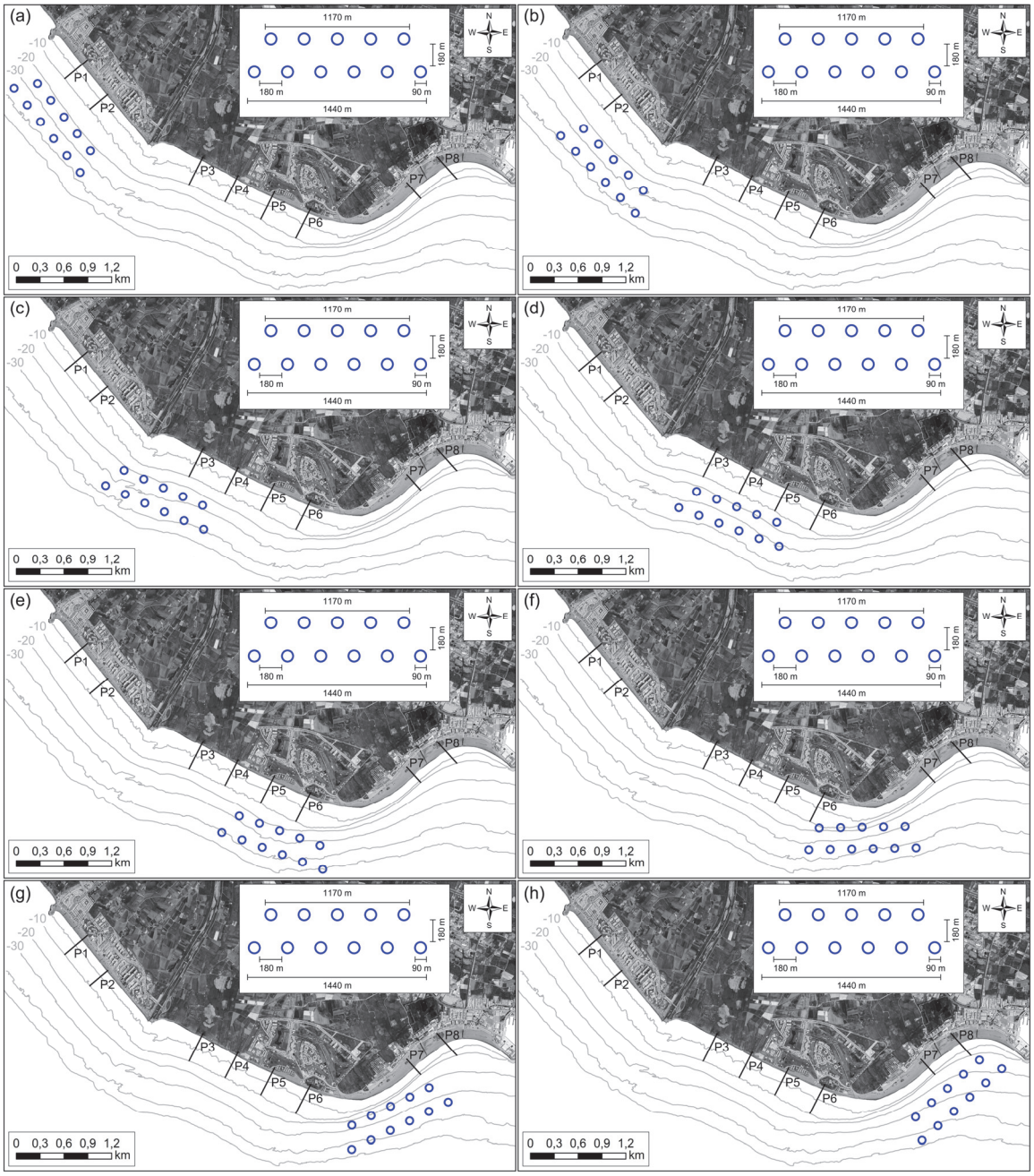


Fig. 3. Geometría y localización de las granjas de WaveCats: Escenarios 1 (a), 2 (b), 3 (c), 4 (d), 5 (e), 6 (f), 7 (g) y 8 (h). Se indican los perfiles de playa estudiados (P1-P8). (Fuente: Adaptada de Bergillos et al. (2018a). Reproducida con permiso de Elsevier).

Se simularon dos tormentas mediante el modelo Delft3D-Wave y una extensión del modelo XBeach-G, previamente calibrados en la zona de estudio (Bergillos et al., 2016b, 2017a,b). Las variables consideradas fueron H_0=3.1 m ($H_{99.9\%}$), Tp=8.4 s (periodo pico más frecuente en condiciones de tormenta), $\theta_{0,SW}$=238º y $\theta_{0,SE}$=107º (direcciones de procedencia más frecuentes en tormentas del oeste y del este, respectivamente). Estos estados de mar (Tabla 1) se simularon considerando una marea meteorológica de 0.5 m durante 6 horas en condiciones de pleamar (Bergillos et al., 2017a).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

	Tormenta oeste	**Tormenta este**
H_0 (m)	3.1	3.1
Tp (s)	8.4	8.4
θ_0 (º)	238	107
η_{mm} (m)	0.5	0.5

Tabla 1. Estados de mar modelados con Delft3D y la extensión del modelo XBeach-G para estudiar la influencia de cada escenario de localización de la granja en la morfodinámica de la costa.

Se evaluaron las variaciones de altura de ola significante a 10 m de profundidad (H_{10m}), run-up ($R_{2\%}$) y volumen emergido erosionado (V) en ocho periles de playa (P1-P8, Fig. 3) con respecto a la situación actual (sin granja), que fue denominada Escenario 0. Para evaluar dichas variaciones, se realizó un promedio ponderado entre el número de tormentas procedentes de cada dirección durante los últimos 25 años (vida útil de estas instalaciones de acuerdo con Margheritini et al., 2009 y Guanche et al., 2014, entre otros).

4. Resultados

4.1 Propagación de oleaje

La Fig. 4 muestra las diferencias de altura de ola significante entre cuatro escenarios de localización de la granjas y el Escenario 0. Se observa que las reducciones máximas son mayores para tormentas del oeste (con valores de hasta 1.4 m), mientras que el área afectada es mayor para tormentas del este (Fig. 4a2-d2).

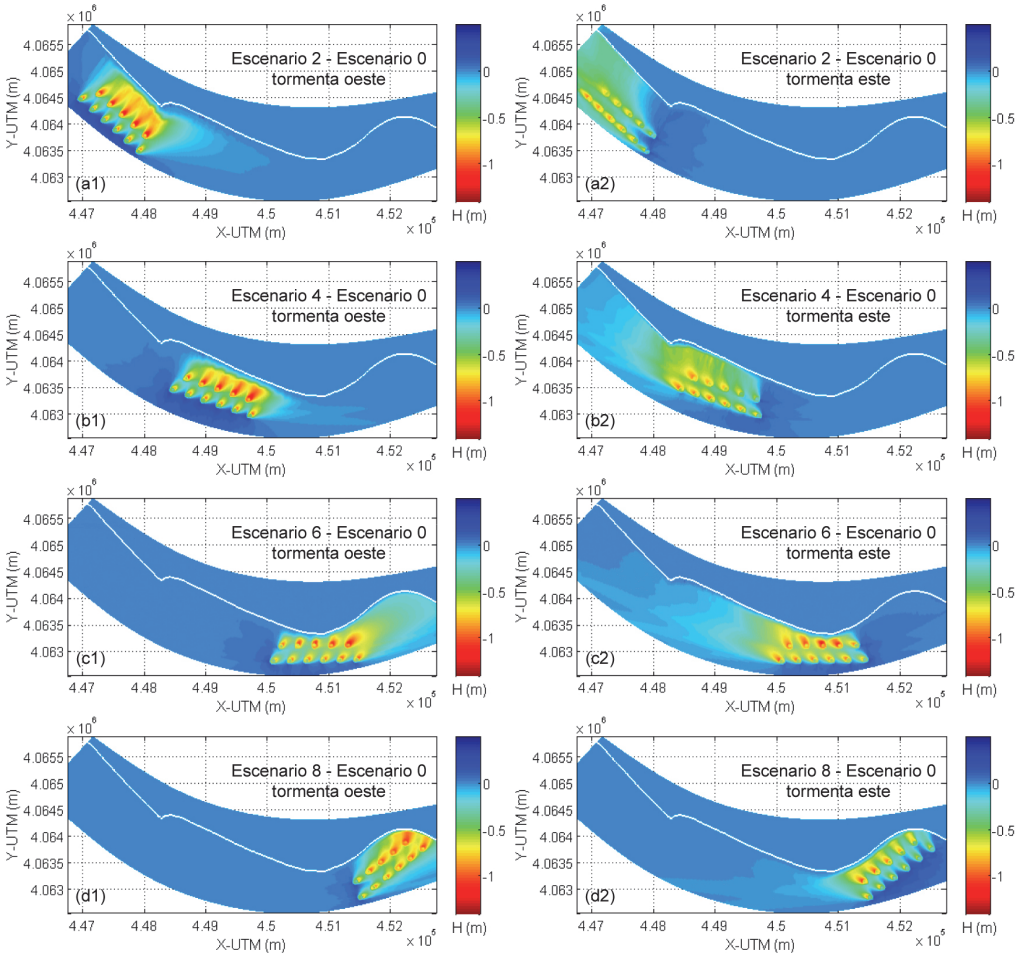


Fig. 4. Diferencias entre las alturas de ola con los Escenarios 2 (a), 4 (b), 6 (c) y 8 (d) con respecto al Escenario 0 para tormentas del oeste (1) y del este (2).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

De acuerdo a los resultados obtenidos para todos los escenarios y realizando el promedio ponderado de ambas tormentas, las menores H_{10m} tanto en todo el tramo de costa (H_T) como en la zona más afectada por la erosión (Playa Granada, H_{PG}) se obtienen para el Escenario 5 (H_T =1.73 m y H_{PG}=1.72 m) seguidas del Escenario 4 (H_T =1.74 m y H_{PG}=1.73 m).

Las disminuciones obtenidas con el Escenario 5 con respecto al Escenario 0 son de hasta casi el 10% en todo el tramo y de más del 18% en Playa Granada (Tabla 2). Por su parte, las menores reducciones, tanto en todo el tramo como en la zona de Playa Granada se obtienen con el Escenario 1.

	H_{10m}		$R_{2\%}$		V	
	Total	**PG**	**Total**	**PG**	**Total**	**PG**
Escenario 1	4.35%	0.29%	4.49%	0.96%	11.08%	8.95%
Escenario 2	5.69%	2.96%	4.17%	1.83%	2.62%	4.44%
Escenario 3	8.58%	10.96%	4.31%	5.43%	6.06%	5.64%
Escenario 4	9.27%	16.99%	4.87%	8.56%	**23.3%**	**44.53%**
Escenario 5	**9.84%**	**18.31%**	**7.73%**	**10.57%**	22.82%	44%
Escenario 6	8.77%	11.94%	5.32%	8%	14.67%	19.15%
Escenario 7	8.36%	4.87%	2.32%	3.26%	3.36%	14.83%
Escenario 8	6.84%	0.74%	3.03%	1.14%	5.09%	4.34%

Tabla 2.Reducción porcentual de la altura de ola significante a 10 m de profundidad (H_{10m}), el run-up ($R_{2\%}$) y el volumen emergido erosionado (V) para cada escenario con respecto al Escenario 0.

4.2 Run-up

En el caso del run-up, comparando todos los escenarios, se comprueba que nuevamente los menores valores en promedio son obtenidos en el Escenario 5, con un promedio en todo el tramo igual a 1.09 m y un promedio en Playa Granada igual a 1.18 m.

La reducción en promedio con respecto al Escenario 0 es de casi el 8% en todo el tramo y de más del 10% en la zona de Playa Granada (Tabla 2). La menor reducción del run-up en todo el tramo se obtiene con los Escenarios 7 y 8, mientras que en la zona de Playa Granada las menores reducciones son obtenidas para los Escenarios 1 y 8 (Tabla 2).

4.3 Morfología del perfil de playa

Para ilustrar la influencia de la granja en el perfil de playa, en la figura 5 se muestra el perfil inicial, final para el Escenario 0 y final para los tres escenarios con mayor variación en la morfología del perfil de playa respecto a la situación actual, considerando un perfil de Playa Granada (Perfil 4) y otro de Playa de Poniente (Perfil 7).

Se observa que las mayores reducciones de la erosión en el perfil 4 se obtienen con los Escenarios 4 y 3 para tormentas del oeste, y con los escenarios 5 y 4 para tormentas del este (Fig. 5a-c). Por su parte, en el perfil 7 las mayores reducciones de volumen emergido erosionado se obtienen con los escenarios 7 y 8: la reducción es mayor con el Escenario 7 para tormentas del oeste y con el Escenario 8 para tormentas del este (Fig. 5d-f).

Considerando todos los perfiles y todos los escenarios, la mayor protección se obtiene con el escenario 4 (con reducciones medias de la erosión emergida del 23.3% en todo el tramo y del 44.5% en Playa Granada) seguida del escenario 5 (reducciones medias de la erosión emergida del 22.8% en todo el tramo y del 44% en Playa Granada).

Por su parte, la menor reducción de erosión emergida en todo el tramo se obtiene con el Escenario 2 (2.62%) seguido del Escenario 7 (3.36%), mientras que en la zona de Playa Granada la menor protección es proporcionada por los Escenarios 8 (reducción del 4.34%) y 7 (reducción del 4.44%).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

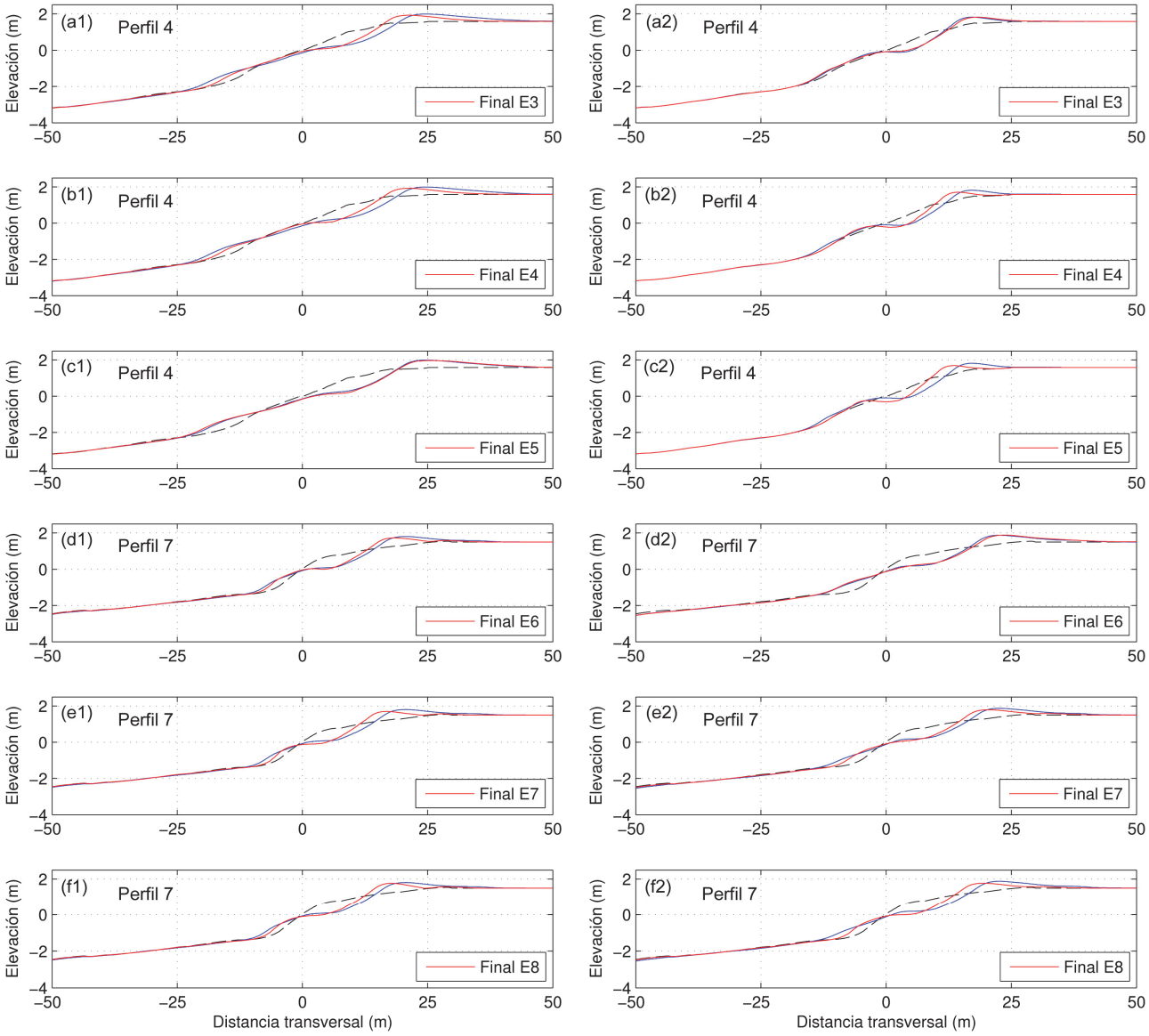


Fig. 5. Perfil de playa inicial (nrego), final para el Escenario 0 (azul) y final para los tres escenarios con mayores variaciones en el perfil de playa en comparación con el Escenario 0 para las tormentas del oeste (1) y del este (2): (a-c) Perfil 4, (d-f) Perfil 7. (Fuente: Adaptada de Bergillos et al. (2018a). Reproducida con permiso de Elsevier).

5. Conclusiones

Este trabajo presenta un estudio de alternativas de emplazamientos de granjas de convertidores de energía del oleaje como elementos de protección. Con base en los resultados obtenidos, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- El escenario 5 es el que más disminuye la altura de ola significante a 10 m de profundidad en condiciones de temporal, con reducciones en promedio de casi el 10% en todo el tramo y del 18% en Playa Granada.
- Dicho escenario es también el que más reduce el run-up, con disminuciones en promedio de casi el 8% en todo el tramo y de más 10% en Playa Granada.
- El escenario 4 es el que más reduce la erosión de la parte emergida, con disminuciones del volumen erosionado del 23.3% en todo el tramo y del 44.5% en Playa Granada, seguido por el Escenario 5 (22.8% y 44%, respectivamente).
- Teniendo en cuenta que de acuerdo a los resultados obtenidos por López-Ruiz et al. (2016), el Escenario 5 es el de mayor potencial energético, seguido por el escenario 6, se concluye que con base en los parámetros estudiados, el Escenario 5 es la alternativa idónea.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

No obstante, estos resultados se podrían complementar con el análisis de otros factores como los costes de construcción y de mantenimiento o la operatividad, entre otros.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por los proyectos CTM2012-32439 (Secretaría de Estado de I+D+i) y 917PTE0538 (CYTED - Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo), el grupo de investigación TEP-209 (Junta de Andalucía), el contrato predoctoral BES-2013-062617 y la beca de movilidad EEBB-I-17-12498 (Ministerio de Economía y Competitividad).

Referencias

ABANADES, J., GREAVES, D. e IGLESIAS, G. (2014a). "Coastal defence through wave farms" en *Coastal Engineering* 91, 299-307.

ABANADES, J., GREAVES, D. e IGLESIAS, G. (2014b). "Wave farm impact on the beach profile: A case study" en *Coastal Engineering* 86, 36-44.

ABANADES, J., GREAVES, D. e IGLESIAS, G. (2015). "Coastal defence using wave farms: The role of farm-to-coast distance" en *Renewable Energy* 75, 572-582.

BERGILLOS, R.J., LOPEZ-RUIZ, A., ORTEGA-SANCHEZ, M., MASSELINK, G. y LOSADA, M.A. (2016a). "Implications of delta retreat on wave propagation and longshore sediment transport - Guadalfeo case study (southern Spain)" en *Marine Geology* 382, 1-16.

BERGILLOS, R.J., MASSELINK, G., MCCALL, R.T. y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2016b). "Modelling overwash vulnerability along mixed sand-gravel coasts with XBeach-G: Case study of Playa Granada, southern Spain". En *Coastal Engineering Proceedings*. 13.

BERGILLOS, R.J., ORTEGA-SANCHEZ, M., MASSELINK, G. y LOSADA, M.A. (2016c). "Morpho-sedimentary dynamics of a micro-tidal mixed sand and gravel beach, Playa Granada, southern Spain" en *Marine Geology* 379, 28-38.

BERGILLOS, R.J., RODRIGUEZ-DELGADO, C., MILLARES, A., ORTEGA-SANCHEZ, M. y LOSADA, M.A. (2016d). "Impact of river regulation on a Mediterranean delta: Assessment of managed versus unmanaged scenarios" en *Water Resources Research* 52, 5132-5148.

BERGILLOS, R.J. y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2017). "Assessing and mitigating the landscape effects of river damming on the Guadalfeo River delta, southern Spain" en *Landscape and Urban Planning* 165, 117-129.

BERGILLOS, R.J., MASSELINK, G., ORTEGA-SANCHEZ, M. (2017a). "Coupling cross-shore and longshore sediment transport to model storm response along a mixed sand-gravel coast under varying wave directions" en *Coastal Engineering* 129, 93-104.

BERGILLOS, R.J., RODRIGUEZ-DELGADO, C. y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2017b). "Advances in management tools for modeling artificial nourishments in mixed beaches" en *Journal of Marine Systems* 172, 1-13.

BERGILLOS, R.J., LOPEZ-RUIZ, A., MEDINA-LÓPEZ, E., MOÑINO, A. y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2018a). "The role of wave energy converter farms on coastal protection in eroding deltas, Guadalfeo, southern Spain" en *Journal of Cleaner Production* 171, 356-367.

BERGILLOS, R.J., LOPEZ-RUIZ, A., PRINCIPAL-GÓMEZ, D. y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2018b). "An integrated methodology to forecast the efficiency of nourishment strategies in eroding deltas" en *Science of the Total Environment* 613-614, 1175-1184.

CLEMENT, A., MCCULLEN, P., FALCÃO, A., FIORENTINO, A., GARDNER, F., HAMMARLUND, K., LEMONIS, G., LEWIS, T., NIELSEN, K., PETRONCINI, S. et al. (2002). "Wave energy in Europe: current status and perspectives" en *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 6, 405-431.

GUANCHE, R., DE ANDRES, A., SIMAL, P., VIDAL, C. y LOSADA, I. (2014). "Uncertainty analysis of wave energy farms financial indicators" en *Renewable Energy* 68, 570-580.

JALON, M.L., BAQUERIZO, A. y LOSADA, M.A. (2016). "Optimization at different time scales for the design and management of an oscillating water column system" en *Energy* 95, 110-123.

HORN, D.P. y WALTON, S.M. (2007). "Spatial and temporal variations of sediment size on a mixed sand and gravel beach". Sedimentary Geology 202, 509-528.

JENNINGS, R. y SHULMEISTER, J. (2002). "A field based classification scheme for gravel beaches" en *Marine Geology* 186, 211-228.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

LOPEZ DE SAN ROMAN-BLANCO, B., COATES, T.T., HOLMES, P., CHADWICK, A.J., BRADBURY, A., BALDOCK, T.E., PEDROZO-ACUÑA, A., LAWRENCE, J. y GRÜNE, J. (2006). "Large scale experiments on gravel and mixed beaches: Experimental procedure, data documentation and initial results" en *Coastal Engineering* 53, 349-362.

LOPEZ-RUIZ, A., BERGILLOS, R.J. y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2016). "The importance of wave climate forecasting on the decision-making process for nearshore wave energy exploitation" en *Applied Energy* 182, 191-203.

MARGHERITINI, L., VICINANZA, D. y FRIGAARD, P. (2009). "SSG wave energy converter: Design, reliability and hydraulic performance of an innovative overtopping device" en *Renewable Energy* 34, 1371-1380.

MASON, T., VOULGARIS, G., SIMMONDS, D.J. y COLLINS, M.B. (1997). "Hydrodynamics and sediment transport on composite (Mixed Sand/Shingle) and sand beaches: a comparison". En *Proceedings of the 3rd Coastal Dynamics*, ASCE. 48-57.

MEDINA-LOPEZ, E., BERGILLOS, R., MOÑINO, A., CLAVERO, M. Y ORTEGA-SANCHEZ, M. (2017). "Effects of seabed morphology on oscillating water column wave energy converters" en *Energy* 135, 659-673.

ORTEGA-SANCHEZ, M., BERGILLOS, R.J., LOPEZ-RUIZ, A. y LOSADA, M.A. (2017). *Morphodynamics of Mediterranean Mixed Sand and Gravel Coasts*. Springer.

PAYO, A., MUKHOPADHYAY, A., HAZRA, S., GHOSH, T., GHOSH, S., BROWN, S., NICHOLLS, R.J., BRICHENO, L., WOLF, J., KAY, S., LAZAR, A.N. y HAQUE, A. (2016). "Projected changes in area of the Sundarban mangrove forest in Bangladesh due to SLR by 2100" en *Climatic Change* 139, 279-291.

PONTEE, N.I., PYE, K. y BLOTT, S.J. (2004). "Morphodynamic behaviour and sedimentary variation of mixed sand and gravel beaches, Suffolk, UK" en *Journal of Coastal Research* 20, 256-276.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Metodología para la Tramificación de Zonas de Transición basada en la Interacción de Agentes

Del-Rosal-Salido, Juan[a].; Folgueras, Pedro[a].; Ortega-Sánchez, Miguel[a]. y Losada, Miguel Ángel[a]
[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA). Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía – Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo s/n. 18006 Granada, jrsalido@ugr.es, folgueras@ugr.es, miguelos@ugr.es mlosada@ugr.es

Resumen

Entre los diferentes tipos de desastres naturales, las inundaciones, caracterizadas por la máxima cota que alcanza la lámina de agua, provocan uno de los mayores impactos a nivel mundial. En las zonas de transición esta elevación se encuentra fuertemente gobernada por las interacciones entre los diferentes agentes atmosféricos, climáticos y marítimos, siendo difícil cuantificar el grado de contribución que cada agente tiene sobre la elevación total en ambientes con intervenciones humanas de relevancia que alteran el comportamiento natural. En este trabajo se propone una metodología para la tramificación de zonas de transición con base en la contribución de cada uno de los agentes a la elevación total y considerando sus mutuas interacciones y aquellas que se producen con el sistema de manera global. Como caso de aplicación en este trabajo la metodología se ha aplicado el estuario del Río Guadalete (Cádiz). Se trata de un estuario mesomareal de 17 km de longitud y con una cuenca vertiente de 3677 km2 altamente alterado por las acciones humanas.

Palabras clave: *zona de transición, estuario, desembicadura, elevación, tramificación, agentes, concomitancia*

1. Introducción

Las zonas costeras albergan con diferencia a la mayor concentración de áreas de explotación intensiva y núcleos de población de todo el territorio. En concreto, más del 60 % de la población mundial vive actualmente a un distancia inferior de 100 km de la costa (Peter M. Vitousek et al. 1997). De entre todas la zonas costeras, las zonas de transición, esto es, estuarios, desembocaduras y deltas constituyen las zonas más sensibles a las acciones tanto naturales como humanas (Syvitski 2007 y Schuttelaars 2013). La alta exposición de estas zonas a las oscilaciones del mar actuando de manera concomitante con las oscilaciones fluviales representan un peligro natural que hacen de estas zonas un reto para la mayoría de gestores de la costa. Esta situación se ve agravada por lon inminentes efectos adversos que presenta el cambio climático en lo relativo a la subida del nivel medio del mar a nivel global.

Durante los últimos años, se ha avanzado considerablemente en el desarrollo de mapas de riesgo de inundación a escala regional y/o continental (amplia escala espacial) (Vousdoukas et al. 2016b); en la simulación de eventos de inundación en zonas de estuario (reducida escala temporal) (Agnieszka et al. 2017). También se ha avanzado en el análisis del riesgo de inundación en zonas de playa provocado por el oleaje (Gouldby et al. 2014 y Ana Rueda et al. 2015). Sin embargo, desde nuestro punto de vista, aún existe una falta de conocimiento en el análisis de la inundación costera en frentes urbanos en zonas de estuario y delta a escala espacial de detalle.

Este trabajo propone una metodología para la tramificación de zonas de transición con base en la contribución de cada uno de los agentes respecto a la elevación total considerando sus mutuas inteacrciones y aquellas que se producen con el sistema de manera global. Para ello es necesario trasladar la información de los agentes al emplazamiento reconstruyendo las series temporales de elevaciones debidas a cada uno de los agentes así como identificar y cuantificar la contribución de cada uno de los agentes con respecto a la elevación total a lo largo del cauce. Como caso de aplicación se utiliza el estuario del Río Guadalete (Puerto de Santa María, Cádiz).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Metodología

La metodología propuesta en este trabajo se basa en los siguientes pasos:

2.1. Selección de agentes

El primer paso de la metodología propuesta consiste en la identificación de todos aquellos agentes cuya actuación individual o conjunta sea susceptible de producir variaciones significativas en la elevación de la lámina de agua a lo largo de la zona de estudio. Identificados los agentes concomitantes se deberán obtener las series temporales históricas de los descriptores de estado de cada uno de los agentes seleccionados.

2.2. Combinación de agentes: Reconstrucción de series temporales de larga duración de elevación total

Para transformar la información de los agentes en el contorno en elevación total a lo largo del estuario se ha utilizado el modelo de downscaling híbrido propuesto por Camus et al. (2011). Esta técnica se compone de los siguientes elementos:

2.2.1. Selección de estados representativos

A partir de las series temporales de los descriptores de estado en el contorno es necesario extraer un reducido número (M) de estados representativos de la muestra de datos. Para ello se ha utilizado la técnica de clústiring del método de la máxima dissimilaridad (MDA por sus siglas en inglés) (Camus et al. 2011b y Gouldby et al. 2014).

2.2.2. Propagación de estados representativos

Cada uno de los M estados seleccionados es propagado hacia el emplazamiento para obtener el valor de elevación de la lámina de agua a lo largo del cauce asociado al valor de los agentes mediante el uso de modelos numéricos. Los modelos empleados deberán garantizar la correcta propagación del oleaje junto con un buen modelado hidrodinámico en zonas de aguas someras para el correcto calculo de la elevación asociada.

2.2.3. Reconstrucción de series temporales de elevación total

La reconstrucción final de las series temporales de elevación total a lo largo del cauce se realiza mediante las funciones de base radial (RBF por sus siglas en inglés) (Myers 1999 y Camus et al 2011). Las RBF constituyen una ténica de interpolación que permite reconstruir las series temporales de elevación total a partir de: (i) las series temporales de los agentes en el contorno, (ii) la base de datos de estados representativos de los agentes en el contorno y (iii) la base de datos de elevación a lo largo del cauce asociada a los valores de los agentes contenidos en la base de datos de estados representativos.

2.3. Reconstrucción de series temporales de larga duración de elevaciones individuales asociadas a cada uno de los agentes por separado

Para la obtención de las series temporales de elevación individuales debidas a cada uno de los agentes (marea astronómica, descarga fluvial, marea meteorológica y oleaje) se repite la metodología anteriomente descrita para cada uno de los agentes de forma individual. El resultado es la obtención de las series temporales de elevación debidas a cada uno de los agentes a lo largo del estuario.

2.4. Tramificación del estuario

A partir de las series temporales de elevación total e individuales debidas a cada uno de los agentes a lo largo del estuario la tramificación del estuario se realiza mediante el análisis de la contribución espacio – temporal de cada uno de los agentes sobre la elevación total.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

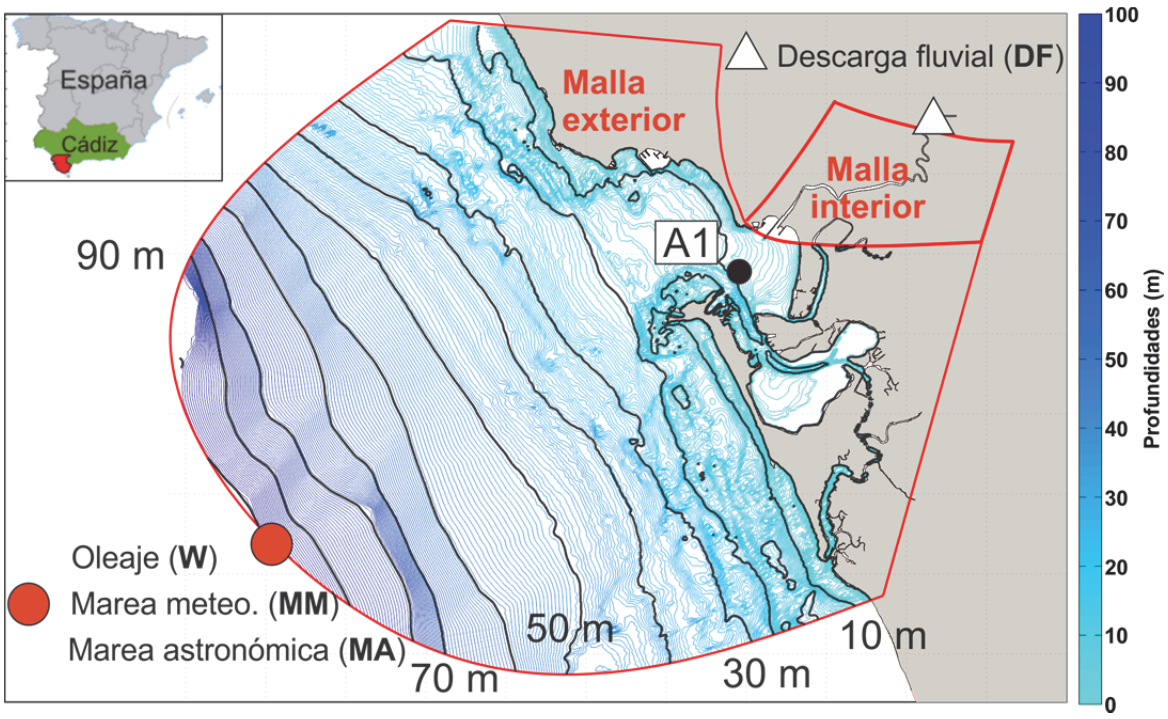


Fig. 1. Zona de studio del esturio del río Guadalete. Los contornos rojos muestran las mallas exterior e interior utilizadas para el modelado numérico. El punto negro (A1) muestra el lugar de fondeo del instrumento AWAC utilizado para la calibración del modelo de propagación del oleaje.

3. Resultados

3.1. Descripción de la zona de estudio

El río Guadalete se sitúa en la suroeste de la península Ibérica, tiene una longitud de 160 km, nace en la sierra de Grazalema (zona más lluviosa de España) y pertenece a la vertiente Atlántica (Figura 1). Sus últimos 17 km constituyen un estuario mesomareal (Zarzuelo et al. 2012) altamente regulado. La cuenca vertiente del río Guadalete cubre un área de 3677 km^2 y cuenta con una precipitación anual de 1150 mm en los ciclos húmedos (Egüen et al. 2016). Los últimos 4 km del río se encuetran canalizados con paredes a ambos lados para proteger las áreas altamente urbanizadas de las inundaciones del río. A pesar de la canalización, los eventos de inundación han sido frecuentes en la parte baja del estuario debido a las interacciones entre: oleaje, marea meteorológica provocada por viento, marea astronómica y descarga fluvial. A pesar de ser un río altamente regulado, mediante la construcción de cinco presas a lo largo de su cauce y de su principal contributario (el río Majaceite), los picos de descargan alcanzan los 400 $m^3 s^{-1}$ llegando incluso a los 1400 $m^3 s^{-1}$ antes de la construcción de los embalses (del Tánago et al. 2015). Desde el punto de vista de la gestión, se trata de una zona compleja debido al gran número de administraciones implicadas: pescadores, agricultores, gestores del puerto, gestores de la costa, ayuntamiento y gestores-reguladores de los embalses. Por todo ello, el estuario del río Guadalete constituye un ejemplo representativo de zona de transición con una gestión compleja debido a la alta interacción entre los agentes naturales y entre estos y las intervenciones humanas.

3.2. Reconstrucción de elevaciones a lo largo del estuario

Para el caso de estudio en el esturio del río Guadalete se han considerado 7 variables climáticas con frecuencia horaria desde 1995 hasta 2015 (20 años): oleaje (OL) (altura de ola significante (Hs), periodo pico (Tp) y dirección media de procedencia (θ)); marea meteorológica (MM) (velocidad de viento (W_{u10}) y dirección media de procedencia (θ_W)); marea astronómica (MA) (η_{MA}) y descarga fluvial (DF) (caudal desembalsado por los embalses (Q)). Los datos han sido obtenidos de la red de Boyas exteriores y puntos SIMAR de Puertos del Estado, del Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) y del modelo regional de marea propuesto por Egbert (2002). Tras el tratamiento y relleno de huecos de los datos se han obtenido 600 vectores de dimensión 7 con una base de datos de casos representativos de los agentes en el contorno aplicando el algoritmo de clústering MDA.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El modelo númerico empleado para la propagación de los 600 estados representativos y obtención de los correspondientes valores de elevación asociados es el Delft3D – FLOW y WAVE (Lesser et al. 2004 y Lesser 2009). El módulo WAVE del Delft3D se trata de un modelo capaz de reproducir con precisión los principales procesos relacionados con la propagación del oleaje en zonas costeras tales como: refracción, difracción, interacciones no linelaes ola a ola así como los diferentes procesos de disipación de energía del oleaje. El módulo FLOW proporciona la base hidrodinámica. Este modelo multidimensional (2D – 3D) permite simular el flujo no estacionario en aguas someras resultado de la propagación de la onda de marea, forzamientos meteorológicos y descargas fluviales en mallas curvilíneas. Para una mayor precisión en el cálculo de las elevaciones estos modelos se han usado de forma conjunta de manera que los resultados de uno alimentan las entradas del otro y viceversa para tener en consideración los efectos de cada uno de los agentes en el cálculo del nivel a lo largo del estuario.

La malla exterior (Figura 1) cubre la zona comprendida desde la línea batimétrica -100 m hasta la desembocadura del río Guadalete cubiendo de forma completa la Bahía de Cádiz. La malla refinada se conecta celda a celda con la exterior mediante la técnica de DD-Boundary y abarca todo el tramo del estuario del río Guadalete desde su desembocadura hasta el Azud de El Portal situado 17 km aguas arriba de la desembocadura. El módulo Delft3D-FLOW ha sido implementado y ampliamente calibrado y validado en la Bahía de Cádiz por Zarzuelo et al (2015). Para la calibración del módulo WAVE se ha utilizado los datos de oleaje medidos por un instrumento AWAC fondeado en la desembocadura del estuario (punto A1) (ver Figura 1) durante los meses de diciembre de 2012 hasta marzo de 2013. Los resultados de la calibración muestran un valor de R = 0.85 entre las altura de ola significante medidas por el instrumento y las obtenidos con el modelo numérico.



Fig. 2. Puntos de control utilizados para la reconstrucción de las elevaciones a lo largo del estuario del río Guadalete

Por cada uno de los 600 casos representativos se ha realizado una simulación individual para obtener así los 600 valores de elevación a lo largo del cauce (Figura 2) asociados a los valores de los agentes en el contorno. Finalmente, la serie histórica de 20 años de elevación total a lo largo de los distintos puntos de control del cauce se reconstruye mediante las funciones de base radial (Figura 3). Los resultados muestran que las elevaciones presentan una gran variabilidad en las a lo largo del estuario. En el punto de control 1 (PC 1) situado en la desembocadura, la elevación total presenta un comportamiento claramente mareal con ciclos de mareas vivas y muertas que oscilan entre los -1.85 m hasta los 1.85 m respecto al nivel medio del mar en la zona. Sin embargo, a medida que avanzamos por el cauce hasta el PC 6 situado a 8 km de la desembocadura la influencia de la marea se ve reducida (elevaciones entre los -1 y +1 m) en detrimento de los pulsos de descarga fluvial en los que la elevación total sobrepasa los 2 m de elevación. Finalmente en el otro extremo del estuario (Azud de El Portal, situado a 17 km de la desembocadura) la contribución fluvial es la predominante. Las elevaciones totales muestran valores máximos de + 1 m en régimen de aguas bajas, sin embargo, estos valores sobrepasan los +4 m en régimen de avenidas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.3. Tramificación del estuario en base a la contribución de los agentes respecto a la elevación total

Siguiendo la metodología descrita se han obtenido las series individuales de 20 años de elevación debidas a cada uno de los agentes por separado, esto es: oleaje, marea meteorológica, descarga fluvial y marea astronómica a lo largo del cauce. La Figura 3 muestra la elevaciones total e individuales debidas a cada uno de los agentes reconstruidas para tres puntos de control situados a lo largo del cauce. Los resultados muestran un claro dominio de la marea astronómica y descarga fluvial frente a los otros dos agentes. En particular, se observa como las elevaciones debidas a la marea astronómica van disminuyendo a medida que nos alejamos de la desembocadura. Sin embargo, las elevaciones debida a la descarga fluvial aumentan. Finalmente se observa que las elevaciones debidas a la marea meteorológica son un orden de magnitud inferior mientras que las del oleaje son casi nulas.

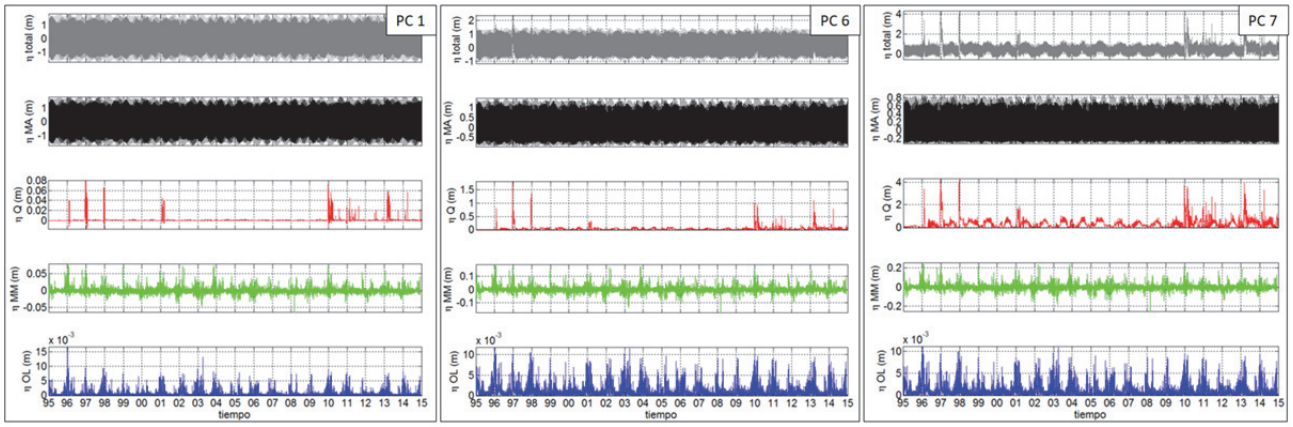


Fig. 3. Series temporales de elevación total (gris), elevación debida a la marea astronómica (negro), elevación debido a la descarga fluvial (rojo), elevación debida a la marea meteorológica (verde) y elevación debida al oleaje (azul) reconstruidas en tres puntos de control (1, 6 y 7) a lo largo del estuario del río Guadalete.

Con la información propagada de los contornos al emplazamiento mediante el downscaling híbrido (Camus et al. 2011) es posible realizar una tramificación espacio-temporal del estuario en base a la contribución de cada uno de los agentes sobre el nivel total a lo largo del cauce. El esquema de la Figura 4 muestra la discretización temporal de los agentes considerada a la hora de realizar la tramificación. En lo relativo a la marea astronómica, los datos se han filtrado entre régimen de pleamares y de bajamares; en lo relativo a la descarga fluvial, los datos se han filtrado entre régimen de avenidas y régimen de aguas bajas; en lo relativo a velocidad del viento, los datos se filtran entre régimen extremal de viento y régimen medio y finalemente en lo relativo a los datos de dirección media de procedencia del viento, los datos se han filtrado entre viento hacia la desembocadura y viento hacia cabecera.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

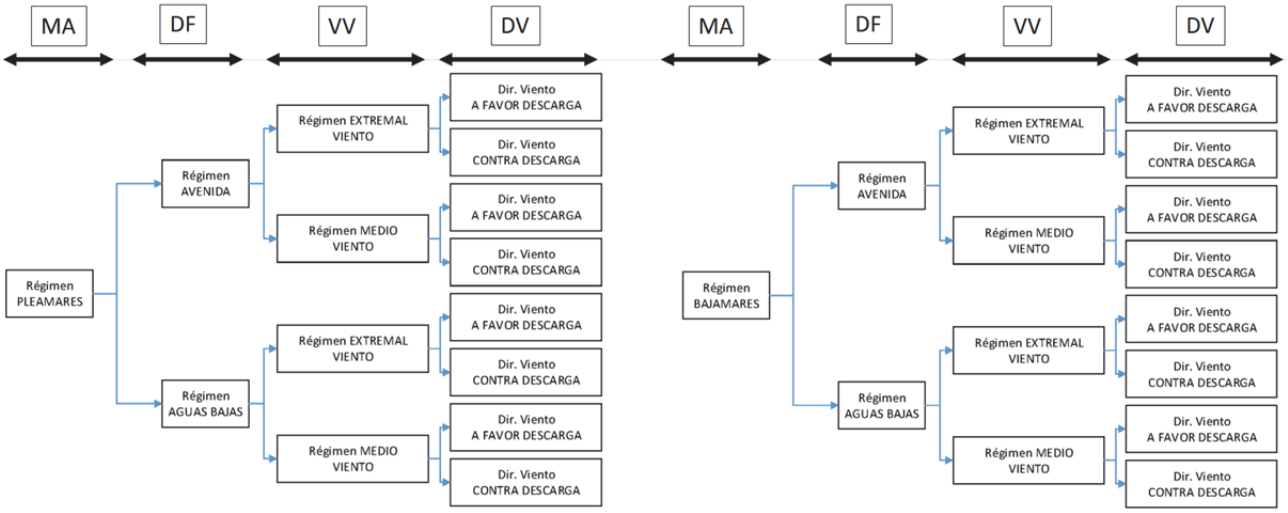


Fig. 4. Esquema con la discretización temporal de los agentes considerada en el análisis de la tramificación de la desembocadura del río Guadalete. MA: Marea astronómica; DF: Descarga fluvial; VV: Velocidad de viento y DV: Dirección media de procedencia del viento.

Los paneles de la Figura 5 muestran la tramificación espacial del estuario del río Guadalete para tres situaciones temporales elegidas a modo representativo. El panel A muestra los estados en los que coinciden régimen de pleamares y descarga fluvial independientemente del estado del viento. Este panel representa el estado del estuario en los eventos más desfavorables en lo relativo a inundación. Los estados seleccionados en el panel B se corresponden con un régimen de bajamares conjuntamente con un régimen de avenida de descarga fluvial. Este panel destaca la contribución de la descarga cuando la marea astronómica toma los valores más bajos de su distribución. Finalemente el panel C destaca el efecto de la marea meteorólogica al considerar los estados concomitantes de: régimen de bajamres, régimen de aguas bajas y régimen extremal de viento soplando hacia cabecera. Cada panel se compone de 8 figuras, las dos primeras representan las series temporales de los agentes en los estados seleccionados para la tramificación. Las 6 figuras restantes representan, para cada punto de control a lo largo del cauce, un diagrama de barras con la contribución de cada agente en porcentaje sobre el nivel total. Siendo la elevación debida a la marea astronómica en gris oscuro, la elevación debida al caudal en gris claro y la elevación debida a la marea meteorológica en verde. Por claridad, en estas figuras no se representa la contribución del oleaje sobre la elevación total puesto que su contribución es prácticamente nula.

En el panel A (pleamares más régimen de avenida), se observa que la contribución de la marea astrómica se sitúa por encima del 75 % de la elevación total hasta el PC 6 a excepción de los eventos de descarga en dónde su contribución se reduce hasta el 65 - 50 %. En cabecera (Azud de El Portal) la contribución de la marea queda limitada al 15 % de la elevación total. Por otro lado, se oberserva que la marea meteorológica únicamente es capaz de explicar el 2 – 4 % de la elevación total. En el panel B (bajamares más régimen de avenida), se observa como la contribución de la marea astronómica cae por debajo del 50 % en el PC 5, dominando a partir de ese punto la descarga fluvial hasta la cabecera del estuario. Finalmente, el panel C (bajamares, más régimen de aguas bajas más régimen extremal de viento con dirección hacia la cabecera) muestra como en los estados en los que el resto de agentes no son dominantes, la contribución debida a la marea meteorológica se sitúa en torno al 10 – 15 % en la desembocadura, 20 – 30 % en el tramo medio y 50 – 60 % en cabecera dónde la masa de agua se acumula debida al efecto del viento.

4. Conclusiones

Aunque durante los últimos años se ha avanzado en el análisis del riesgo de inundación en la costa, pocos son los estudios que se han centrado en los frentes costeros urbanos en zonas de transición a escalas espacio-temporales de detalle. Este trabajo propone una metodología basada en en un enfoque global e integrado para la tramificación de zonas de transición basada en la contribución de cada uno de los agentes sobre la elevación total. Con el fin de validar esta metedología, ésta se ha aplicado en el estuario del río Guadalete (Cádiz – España).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Esta metodología ha permitido la reconstrucción de series temporales de 20 años de las variables aleatorias: (i) elevación total debida al efecto conjunto de los distintos agentes concomitantes sobre el estuario, (ii) elevación debida a la marea astronómica, (iii) elevación debida a la descarga fluvial, (iv) elevación debida a la marea meteorológica y (v) elevación debida al oleaje. Los resultados muestran que la marea astronómica y la descarga fluvial constituyen los dos principales agentes responsables de la hidrodinámica y de los eventos extremos de inundación en el estuario del río Guadalete. Ambos representan el 80 - 95 % de la elevación total. Sin embargo, la importancia relativa entre ellos varía a lo largo del estuario. Como se muestra en la Figura 5, la marea astronómica domina la hidrodinámica en los primeros 6 km del estuario. A partir de este punto, el dominio pasa a ser de la descarga fluvial.

5. Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por los proyectos: BIA2015-65598-P (MINECO/FEDER) y PROTOCOL (CYTED). A los autores les gustaría agradecer la colaboración de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Cádiz en los proyectos realizados.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

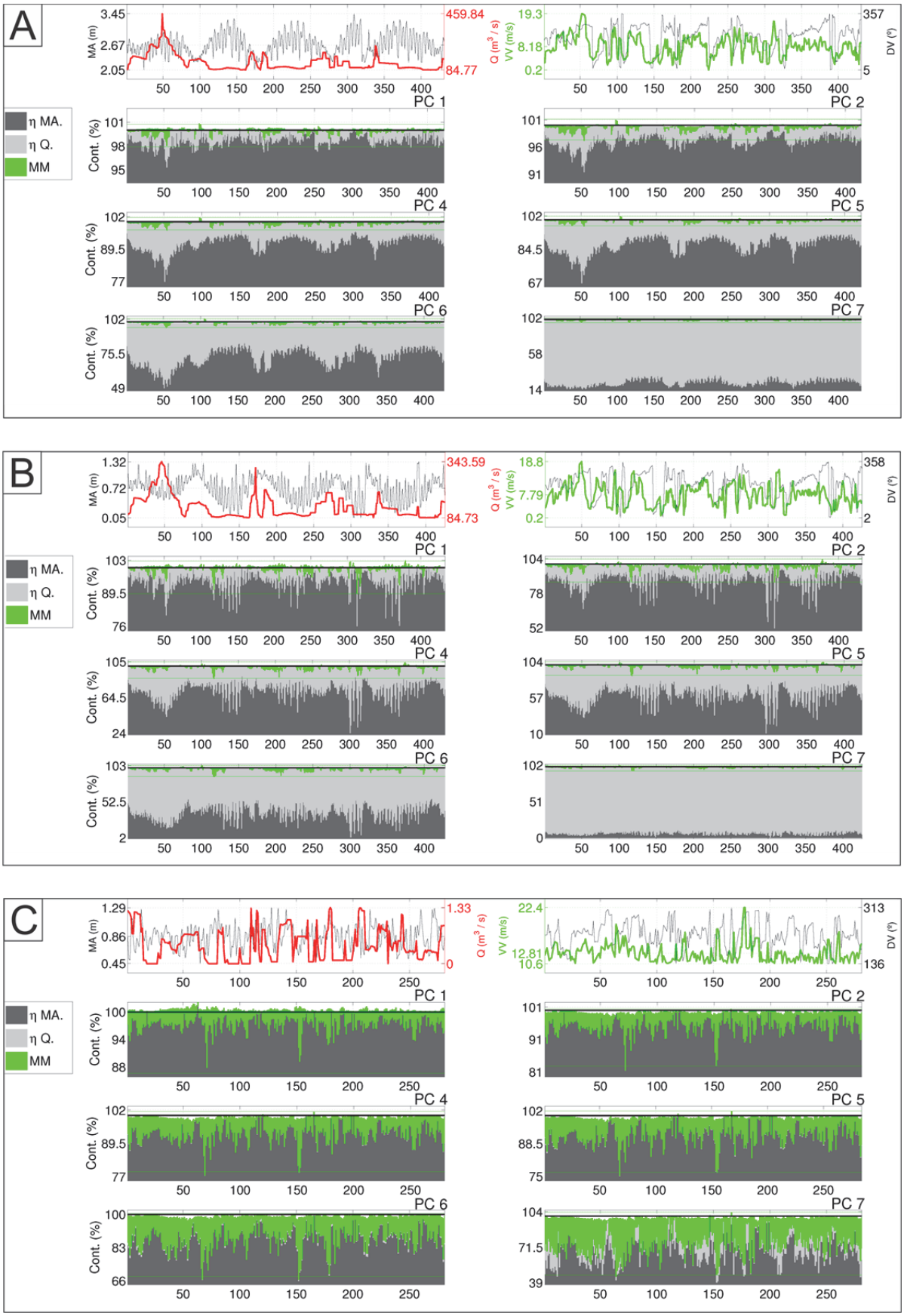


Fig. 5. Tramificación espacio-temporal en base a la contribución (%) de los distintos agentes sobre la elevación total a lo largo del esuario del río Guadalete. El panel A muestra los estados en los que coinciden régimen de pleamares y descarga fluvial. El panel B muestra los estados en los que coinciden régimen de bajamares conjuntamente con un régimen de avenida de descarga fluvial . El panel C muestra los estados en los que coinciden régimen de bajamres, régimen de aguas bajas y régimen extremal de viento soplando hacia cabecera.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Referencias

CAMUS, P., MENDEZ, F. J., & MEDINA, R. (2011). "A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas" en *Coastal Engineering* (58(9), 851–862)

CAMUS, P., MENDEZ, F. J., MEDINA, R., & COFIÑO, A. S. (2011b). "Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate" en *Coastal Engineering* (58(6), 453–462).

EGÜEN, M., AGUILAR, C., SOLARI, S., & LOSADA, M. A. (2016). "Non-stationary rainfall and natural flows modeling at the watershed scale" en *Journal of Hydrology* (538, 767–782).

GONZÁLEZ DEL TÁNAGO, M., BEJARANO, M. D., GARCÍA DE JALÓN, D., & SCHMIDT, J. C. (2015). "Biogeomorphic responses to flow regulation and fine sediment supply in Mediterranean streams (the Guadalete River, southern Spain)" en *Journal of Hydrology* (528, 751–762)

GOULDBY, B., MÉNDEZ, F. J., GUANCHE, Y., RUEDA, A., & MÍNGUEZ, R. (2014). "A methodology for deriving extreme nearshore sea conditions for structural design and flood risk analysis" en *Coastal Engineering* (88, 15–26).

MYERS, D. E. (1993). "Smoothing and interpolation with radial basis functions" en *Boundary Element Technology* (6, 11–21).

LESSER, G. R., ROELVINK, J. A., VAN KESTER, J. A. T. M., & STELLING, G. S. (2004). "Development and validation of a three-dimensional morphological model" en *Coastal Engineering* (51(8–9), 883–915).

LESSER, G. R. (2009). *An Approach to Medium-term Coastal Morphological Modelling*. Tesis doctoral. CRC Press/Balkema

OLBERT, A. I., COMER, J., NASH, S., & HARTNETT, M. (2017). "High-resolution multi-scale modelling of coastal flooding due to tides, storm surges and rivers inflows. A Cork City example" en *Coastal Engineering* (121(February 2016), 278–296).

RUEDA, A., GOULDBY, B., MÉNDEZ, F. J., TOMÁS, A., LOSADA, I. J., LARA, J. L., & DÍAZ-SIMAL, P. (2015). "The use of wave propagation and reduced complexity inundation models and metamodels for coastal flood risk assessment" en *Journal of Flood Risk Management* (1–12)

SCHUTTELAARS, H. M., DE JONGE, V. N., & CHERNETSKY, A. (2013). "Improving the predictive power when modelling physical effects of human interventions in estuarine systems" en *Ocean and Coastal Management* (79, 70–82).

SYVITSKI, J. P. M., & SAITO, Y. (2007). "Morphodynamics of deltas under the influence of humans" en *Global and Planetary Change* (57(3–4), 261–282).

VITOUSEK, P. M., MOONEY, H. A, LUBCHENCO, J., & MELILLO, J. M. (1997). "Human Domination of Earth' s Ecosystems" en *Science*, (277(5325), 494–499).

VOUSDOUKAS, M. I., VOUKOUVALAS, E., MENTASCHI, L., DOTTORI, F., GIARDINO, A., BOUZIOTAS, D., … FEYEN, L. (2016). "Developments in large-scale coastal flood hazard mapping" en *Natural Hazards and Earth System Sciences* (16(8), 1841–1853).

ZARZUELO, C., DÍEZ-MINGUITO, M., ORTEGA-SÁNCHEZ, M., LÓPEZ-RUIZ, A., & LOSADA, M. T. (2015). "Hydrodynamics response to planned human interventions in a highly altered embayment: The example of the Bay of Cádiz (Spain)" en *Estuarine, Coastal and Shelf Science* (167, 75–85).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Las estrategias marinas de España: una visión de conjunto tras la finalización del primer ciclo

Arrieta Algarra, Mª Sagrario[a]; Pérez Puyol, Ainhoa[b]; Martínez-Gil Pardo de Vera, Marta[a]; Buceta Miller, José Luis[c]; Díaz Domínguez, Laura[a]; Valcarce Arenas, Paula Isabel[a]; Alonso Rodriguez, Jorge[a]; Ruiz Sierra, Ana[d], Martín Partida, Itziar[a] y Danés de Castro, Cristina[a]

[a] Subdirección General para la Protección del Mar, Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y del Mar, Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA), Bzn-estrategiasmarinas@mapama.es

[b] Centro Nacional de Educación Ambiental, Organismo Autónomo Parques Nacionales (MAPAMA)

[c]Centro de Estudios de Puertos y Costas-CEDEX, Mº de Fomento; [d] Comisión Europea.

Resumen

Las estrategias marinas constituyen el marco general al que deberán ajustarse necesariamente las diferentes políticas sectoriales y actuaciones administrativas con incidencia en el medio marino.su aplicación comenzó en el año 2012, y culminó en 2017 con la Declaración Ambiental Estratégica.

Tras la reciente finalización de los trabajos técnicos del primer ciclo de las estrategias, y con vistas al comienzo del segundo ciclo en 2018, la presente comunicación técnica realiza una retrospectiva de las diferentes fases, los principales hitos alcanzados, dificultades y lecciones aprendidas, y retos a alcanzar en el futuro.

Palabras clave: *estrategias marinas, planificación, DAFO, buen estado ambiental, directivas europeas.*

1. Introducción

Durante el año 2012 comenzó el primer ciclo de aplicación de las estrategias marinas de España. La elaboración de este instrumento de planificación es una de las principales obligaciones de la Ley 41/2010, de 29 de diciembre, de protección del medio marino, y su objetivo último es alcanzar o mantener el buen estado ambiental del medio marino a más tardar en el año 2020. Esta ley recoge las obligaciones fijadas por la Directiva marco sobre la estrategia marina (Dir. 2008/56/CE, en adelante DMEM). Los principales objetivos de esta Directiva son:

- Proteger y preservar el medio marino, evitando su deterioro o, en la medida de lo posible, recuperando los ecosistemas marinos en las zonas donde se hayan visto afectados negativamente.
- Prevenir y reducir los vertidos al medio marino, con miras a eliminar progresivamente la contaminación, para velar por que no se produzcan impactos o riesgos graves para la biodiversidad marina, los ecosistemas marinos, la salud humana o los usos legítimos del mar.

El ámbito de aplicación de la Directiva comprende las aguas marinas bajo la soberanía y jurisdicción de los Estados miembros de la Unión Europea. Se aplica a las aguas, al lecho marino y al subsuelo, y se extiende hasta el límite exterior de la zona en que cada Estado miembro ejerce derechos jurisdiccionales.

Para lograr los objetivos de la Directiva, cada Estado miembro elaborará una estrategia marina para cada una de las subregiones donde tenga aguas marinas, las cuales se revisarán cada seis años a partir de su establecimiento inicial. Las estrategias marinas constituyen el marco general al que deberán ajustarse necesariamente las diferentes políticas sectoriales y actuaciones administrativas con incidencia en el medio marino de acuerdo con lo establecido en la legislación sectorial correspondiente.

Tras la reciente finalización de los trabajos técnicos del primer ciclo de las estrategias, y con vistas al comienzo del segundo ciclo en 2018, la presente comunicación técnica realiza una retrospectiva del desarrollo de las diferentes fases, los principales hitos alcanzados, las dificultades y lecciones aprendidas, y los retos a alcanzar en el futuro.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Las estrategias marinas: un trabajo en fases, a través de la gestión adaptativa

La herramienta adecuada para alcanzar el buen estado del medio marino español en 2020 son las Estrategias Marinas de España, las cuales se configuran como la planificación nacional de referencia para cada una de las cinco demarcaciones marinas españolas.

2.1 El medio marino español

Nuestro país cuenta con una superficie marina de más de 1 millón de Km^2 de aguas bajo soberanía o jurisdicción española. Somos el segundo país de la UE en extensión de su superficie marina, después de Portugal.

La DMEM estableció, en su artículo 4, las regiones y subregiones marinas de Europa. Las aguas marinas de España se enmarcan en las siguientes subregiones marinas:

- Región marina del Atlántico Nororiental:
  - Subregión marina del Golfo de Vizcaya y costas ibéricas
  - Subregión marina de Macaronesia
- Región marina del Mar Mediterráneo:
  - Subregión marina del Mediterráneo Occidental

En España se han establecido cinco demarcaciones marinas en atención a sus particularidades hidrológicas, oceanográficas y biogeográficas. Dichas demarcaciones marinas vienen establecidas por la Ley de Protección del Medio Marino (figura 1).

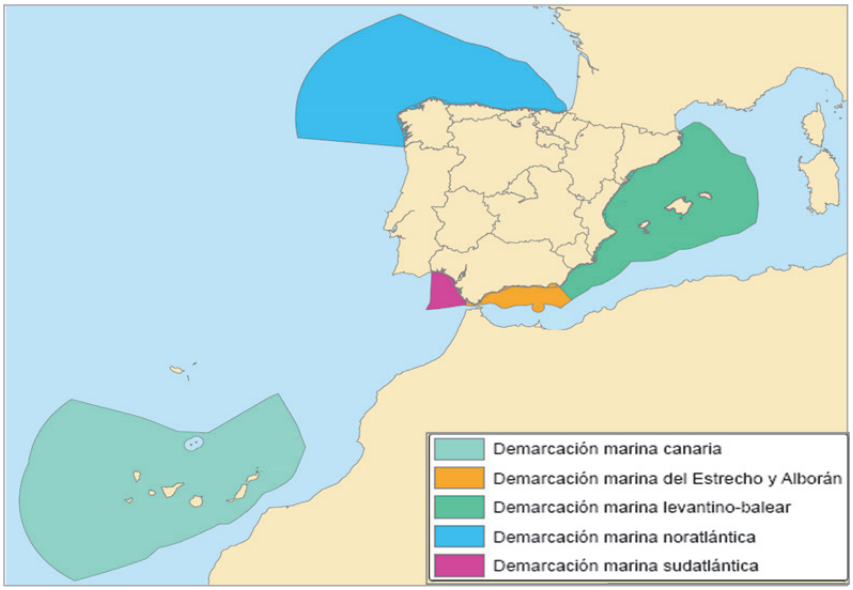


Fig. 1. Las cinco demarcaciones marinas, según lo establecido en la Ley 41/2010, de 29 de diciembre, de protección del medio marino. En cada una de esas cinco demarcaciones se ha elaborado una estrategia marina.
NOTA: este mapa es de carácter técnico y no refleja los límites entre los Estados vecinos.

a) **Demarcación marina noratlántica**: medio marino en el que España ejerce soberanía o jurisdicción comprendido entre el límite de las aguas jurisdiccionales entre España y Francia en el Golfo de Vizcaya y el límite septentrional de las aguas jurisdiccionales entre España y Portugal.
b) **Demarcación marina sudatlántica**: medio marino en el que España ejerce soberanía o jurisdicción comprendido entre el límite de las aguas jurisdiccionales entre España y Portugal en el golfo de Cádiz y el meridiano que pasa por el cabo de Espartel.
c) **Demarcación marina del Estrecho y Alborán**: medio marino en el que España ejerce soberanía o jurisdicción comprendido entre el meridiano que pasa por el cabo de Espartel y una línea imaginaria con orientación 128° respecto al meridiano que pasa por el cabo de Gata, y medio marino en el que España ejerce

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

soberanía o jurisdicción en el ámbito de Ceuta, Melilla, las islas Chafarinas, el islote Perejil, Peñones de Vélez de la Gomera y Alhucemas y la isla de Alborán.

d) **Demarcación marina levantino-balear**: medio marino en el que España ejerce soberanía o jurisdicción comprendido entre una línea imaginaria con orientación 128° respecto al meridiano que pasa por el cabo de Gata, y el límite de las aguas jurisdiccionales entre España y Francia en el Golfo de León.

e) **Demarcación marina canaria**: medio marino en el que España ejerce soberanía o jurisdicción en torno a las islas Canarias.

Para cada una de estas demarcaciones se ha diseñado una estrategia marina.

2.2 Las estrategias marinas de España: EsMarEs

Las estrategias marinas consisten en el diseño e implementación de cinco fases consecutivas que se retroalimentan, y son revisadas cada seis años de manera que configuran sucesivos ciclos de gestión adaptativa. El calendario de aplicación de cada una de estas fases viene fijado en la DMEM (figura 2). A continuación se resume el objeto y contenido de cada una las fases:

- Fase 1: Evaluación inicial del estado del medio marino. Esta evaluación, que se realizó en 2012 incluía:
  - Un análisis de rasgos y características esenciales y del estado ambiental actual de esas aguas.
  - Un análisis de las principales presiones e impactos que afectan al estado ambiental de las aguas. Puesto que las presiones e impactos que se ejercen sobre los ecosistemas pueden variar en función de la evolución de las actividades humanas, se llevó a cabo un análisis cualitativo y cuantitativo, generalmente de tendencias espaciales y temporales cuando dicha información está disponible. Este análisis incluía los principales efectos acumulativos y las sinergias presentes, al objeto de identificar las zonas que potencialmente podían estar más afectadas y en las que por tanto convenía centrar el análisis del estado ambiental.
  - Un análisis económico y social de la utilización de las aguas y del coste del deterioro del medioambiente marino. Se analizaron los sectores económicos más relevantes en las regiones marinas españolas y se caracterizaron utilizando diferentes indicadores de actividad e indicadores económicos.

- Fase 2: Definición del buen estado ambiental (BEA). También en 2012, y de manera paralela a la evaluación del estado del medio marino, se determinó el buen estado ambiental que deben tener las aguas marinas de las cinco demarcaciones. Esto se realizó basándose en los once descriptores del buen estado ambiental, que vienen establecidos en el Anexo II de la Ley 41/2010. Estos descriptores son:

  - D1: Biodiversidad
  - D2: Especies alóctonas
  - D3: Especies explotadas comercialmente
  - D4: Redes tróficas
  - D5: Eutrofización
  - D6: Integridad de los fondos marinos
  - D7: Alteraciones de las condiciones hidrográficas
  - D8. Contaminantes y sus efectos
  - D9: Contaminantes en los productos de la pesca
  - D10: Basuras marinas
  - D11: Ruido submarino



Fig. 2. Las fases de las estrategias marinas.

La definición del BEA propuesta por España fue, siempre que existía información científica robusta, de tipo cuantitativo, con umbrales cuantitativos entre BEA/no BEA basados en indicadores ya existentes de otras directivas o bien en indicadores nuevos. En aquellos casos en los que no se podía abordar una definición cuantitativa, se ha procedido a una definición cualitativa, de cuál sería el estado deseado respecto a determinados descriptores o criterios.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Fase 3: Establecimiento de objetivos ambientales e indicadores asociados (2012). En esta fase se establecieron una serie de objetivos ambientales e indicadores asociados para las distintas demarcaciones marinas para orientar el proceso hacia la consecución del BEA en el medio marino previamente definido. Estos objetivos ambientales son coherentes y compatibles con los que ya había a nivel nacional, comunitario e internacional en las mismas aguas, sin olvidar las características e impactos transfronterizos. En España los objetivos ambientales de las cinco demarcaciones marinas fueron aprobados por Acuerdo del Consejo de Ministros.

OBJETIVOS AMBIENTALES APLICABLES A TODAS LAS ESTRATEGIAS MARINAS			
Objetivo general de la Ley 41/2010 de protección del medio marino (artículo 1.1)	Lograr o mantener el buen estado ambiental del medio marino, a través de su planificación, conservación, protección y mejora		
Objetivos específicos de las estrategias marinas (artículo 1.3 de la Ley 41/2010 de protección del medio marino)	**A. CONSERVACION** Proteger y preservar el medio marino, incluyendo su biodiversidad, evitar su deterioro y recuperar los ecosistemas marinos en las zonas que se hayan visto afectados negativamente.	**B. PREVENCION** Prevenir y reducir los vertidos al medio marino, con miras a eliminar progresivamente la contaminación del medio marino, para velar por que no se produzcan impactos o riesgos graves para la biodiversidad marina, los ecosistemas marinos, la salud humana o los usos permitidos del mar.	**C. MEJORA** Garantizar que las actividades y usos en el medio marino sean compatibles con la preservación de su biodiversidad.
Objetivos comunes para el desarrollo de las estrategias marinas	A.1. Asegurar la conservación y recuperación de la biodiversidad marina a través de instrumentos y medidas efectivos.	B.1. Adoptar y aplicar las medidas necesarias para que la introducción de materias o energía en el medio marino no produzcan efectos negativos significativos sobre los ecosistemas marinos ni los bienes y servicios provistos por el medio marino.	C.1. Asegurar que las políticas sectoriales y actuaciones administrativas con incidencia en el medio marino se desarrollan de manera compatible con el logro o mantenimiento del buen estado ambiental definido en las estrategias marinas.
	A.2. Lograr una red coherente y bien gestionada de áreas marinas protegidas.	B.2. Adoptar y aplicar las medidas necesarias para mejorar el estado ambiental respecto a la contaminación en las áreas consideradas como hot-spots en el mar de manera que se reduzca su número o mejore su calidad.	C.2. Adoptar y aplicar las medidas necesarias para que las actividades humanas no tengan un impacto significativo en las condiciones físicas del medio marino.
	A.3. Garantizar la conservación de hábitats y especies marinos, especialmente aquellos considerados amenazados o en declive.	B.3. Mejorar el conocimiento científico de las causas-efectos e impactos en relación con introducción de materias o energía en el medio marino.	C.3. Promover un mejor grado de conocimiento de los ecosistemas marinos españoles y de su respuesta ante las actividades humanas, así como un mejor acceso a la información ambiental disponible.

Tabla 1. Estructura de los objetivos ambientales de las estrategias marinas.

- Fase 4: Diseño de los programas de seguimiento (2014). Siguiendo lo estipulado en el artículo 11 de la Ley de Protección del Medio Marino, se diseñaron unos programas de seguimiento para las cinco demarcaciones marinas, con el último objetivo de evaluar permanentemente el estado ambiental de las aguas marinas y su avance hacia la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

consecución del buen estado ambiental previamente definido. Actualmente se está trabajando en la puesta en marcha de dichos programas de seguimiento.

En total se establecieron un conjunto de 13 programas, que se articulan a su vez en subprogramas, habiéndose establecido un total de 65 subprogramas. Algunos de estos subprogramas son de evaluación del estado, otros relacionados con presiones, y otros con actividades humanas. Por último existe igualmente un subprograma de indicadores para objetivos ambientales operativos.

- Fase 5: Los programas de medidas (2015). El programa de medidas es un conjunto de medidas que el Estado miembro es responsable de su implantación, para alcanzar el BEA y los objetivos ambientales. El concepto de "medida" recogido en el artículo 14 de la Ley de Protección del Medio Marino es amplio y da cabida a la siguiente tipología de actuaciones:
    - Normas aplicables a las actividades con incidencia sobre el medio marino, directrices sobre los usos del medio marino, proyectos de actuación, restricciones geográficas o temporales de usos, medidas de control y reducción de la contaminación, entre otras.
    - Medidas de protección espacial, para contribuir a la constitución de redes coherentes y representativas de áreas marinas protegidas que cubran adecuadamente la diversidad de los ecosistemas que las componen.
    - Medidas específicas para la protección de especies y tipos de hábitats.

La propuesta de programas de medidas se realizó teniendo en cuenta la evaluación inicial del estado del medio marino, las repercusiones de la actividad humana sobre el estado de las aguas (análisis de presiones e impactos), el análisis económico y social de los usos del medio marino, la definición de buen estado ambiental establecida y los objetivos ambientales fijados, concretándose en ellos las actuaciones y previsiones necesarias para alcanzar los objetivos ambientales fijados.

Para ello, se realizó un análisis de las medidas ya existentes, que eran aquellas que ya han sido definidas en el marco de otras políticas medioambientales por las distintas autoridades competentes (tanto a nivel de AGE como de CC.AA. Posteriormente se realizó un análisis de la efectividad de las medidas existentes y las carencias que eran necesarias cubrir para garantizar que se alcanza el BEA y que se cumplen los objetivos ambientales. Las medidas nuevas se sometieron a una caracterización detallada, que incluyó la estimación de su coste, factibilidad técnica, así como a un análisis de su impacto económico, ambiental y social. El balance entre el coste y el beneficio, y el coste y su eficacia, se tuvieron en cuenta a la hora de priorizar medidas y posibles alternativas.

La propuesta final de los programas de medidas comprende un total de 320 medidas o grupos de medidas existentes y 97 medidas nuevas (figura 3).

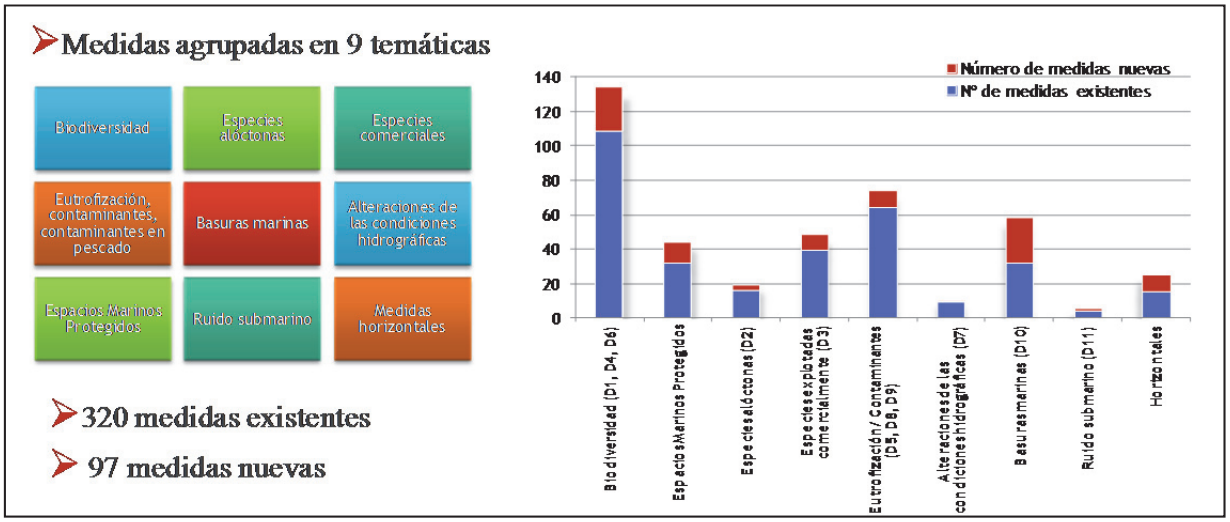


Fig. 3. Composición de los programas de medidas de las estrategias marinas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

De un total de 97 medidas nuevas propuestas, más de la mitad se reparten entre las temáticas de biodiversidad y basuras marinas. Las medidas de biodiversidad (descriptores 1, 4 y 6) se centran en la reducción de diferentes presiones que afectan a las comunidades biológicas y a los ecosistemas. No debe olvidarse que estos descriptores son, según en el enfoque ecosistémico, los relacionados con el estado del ecosistema. Las medidas de la temática de biodiversidad se ven completadas por un conjunto relevante de medidas en el ámbito de los Espacios Marinos Protegidos (EMPs) que pretenden abordar la mejora de la Red de Áreas Marinas Protegidas (RAMPE) tanto en lo referente a su cobertura espacial y representatividad, como en lo relativo a garantizar una adecuada gestión de todos los EMPs. La temática de EMP es propia de los PdM españoles y supone una contribución esencial para alcanzar el objetivo de buen estado ambiental del medio marino.

En cuanto a las medidas de basuras marinas (D10), éstas han surgido tras un ejercicio de diseño de la puesta en marcha y aplicación de los Planes de Acción Regionales de OSPAR y Barcelona para esta temática, y adaptado a las singularidades de las demarcaciones marinas españolas. Por lo tanto, esta propuesta de programas de medidas supondrá igualmente, la principal herramienta de aplicación y puesta en marcha de estos dos planes de Acción regionales en el medio marino español.

Respecto a las medidas relacionadas con especies comerciales (D3), se ha considerado relevante incluir todas aquellas grandes líneas de actuación en las que trabajará España en los próximos años en el marco de aplicación del recientemente aprobado Programa Operativo del FEMP (Fondo Europeo Marítimo y de la Pesca).

Las medidas de las temáticas de eutrofización, contaminantes y sus efectos y contaminantes en los productos de la pesca (D5, D8 y D9), así como las de alteraciones permanentes de las condiciones hidrográficas (D7), provienen en su gran mayoría de medidas existentes en los planes hidrológicos de las diferentes demarcaciones hidrográficas. La propuesta de medidas nuevas planteadas para estas temáticas pretende profundizar en el aspecto propiamente marino ("offshore") de estos descriptores, abordando las presiones más ligadas a actividades en el mar.

La propuesta de una medida nueva en ruido submarino (D11) pretende avanzar en las herramientas normativas y de regulación de las actividades generadoras de ruido impulsivo.

Por último, se ha propuesto un conjunto de medidas horizontales, que por su carácter transversal afectan a un gran elenco de temáticas y descriptores. Estas medidas están orientadas a la mejora de la sensibilización, la formación, así como a garantizar la sostenibilidad de ciertas actividades humanas, y el control de la compatibilidad de estas actividades con las estrategias marinas.

Las estrategias marinas de España, incluido sus programas de medidas, fueron sometidas a evaluación ambiental estratégica. El 19 de mayo de 2017 se publicó la Declaración Ambiental Estratégica en el Boletín Oficial del Estado.

Por último, las estrategias marinas, incluido sus programas de medidas, se aprobarán por Real Decreto, siguiendo lo establecido en el artículo 15 de la Ley 41/2010. La tramitación de dicha norma ha comenzado, y es de esperar que se apruebe a principios de 2018.

2.3 Proceso de elaboración de las estrategias marinas en España

2.3.1. Autoridad competente y equipo técnico

La Ley 41/2010 establece que la administración competente en la elaboración de las estrategias marinas es el Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente. La elaboración de las estrategias marinas de España ha sido coordinada por la Subdirección General para la Protección del Mar, de la Dirección General para la Sostenibilidad de la Costa y del Mar (MAPAMA). No obstante hay que destacar que para múltiples aspectos de las estrategias marinas se debe contar con las administraciones autonómicas, porque ostentan éstas ciertas competencias en el medio marino (por ejemplo autorizaciones de vertidos tierra-mar, pesca en aguas interiores, acuicultura, etc.).

Los primeros pasos que se dieron para la puesta en marcha de las obligaciones de la Directiva y de la Ley, fue la creación de un equipo humano multidisciplinar, para lo cual se contó con el Instituto Español de Oceanografía (IEO), como organismo científico de referencia, según la propia Ley 41/2010, así como con el Centro de Estudios de Puertos y

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Costas del CEDEX. También se contrataron los servicios de un consultor economista ambiental para el análisis económico y social. La continuidad de este grupo ha sido mantenida a lo largo de todo el primer ciclo, en especial en las primeras cuatro fases (ver apartado 2.3). El equipo trabajó en la elaboración técnica de todos los documentos. El IEO realizó la evaluación inicial (rasgos y características esenciales) y la definición de buen estado ambiental para los 11 descriptores. También diseñó gran parte de la propuesta de programas de seguimiento. El CEDEX por su parte trabajó en la evaluación inicial (análisis de presiones e impactos), y en el diseño de los programas de seguimiento, centrados en el seguimiento de las presiones y las actividades humanas. También participó en el inventario de medidas existentes, sobre todo en lo relativo a la integración de las medidas que procedían de los planes hidrológicos de cuenca. El economista ambiental elaboró el análisis económico y social de la evaluación inicial. También abordó el análisis coste-beneficio y coste-eficacia de la propuesta de medidas nuevas.

2.3.2. Coordinación y cooperación interadministrativa

El primer ciclo de estrategias marinas sirvió igualmente para constituir los órganos de cooperación y coordinación administrativa que se configuraban en el artículo 22 de la Ley 41/2010, de protección del medio marino. Estos son:

- Comisión Interministerial de Estrategias Marinas (CIEM): es el órgano colegiado de coordinación entre los diferentes Departamentos ministeriales. Su creación, estructura y funcionamiento fueron desarrollados normativamente por el Real Decreto 715/2012, de 20 de abril, por el que se crea la comisión Interministerial de Estrategias Marinas (adjunto). Dicho Real Decreto fija los miembros de la CIEM. Esta Comisión se ha reunido cinco veces desde su creación, con una periodicidad anual (salvo 2016).
- Comités de Seguimiento de las Estrategias Marinas: estos comités son cinco en total, uno por cada una de las cinco demarcaciones marinas. Fueron creados por la Orden AAA/705/2014, de 28 de abril, por la que se crean los Comités de Seguimiento de las estrategias marinas y se regula su composición, funciones y régimen de funcionamiento. También se reúnen con periodicidad anual desde su constitución (salvo 2016).

2.3.3. Consulta y participación pública

La Directiva establece que todas las fases de las estrategias deben someterse a consulta pública, y así se realizó en España. En esta tabla se resumen los periodos de consulta pública establecidos para cada ocasión:

- Fases 1, 2 y 3 (evaluación inicial, definición de buen estado ambiental y objetivos ambientales): 45 días de consulta pública (desde el 1 de junio hasta el 15 de julio de 2012)
- Fase 4 (programas de seguimiento): 75 días de consulta pública (desde el 18 de julio hasta el 30 de septiembre de 2014)
- Fase 5 (programas de medidas): 108 días (desde el 23 de diciembre de 2015 hasta el 9 de abril de 2016)
- Evaluación ambiental de las estrategias marinas: 45 días (desde el 14 de febrero hasta el 9 de abril de 2016)

Además de la consulta pública formal, progresivamente se ha ido avanzando hacia métodos más participativos, y fue especialmente en la última fase del diseño de los programas de medidas donde se realizó un mayor esfuerzo en este sentido. Esto se materializó en la realización de 6 talleres participativos, con expertos y ONGs ambientalistas, acerca de diferentes temáticas: cetáceos, aves marinas, hábitats bentónicos, tortugas marinas, elasmobranquios, y basuras marinas. Estos talleres resultaron como una herramienta fundamental de compilación de propuestas para los programas de medidas, muchas de las cuales terminaron integradas en los mismos.

2.3.4. Coordinación europea e internacional

La protección del medio marino exige realizar un gran esfuerzo en lo relativo a la cooperación internacional, puesto que España comparte aguas marinas con varios países vecinos. En el ámbito europeo, la Estrategia Común de Implementación de la Directiva Marco sobre la Estrategia Marina es el foro existente entre la Comisión Europea y los Estados Miembros, para la coordinación de todos los aspectos relativos a la aplicación de la Directiva. España participa activamente en todos los grupos de trabajo que lo conforman, así como en el grupo estratégico de coordinación.
Por otro lado, la propia Directiva establece que los Estados Miembros deberán usar, en la medida de lo posible, las herramientas internacionales ya existentes para la coordinación de la aplicación de la directiva en las diferentes regiones marinas. Esto se traduce en el caso español, en el Convenio de OSPAR para la protección del Atlántico NE, y el Convenio de Barcelona para la protección del medio marino y la zona costera del Mar Mediterráneo. En ambos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Convenios se han creado estructuras y grupos de trabajo para facilitar a los Estados Miembros que son también parte de estos convenios, la coordinación y la coherencia en la aplicación de la Directiva. Estos grupos son más activos en general en el ámbito de OSPAR, pero en el Mediterráneo también se han ido produciendo avances significativos a lo largo de estos últimos años.

Una mención especial merece la subregión Macaronesia, que engloba las aguas marinas de Canarias, Madeira y Azores. En esta subregión no hay un convenio internacional que cubra dichas aguas (sólo OSPAR cubre parcialmente Azores). En esta subregión, se ha tenido que establecer una vía de cooperación bilateral España-Portugal, que empieza a dar buenos resultados. Esta cooperación comenzó con la cofinanciación, por parte de la Comisión Europea, de un proyecto "MISTIC SEAS" que se centraba en la revisión de la coherencia de la aplicación de las primeras fases de las estrategias en los tres archipiélagos, y en propuestas de mejora. También se elaboró un "Plan de Acción para mejorar la coherencia de la aplicación de la DMEM en la subregión de la Macaronesia". En la actualidad el MAPAMA está trabajando en el proyecto MISTIC SEAS II, que comenzó en marzo de 2017, y supone la continuación del primero. Es de esperar que todas estas iniciativas vayan profundizando y generando más resultados a lo largo del segundo ciclo.

3. Lecciones aprendidas

El año 2017 resulta un buen momento para realizar un análisis de conjunto del trabajo realizado a lo largo del primer ciclo de las estrategias marinas. Por un lado, se ha terminado su proceso de elaboración, con la culminación de la publicación de la Declaración Ambiental Estratégica, y la tramiatción del RD por el que se aprueban las estrategias marinas está en un estado muy avanzado. Por otro lado, actualmente se está en una fase muy activa de aplicación de las estrategias marinas. Esta aplicación tiene dos vertientes principales: i) la puesta en marcha de los programas de seguimiento, y ii) la aplicación de los programas de medidas.

El objetivo de este análisis es múltiple, pero el más importante es que contribuya a mejorar y optimizar el proceso del segundo ciclo de las estrategias marinas, cuyo primer hito es el 15 de julio de 2018 (en dicha fecha se deberán haber actualizado las tres primeras fases de las estrategias marinas).

Esta evaluación tiene una doble vertiente, por un lado los informes de evaluación (de los documentos de España y del resto de Estados Miembros) que ha elaborado hasta la fecha la Comisión Europea en cumplimiento del artículo 12 de la DMEM, y por otro lado, la reflexión interna del equipo de la Subdirección General para la Protección del Mar, del MAPAMA, que han sido los encargados de la coordinación técnica y tramitación de todos los trabajos realizados.

3.1. La evaluación de la Comisión Europea

La Comisión Europea, en cumplimiento del artículo 12 de la Directiva 2008/56/CE, realizó en el año 2014 una evaluación de los documentos elaborados por los Estados Miembros en cumplimiento de las tres primeras fases de las estrategias marinas elaboradas en el año 2012 (COM(2014) 97 final). El informe iba acompañado de un documento técnico en el que España fue evaluada como el país con un mayor grado de adecuación de los documentos en la región marina mediterránea, y el segundo país en el Atlántico NE, así como también el segundo a nivel europeo (SWD(2014) 49 final). Además, se realizó un informe para cada país, que incluía unas recomendaciones personalizadas. El documento de evaluación de España destaca los siguientes aspectos como muy positivos:

- España ha hecho un uso intensivo y un gran esfuerzo de recopilación toda la información existente sobre el medio marino
- Las definiciones del Buen estado ambiental son muy detalladas y cubren todos los criterios de la Decisión 2010/477/UE
- Los objetivos ambientales son detallados y específicos. Además, el hecho de que hayan sido aprobados por Acuerdo de Consejo de Ministros les otorga un peso legal, lo cual ha sido valorado muy positivamente por la Comisión.
- El enfoque utilizado en las cinco demarcaciones marinas es consistente
- España ha descrito adecuadamente las actividades realizadas en el ámbito de los Convenios Regionales de OSPAR y Barcelona orientadas a garantizar la adecuada coordinación regional.
- En la evaluación inicial, se han cubierto todos los descriptores, en todas las Demarcaciones marinas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- En la evaluación inicial, el análisis de las presiones e impactos ha sido realizado de manera adecuada, abarcando todas aquellas presiones más significativas y aplicando metodologías cuantitativas o semi-cuantitativas cuando era posible.
- En la evaluación inicial, el análisis económico y social ha sido analizado adecuadamente, y la metodología del mismo está bien descrita.
- Se han identificado claramente las lagunas de conocimiento y algunos de los objetivos ambientales planteados se han diseñado para cubrir dichas lagunas.
- Siempre que se ha podido, se ha realizado una evaluación vinculada a la propia definición del Buen estado ambiental (diagnóstico sobre si se alcanza o no dicho BEA)
- Los objetivos ambientales se han formulado como una combinación de objetivos de estado, presión e impacto.

Como aspectos a mejorar, se destacan:

- La necesidad de mejorar algunas de las definiciones de BEA, con el objetivo de obtener definiciones de Buen Estado Ambiental más cuantificables
- La necesidad de que algunos de los objetivos ambientales fijados sean más ambiciosos, y que cubran todas las presiones ambientales identificadas.

Del mismo modo, en 2017 se publicó el informe de evaluación de la Comisión Europea a la propuesta de los programas de seguimiento (COM(2017) 3 final). El resultado de la evaluación indica que los programas de seguimiento de España son los que tienen un mayor grado de adecuación, dentro de todos los países que habían sido evaluados.

El informe va acompañado de un documento técnico que incluye unas recomendaciones para cada país (SWD(2017) 1 final). La Comisión recomienda a España que se asegure la adecuada y completa puesta en marcha de estos programas de seguimiento, de modo que constituyan el marco requerido para la evaluación del estado del medio marino, dando soporte a su protección efectiva.

La evaluación da por adecuados la identificación de las lagunas sin cubrir por los programas de seguimiento, así como los planes planteados para subsanarlas. Esto es así en todos los casos excepto en dos (descriptor de basuras marinas (D10) y descriptor de ruido submarino (D11).

En ambos procesos de evaluación, la Comisión Europea solicitó a los Estados Miembros el envío de documentos de respuesta a la evaluación realizada. España, a través del MAPAMA, ha enviado un documento de respuesta para cada uno de los dos documentos de evaluación. En la actualidad se está culminando el proceso de evaluación, por parte de la Comisión Europea, de los programas de medidas, la última de las fases de las estrategias marinas. Está previsto que esta evaluación esté disponible a principios del año 2018.

3.2. Lecciones aprendidas y retos para el segundo ciclo

La evaluación del proceso de elaboración y puesta en marcha del primer ciclo de las estrategias marinas se puede abordar desde diferentes perspectivas. Por un lado, desde el punto de vista técnico-científico, también desde el enfoque de los retos para la administración en lo referente a la gestión, y desde un tercer enfoque, en lo relacionado a la gobernanza. Estos tres aspectos son los abordados a continuación.

3.2.1. Aspectos técnicos

Las estrategias marinas han exigido un trabajo de índole técnico de gran calibre. Por primera vez se realizó una recopilación de toda la información disponible, respecto a los rasgos y características esenciales de nuestras aguas marinas, las presiones e impactos derivadas de sus actividades humanas, y de los aspectos económicos y sociales del uso del medio marino español.

Este gran trabajo se realizó mediante la conformación de un **gran equipo humano multidisciplinar** que lideró los trabajos de evaluación y definición del buen estado ambiental, enriquecido por las contribuciones de numerosas instituciones científicas y asociaciones ambientalistas durante los diferentes procesos de consulta y participación pública.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El análisis DAFO sobre el trabajo técnico de las estrategias marinas se puede resumir en la tabla 2.

FORTALEZAS	**DEBILIDADES**
- Los documentos de las estrategias marinas poseen un valor técnico sobresaliente, recopilando el estado del arte del medio marino español. Se convierten en documentos de referencia, utilizados en diferentes foros y procesos. - El equipo científico-técnico responsable de su elaboración es igualmente sobresaliente. Durante su redacción se contó con la colaboración en las fases de redacción, de grupos de expertos, científicos, ONGs. - La valoración es muy positiva por parte de la Comisión Europea, tal y como se ha podido explicar en el apartado 3.1	- La evaluación del medio marino desveló las grandes lagunas de conocimiento científico sobre algunos de los aspectos clave abordados por la directiva. Estas lagunas fueron identificadas y contempladas en los documentos. La disparidad de información disponible entre las diferentes demarcaciones marinas también fue notable. La demarcación marina donde se detectaron más lagunas de información fue la DM canaria. Es necesario destacar que algunas de estas lagunas de conocimiento no son exclusivas del caso español, sino que son una debilidad inherente a todas las aguas marinas europeas. El medio marino está aún mucho peor conocido que el medio terrestre.
OPORTUNIDADES	**AMENAZAS**
- En el segundo ciclo podremos partir de lo ya construido: el trabajo más complejo (elaboración de los documentos del primer ciclo) ha sido terminado con éxito. - La puesta en marcha en su totalidad de los programas de seguimiento podrá facilitar la adquisición de un conjunto de información robusta sobre el medio marino, sus recursos y sus presiones, que podrá completar paulatinamente las lagunas de conocimiento.	- A nivel europeo, existen diferencias muy relevantes en cuanto a los enfoques de aplicación entre países, lo cual supone una falta de un entendimiento común en algunas cuestiones clave de la directiva. Esto puede suponer una amenaza en cuanto a la efectividad de la aplicación de la directiva.

Tabla 2. Análisis DAFO del primer ciclo de las estrategias marinas, en lo referente a los aspectos científico-técnicos

3.2.2. Retos para la gestión

La puesta en marcha (desde cero) de una nueva Directiva supone siempre importantes retos para la Administración responsable de su implementación. En materia de gestión, se han enfrentado a diferentes debilidades, la fundamental, la falta de experiencia previa en materia de una política ambiental marina integrada e integradora. Una vez completado el primer ciclo, existen igualmente unas fortalezas adquiridas, y unas oportunidades para continuar en dicha línea. La tabla 3 refleja el análisis DAFO de los aspectos relacionados con la gestión de las estrategias marinas, su desarrollo, y obligaciones relacionadas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

FORTALEZAS	DEBILIDADES
- Se han diseñado unos programas de seguimiento que vigilarán, de forma integral, el estado de los ecosistemas marinos - Se han propuesto unos programas de medidas para las que se han comprometido a su puesta en marcha todas las Administraciones Autonómicas, y 18 autoridades competentes de la Administración General del Estado - Los informes de compatibilidad con las estrategias marinas (artículo 3.3 de la Ley 41/2010) suponen una herramienta muy útil para la gestión de las presiones sobre el medio marino	- El proceso se realizó sin la existencia de una experiencia previa en gestión integral del medio marino. Todas las fases abordadas se realizaban por primera vez. - La adjudicación de recursos humanos en la administración competente para el diseño y puesta en marcha de las estrategias marinas se considera insuficiente, y deberá crecer paulatinamente.
OPORTUNIDADES	**AMENAZAS**
- Las estrategias marinas se aprobarán por real decreto. Esto supone un importante carácter de "vinculante" al conjunto de las mismas: sus objetivos ambientales, sus programas de seguimiento y sus programas de medidas.	- Las limitaciones presupuestarias para la adecuada puestas en marcha de las estrategias marinas puede comprometer la efectividad de las mismas. En concreto: o La puesta en marcha de los programas de seguimiento. El seguimiento y la obtención de datos en el medio marino (fundamentalmente a través de campañas oceanográficas) es mucho más caro que en el medio terrestre. o La implementación total y efectiva de las medidas puede verse igualmente comprometida por un escenario de dificultades presupuestarias. No obstante, esta "amenaza" estuvo siempre contemplada durante el proceso de diseño de los programas de seguimiento y los programas de medidas, habiéndose dimensionado de manera adecuada para que las propuestas finalmente acordadas fuesen abordables desde el punto de vista económico.

Tabla 3. Análisis DAFO del primer ciclo de las estrategias marinas, en lo referente a los aspectos de gestión

3.2.3. Gobernanza

Los aspectos relacionados con la gobernanza merecen igualmente una reflexión. En el medio marino confluyen un conjunto de intereses y usos que implican en último término a prácticamente todos los niveles de la administración española. Sin embargo está establecido que la Administración General del Estado es la que lidera el proceso de planificación y protección del medio marino. Los aspectos internacionales y transfronterizos cobran igualmente una importancia muy relevante en la protección del medio marino. Por lo tanto se requiere de una capacidad de organización y coordinación interadministrativa a nivel interno en el país, y por otro lado, aprovechar al máximo las herramientas de cooperación internacional para garantizar una aplicación coherente y coordinada entre los países europeos que comparten aguas marinas. Los principales retos a los que nos enfrentamos a este respecto se explican en la tabla 4.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

FORTALEZAS	DEBILIDADES
- Se cuenta con una Ley marco (la Ley 41/2010, de Protección del Medio Marino) que engloba todas las disposiciones relativas a la protección del medio marino. - Se ha creado los órganos de cooperación administrativa necesarios: o Comisión Interministerial de Estrategias Marinas (CIEM): en esta Comisión están representadas todas las unidades directivas de la Administración General del Estado (AGE) con competencias en el medio marino. Se ha consolidado como un órgano de gran utilidad para la aplicación y puesta en marcha de las políticas de medio marino. o Comités de Seguimiento de las estrategias marinas: hay 5 comités, uno por cada demarcación marina. En ellos están representados, de manera paritaria, miembros de la AGE y de las CCAA litorales ribereñas de cada una de las demarcaciones marinas. Son el órgano fundamental de cooperación interadministrativa con las Comunidades Autónomas. - La participación pública ha ido en aumento desde las primeras a las últimas fases. A lo largo de las diferentes fases de las estrategias marinas, se han sometido los documentos a un proceso de consulta pública. los procesos participativos han ido mejorando entre las diferentes fases: se ha incrementado el plazo de consulta pública formal, se han realizado talleres participativos y consultas a expertos, se ha involucrado a los órganos de cooperación (CIEM y CS).	- Se detecta una implicación desigual de los sectores marítimos (pesca, navegación, actividades portuarias, etc.) en el proceso de las estrategias marinas. Se debe continuar trabajando para que cada uno de estos sectores se involucren en lo referente a la reducción de los impactos de las actividades humanas. No debe olvidarse que las estrategias marinas, según lo establecido en el artículo 7.1 de la Ley 41/2010, "constituyen el marco general al que deberán ajustarse necesariamente las diferentes políticas sectoriales". - Se necesita mejorar los vínculos con otras políticas ambientales con incidencia en el medio marino, en especial con la planificación hidrológica y con las Directivas Hábitats y Aves - Algunos aspectos competenciales (sobre todo en las zonas costeras) están aún pendientes de clarificar, por estar claramente compartidos. Por ejemplo, la gestión del medio intermareal, o la gestión de los varamientos. - En España no se dispone aún de un marco cartográfico oficial del conjunto de las aguas marinas españolas. Esto implica ciertas dificultades a la hora de confeccionar y distribuir determinada cartografía. - Existen disputas jurisdiccionales con Estados Miembros vecinos en lo que respecta a algunas aguas marinas. Este problema existe tanto con Portugal como con Francia, además de con Reino Unido por las aguas de Gibraltar, y también con Marruecos. Esto implica que existen espacios marinos que son reclamados por dos países vecinos. En la práctica esto se intenta solventar mediante la no discusión de aspectos jurisdiccionales en los grupos de trabajo de la estrategia marina.
OPORTUNIDADES	**AMENAZAS**
- Las estrategias marinas se deben considerar como una herramienta para mejorar la coordinación con Estados vecinos en lo referente a la protección del medio marino. Esta coordinación ya comenzó en el primer ciclo, y es de esperar que se refuerce y afiance en el segundo ciclo. - La aplicación efectiva de los programas de seguimiento y programas de medidas pueden suponer una importante creación de puestos de trabajo, de manera directa, y también de modo indirecto, por cuanto a la mejora del medio marino repercute en la productividad de los sectores y usos del mar. - El aspecto de "marco integrador" que tienen las estrategias marinas puede suponer una gran oportunidad para trabajar en la optimización de recursos y armonización de políticas ambientales confluyentes en el medio marino. - Todo el trabajo realizado para las estrategias marinas podrán servir de soporte a la ordenación del espacio marítimo, y de este modo, para el fomento de la economía azul, garantizándose la sostenibilidad de las actividades humanas en el mar.	- Las estrategias marinas, por el carácter transfronterizo del mar, son vulnerables a los contextos geopolíticos de las cuencas marinas donde se apliquen. En este caso por ejemplo, la coyuntura actual de los países ribereños del Mar Mediterráneo dificulta de mantera notable que se pueda avanzar en la coordinación de aplicación de medidas de índole ambiental, con el ritmo e intensidad que serían deseables para cumplir con los requerimientos de las estrategias marinas. - Otro aspecto que puede suponer una vulnerabilidad de las estrategias marinas es su escasa visibilidad ante el público y la sociedad en general. Se percibe en general poco interés del público en esta directiva, la cual se considera en general como muy teórica o compleja. Se deberá por lo tanto invertir más recursos en una adecuada sensibilización y difusión acerca de su importancia.

Tabla 4. Análisis DAFO del primer ciclo de las estrategias marinas, en lo referente a la gobernanza

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. Conclusión

El primer ciclo de las estrategias marinas de España ha concluido. Su aplicación ha supuesto un avance muy relevante en las políticas de protección del medio ambiente marino. España, como país con la segunda mayor superficie de aguas marinas de toda la UE, se encuentra muy bien posicionada en cuanto a la evaluación de la Comisión Europea de los trabajos realizados, lo cual supone tanto un reconocimiento del trabajo realizado como un reto de cara a sucesivos ciclos de planificación. El proceso de gestión adaptativa de los ciclos sexenales de las estrategias marinas permitirá que el comienzo del segundo ciclo en el año 2018 se configure como una oportunidad para avanzar en aquellos aspectos que en el primer ciclo se detectó que tenían esapcio para la mejora, y también para consolidar el marco de protección del medio marino a nivel nacional.

Referencias

COM(2014) 97 final: INFORME DE LA COMISIÓN AL CONSEJO Y AL PARLAMENTO EUROPEO. Primera fase de aplicación de la Directiva marco sobre la estrategia marina (2008/56/CE). Evaluación y orientaciones de la Comisión Europea. http://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/TXT/PDF/?uri=CELEX:52014DC0097&from=EN

COM(2017) 3 final: INFORME DE LA COMISIÓN AL PARLAMENTO EUROPEO Y AL CONSEJO. Evaluación de los programas de seguimiento de los Estados miembros al amparo de la Directiva marco sobre estrategia marina. http://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/TXT/PDF/?uri=CELEX:52017DC0003&from=EN

SWD(2014) 49 final: COMMISSION STAFF WORKING DOCUMENT. Annex Accompanying the document Commission Report to the Council and the European Parliament The first phase of implementation of the Marine Strategy Framework Directive (2008/56/EC) - The European Commission's assessment and guidance. http://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/PDF/?uri=CELEX:52014SC0049&from=EN

SWD(2017) 1 final: COMMISSION STAFF WORKING DOCUMENT Accompanying the document Report from the Commission to the European Parliament and the Council assessing Member States' monitoring programmes under the Marine Strategy Framework Directive. http://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/PDF/?uri=CELEX:52017SC0001&from=EN

NOTA DE LA AUTORA: todos los documentos de las estrategias marinas de España se pueden consultar en la página web del MAPAMA, en el siguiente enlace: http://www.mapama.gob.es/es/costas/temas/proteccion-medio-marino/estrategias-marinas/default.aspx

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Estudio de una solución para la reducción del rebase en el Dique Suroeste de la Dársena de Escombreras

Valdés, José M[aa]; Grassa, José M[ab]; Gutérrez-Serret, Ramón M[c]; Lozano, José[d]; Martín-Soldevilla, M[a] Jesús[e]; Aberturas, Paloma[f]; Jáuregui, Martín[g]

[a]Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPyC) CEDEX jose.m.valdes@cedex; [b]CEPyC CEDEX Jose.M.Grassa@cedex.es [c]CEPyC CEDEX ramon.m.gutierrez@cedex.es; [d]CEPyC CEDEX jose.lozano@cedex.es; [e]CEPyC CEDEX Maria.J.Martin@cedex.es; CEPyC CEDEX Paloma.Aberturas@cedex.es; [g]Autoridad Portuaria de Cartagena martinjp@apc.es

Resumen

La presente ponencia tiene como objetivo la presentación del estudio llevado a cabo en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX para la definición de una solución de mejora del comportamiento frente al rebase en un tramo del dique Suroeste del puerto de Cartagena, en el cual se vienen registrando eventos de rebase que afectan a la utilización del lado abrigado de dicho dique de abrigo. El estudio se ha basado en la realización de un análisis de oleaje a pie de obra, mediante la aplicación de un modelo numérico de propagación, así como de un modelo físico para la definición de una solución de actuación que permita reducir el grado de rebase hasta niveles admisibles en relación con el tipo de uso previsto en la zona portuaria protegida.

Palabras clave: *dique, Cartagena, rebase, modelo, físico, numérico, verificación.*

1. Introducción

El dique Suroeste del Puerto de Escombreras (Cartagena), de tipología vertical, se extiende según la alineación SE–NW, desde su arranque junto al islote de Escombreras hasta el morro, alcanzando una longitud de unos 1050 m.

Según información facilitada por la Autoridad Portuaria de Cartagena (APC), de un tiempo a esta parte, el lado abrigado de este dique está siendo cada vez más utilizado por barcos inactivos y/o en reparación, así como por diversos elementos flotantes como cajoneros, plataformas para trabajos offshore, etc., con el consiguiente incremento de la circulación por el mismo de personas y vehículos.

Se ha observado además que, desde la puesta en servicio del citado dique, en una cierta longitud del mismo, coincidente con su arranque (figura 1), se producen importantes rebases de oleaje durante la presentación de temporales de "lebeche" (SSW), los cuales no se producen en el resto del dique.

Al coincidir la zona donde se producen los rebases con la zona próxima al bajo de Escombreras, la Autoridad Portuaria de Cartagena consideró que la causa de los citados rebases podría ser debida a una importante sobreelevación de la altura de ola producida por la presencia de un bajo frente a dicha zona del dique.

Con este motivo, y con el fin de evitar posibles incidentes como los que se han producido y que han obligado a prohibir la circulación sobre el dique cuando existen previsiones de temporal, la Autoridad Portuaria de Cartagena encargó al CEDEX la realización de un estudio con el objetivo de disponer de la información necesaria para el diseño de una solución de actuación para la resolución del problema.

El estudio se llevó acabo en dos fases. En primer lugar se llevó a cabo un estudio de propagación de oleaje mediante modelo numérico, en el cual se definieron las condiciones de oleaje que producían los eventos de rebase. A partir d elos resultados del modelo numérico, se realizaron ensayos en modelo físico a escala reducida sobre diversas alternativas, las cuales se reprodujeron a escala 1/45 en un Tanque de Oleaje Multidireccional y se sometieron a condiciones de oleaje de características similares a las de los oleajes que alcanzan la zona de emplazamiento de la obra

La presente ponencia describe las características principales del estudio, en el cual se ha analizado principalmente el comportamiento frente al rebase de diferentes alternativas propuestas por la APC.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Planteamiento del estudio

Para la realización del estudio en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, se llevaron a cabo los siguientes trabajos:

1) Estudio en modelo numérico de Clima Marítimo y Propagación del Oleaje: el estudio en modelo numérico se llevó a cabo con el fin de obtener la siguiente información:
- Características del oleaje a pie de dique, mediante la realización de un estudio de propagación de oleaje de aguas profundas (SIMAR) a pie de dique.
- Delimitar las condiciones de oleaje que producen situaciones de rebase
- Delimitar la longitud de dique afectada: identificando el tramo de dique en el que se produce un incremento de la altura de ola

2) Ensayos en modelo físico tridimensional: el objetivo de los ensayos en modelo físico fue la verificación del comportamiento de una solución de actuación que permitiera reducir el rebase del oleaje hasta niveles admisibles.

   Los ensayos se llevaron a cabo en el Tanque de Oleaje Multidireccional del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, en el cual se reprodujo un tramo suficientemente representativo del dique objeto de estudio (unos 500 m desde el arranque), así como la configuración del fondo marino, incluyendo la zona del bajo y el islote de Escombreras. Dicho tramo se sometió a los oleajes definidos en el estudio de clima marítimo y propagación de oleaje y se analizó su comportamiento frente al rebase. Los ensayos se llevaron a cabo sobre el dique en su configuración actual, y sobre dos alternativas consistentes básicamente en elevar la cota de coronación del espaldón.

   A partir de los resultados de los ensayos, la Autoridad Portuaria de Cartagena definió la solución de actuación, realizándose sobre ésta ensayos de medida de esfuerzos y presiones con el fin de disponer de información para su dimensionamiento.

3. Descripción de la obra y localización de la zona afectada

En la figura 1 se muestra una vista aérea del Puerto en la que aparece señalada la ubicación y orientación del dique objeto de estudio.

La sección tipo del dique Suroeste es de tipología vertical y está constituida por un cajón de 24 m de manga y 29 m de puntal cimentado sobre una banqueta a la cota -28.0. Como superestructura, dispone de un espaldón retranqueado 3.0 m con respecto al paramento frontal del cajón, quedando en el abrigado por el espaldón una zona de unos 20 m de anchura para su utilización como espacio portuario. La banqueta de cimentación está constituida por un núcleo de material todo uno protegido con un manto de escollera de 1,50 t de peso medio, disponiéndose entre ambos una capa de filtro de escollera de 200 kg de peso. En la figura 2 se muestran las características de la sección tipo correspondiente a la situación actual.

En la figura 3, facilitada por la APC, se muestra una planta del dique en la que aparece señalada la zona en la que, tal como se ha expuesto en el apartado 1, se localizan los eventos de rebase que afectan al uso del lado abrigado. Frente a dicha zona puede apreciarse la presencia del bajo que afectaría al oleaje que se propaga hacia el dique, produciéndose un incremento significativo de la altura de ola incidente sobre el tramo, tal como se ha puesto de manifiesto en el modelo numérico de propagación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 1.- Ubicación del Dique Suroeste de la Dársena de Escombreras.

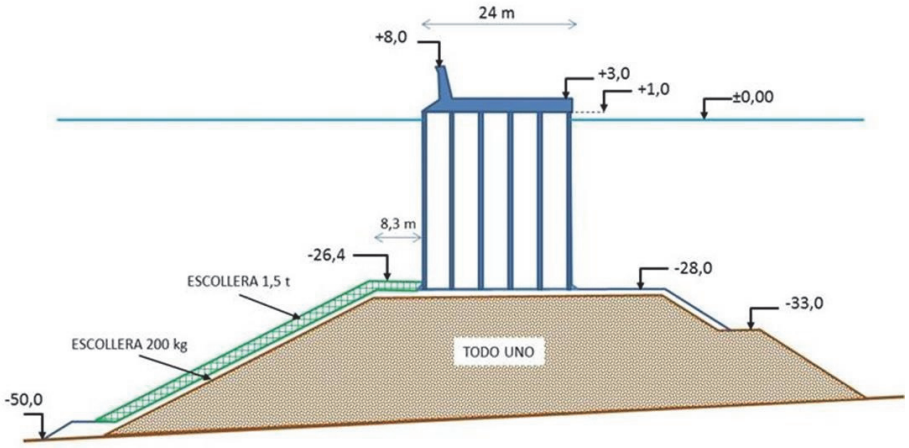


Figura 2.- Sección tipo del dique en la situación actual

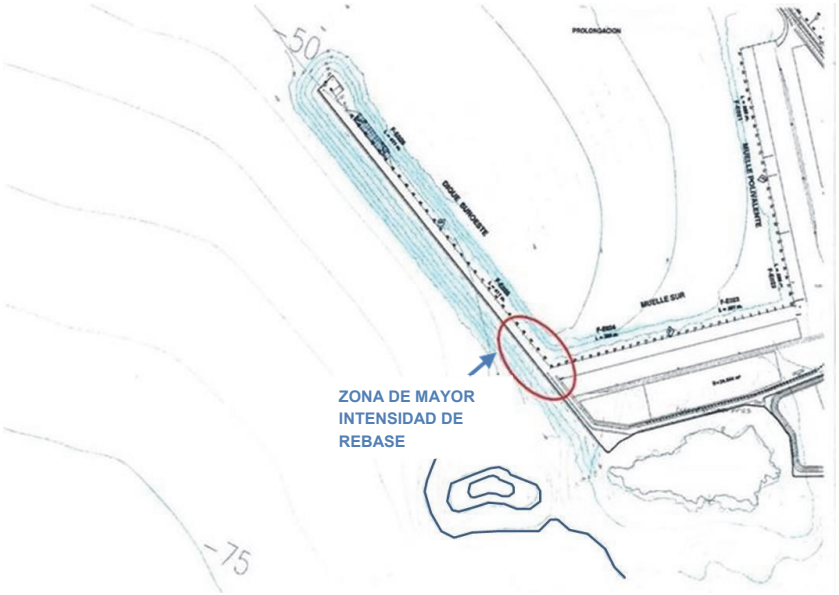


Figura 3.- Localización de la zona afectada por el rebase con vientos y mares del SW.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Estudio en modelo numérico

El estudio de propagación de oleaje se realizó mediante la aplicación del modelo numérico de propagación MDSL (modelo MilD SLope), que resuelve numéricamente la ecuación de la pendiente suave. Dicho modelo reproduce los procesos de refracción con fondo, y difracción y reflexión con fondo y obstáculos. Este modelo es un modelo lineal, por lo que no contempla el fenómeno de la rotura de las olas.

El objetivo del estudio en modelo numérico fue la delimitación del sector dominante de los oleajes que producen los rebases, así como la longitud de dique afectada. Se determinaron las condiciones de clima marítimo (oleaje y viento) que se presentan a lo largo de la traza del dique durante los temporales de procedencia SSW.

La fuente de información analizada ha sido el punto SIMAR 2072090, perteneciente al banco de datos de PdE, cuya situación se indica en la figura 4.

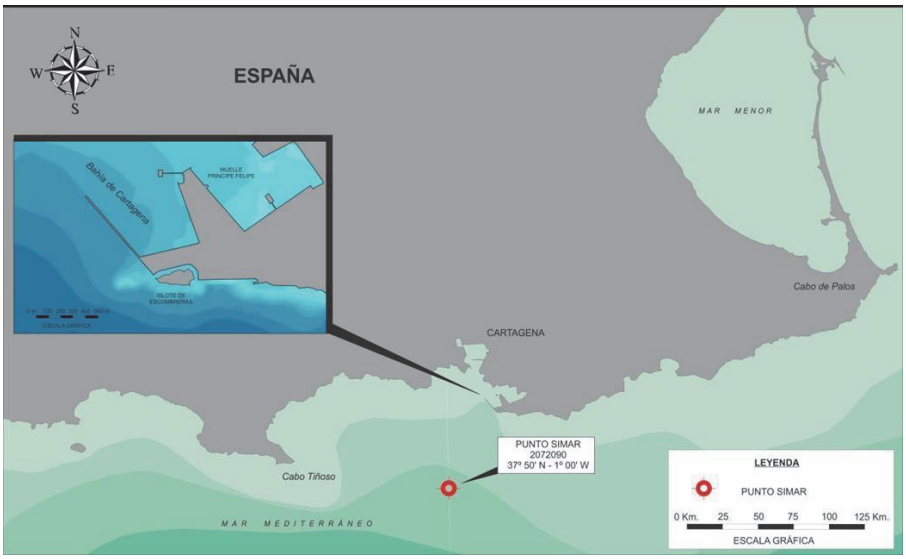


Figura 4.- Localización del punto de información considerado

Para la realización del estudio fue fundamental contar con la información facilitada por la APC en la que se recogían los eventos de rebase registrados como más desfavorables, en los cuales fue necesario proceder al cierre de las instalaciones anexas al dique de abrigo. En la tabla 1 se muestran la fecha de ocurrencia de los eventos de rebase, indicándose las características de los oleajes registrados en dichas fechas.

Tabla 1.- Eventos de rebase registrados

Año	Mes	Día	Hora	Dur [h]	H_{m0} [m]	T_p [s]	DirM [°]*	SECTOR	VelV [km/h]	DirV [°]*
2010	10	31	9	3	**3.6**	**7.7**	**220**	SW	59.4	229
2010	11	9	3	24	**4.3**	**10.9**	**222**	SW	55.8	249
2010	12	23	18	3	**3.1**	**12**	**227**	SW	48.6	272
2011	2	16	21	9	**3.5**	**7.7**	**221**	SW	59.8	233
2012	11	4	18	6	**3.2**	**7**	**221**	SW	59.8	225
2013	1	19	21	24	**5.4**	**10.4**	**217**	SW	54.4	243
2013	3	7	20	3	**3.1**	**7.1**	**220**	SW	53.6	230
2013	5	17	18	11	**4**	**8.5**	**217**	SW	57.2	224
2013	12	25	4	28	**4.4**	**8.2**	**220**	SW	68.4	225
2014	1	4	19	5	**4**	**8.6**	**214**	SW	45.7	243
2014	2	5	12	9	**3.8**	**8.4**	**216**	SW	57.2	234
2014	2	8	17	10	**3.7**	**8.5**	**215**	SW	50.0	227
2014	11	4	8	6	**4.7**	**8.6**	**214**	SW	67.0	224

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

A partir de dicha información, conocidas las fechas de presentación de dichos eventos, se determinaron las condiciones de clima marítimo existentes en aguas profundas durante los distintos incidentes de rebase y se analizaron de registros de oleaje correspondientes.

Mediante el estudio en modelo numérico se determinaron los oleajes del sector SW que alcanzan la zona de emplazamiento del dique y se analizó la influencia del bajo existente frente al dique. El estudio se realizó para diversas direcciones de oleaje SW, S-33.75º-W, SSW y S-11,25º-W) y periodos de pico (Tp = 7, 9, 11 y 13 s).

La aplicación del modelo numérico se llevó a cabo para oleaje con distinto grado de desarrollo:

- oleaje totalmente desarrollado o unidireccional (dispersión direccional nula)
- oleaje de viento con un elevado grado de desarrollo

Una vez obtenidas las características del oleaje a pie de obra, se calcularon los coeficientes de transformación a lo largo de toda la traza del dique de abrigo, determinándose el más desfavorable en toda su longitud.

Resultados del estudio en modelo numérico

Los resultados del estudio en modelo numérico permitieron obtener las siguientes conclusiones acerca del oleaje incidente sobre el dique, el cual se encuentra afectado por la presencia del bajo situado frente al tramo de arranque:

- Todos los oleajes registrados durante los episodios de rebase están asociados a temporales de procedencia SW (dirección media variable entre 214º y 227º), con alturas de ola H_{m0} superiores a 3.1 m y periodos de pico comprendidos entre 7 y 12 s.
- El tramo en el que se obtuvieron los valores del coeficiente de transformación más elevados, es decir, el tramo más afectado por el oleaje (ZONA AFECTADA), correspondía a los 400 m de dique más próximos al quiebro situado en el arranque de la alineación.
- En el resto de la alineación los valores de dicho coeficiente se mantuvieron próximos a la unidad, calificándose este tramo del dique como ZONA NO AFECTADA
- Para cada una de las zonas se obtuvieron los regímenes medios y de temporales o de valores extremos.

En la figura 5 se muestra la variación del coeficiente de transformación a lo largo de la traza del dique.

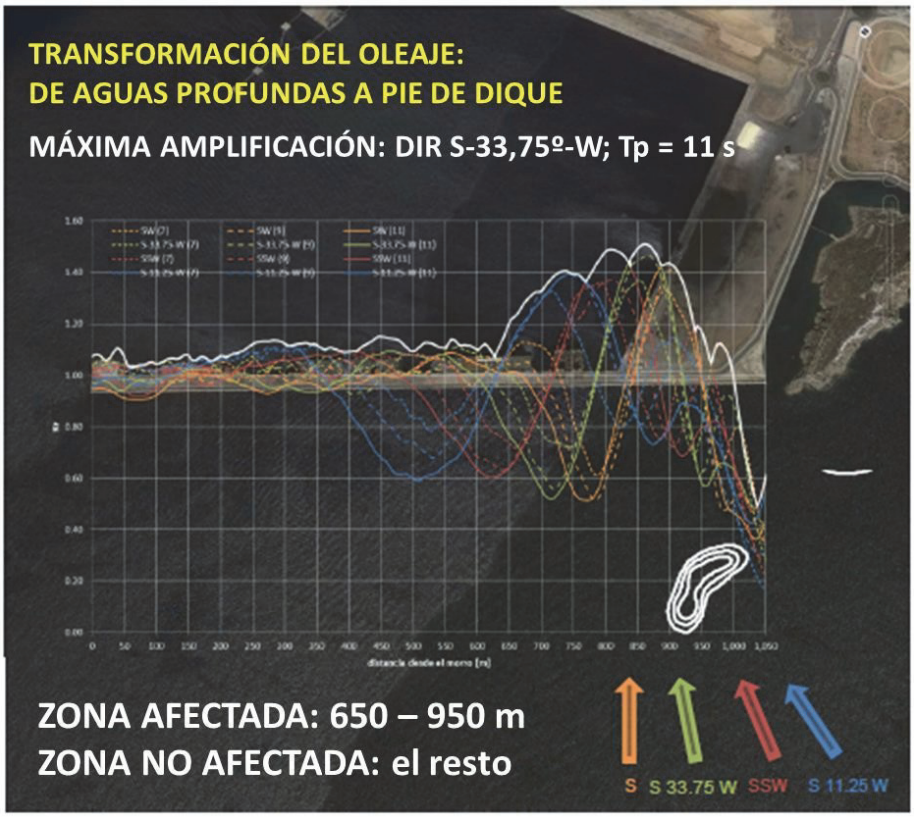


Figura 5. Resultados del estudio en modelo numérico

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la figura 5 puede apreciarse que es con los oleajes de direcciones SW y S-33.75º-W con los que obtienen mayores coeficientes de transformación, es decir mayor incremento de altura de ola, alcanzándose valores de dichos coeficientes en torno a 1,5. También puede observarse que el efecto del bajo se extiende sobre unos 400 m de dique medidos desde el arranque. En la tabla 2 se muestran los resultados de los coeficientes de transformación obtenidos para las diferentes condiciones de oleaje analizadas.

La localización y extensión de la zona afectada por el incremento de altura de ola incidente por efecto del bajo presenta un elevado grado de concordancia con la localización de las zonas en las que se han registrado los eventos de rebase.

Tabla 2.- Resultados del modelo numérico

		JONSWAP		JONSWAP + MGS	
		K_{max}	Dist [m]*	K_{max}	Dist [m]*
S – 11.25º - W	7	1.33	719	1.09	685
	9	**1.41**	**736**	1.11	763
	11	1.39	752	1.13	757
SSW	7	1.36	792	1.10	785
	9	1.37	808	1.11	746
	11	**1.49**	**808**	1.13	835
	13	**1.49**	**814**	---	---
S – 33.75º - W	7	1.37	855	1.10	838
	9	1.47	865	1.12	864
	11	**1.51**	**860**	1.15	869
	13	**1.51**	**865**	---	---
SW	7	1.33	894	1.08	876
	9	1.41	904	1.10	906
	11	1.43	899	1.12	876
	13	**1.50**	**899**	---	---

*Distancia al morro

Tomando, en términos conservadores, el coeficiente de transformación más adverso de valor K = 1.5 para los 400 m próximos al quiebro y afectados por el bajo, y otro de valor K = 1 para los 650 m restantes, se calcularon los regímenes medios y de temporales (o de valores extremos) correspondientes al oleaje que alcanza cada una de las dos zonas (figura 6).

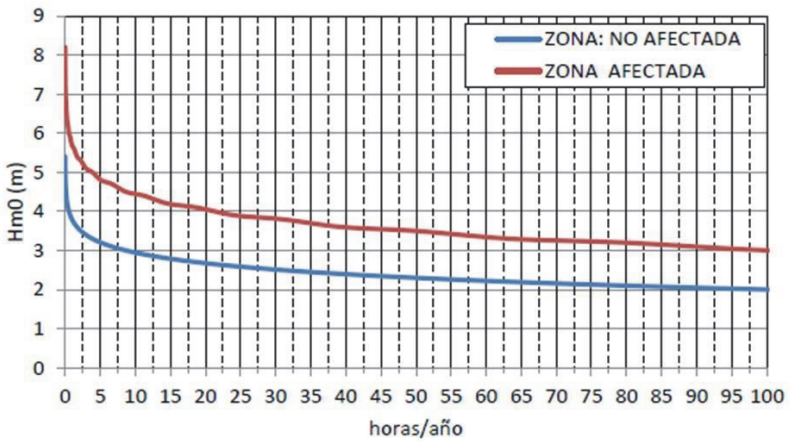


Figura 6.- Nº horas/año en que Hm0 excede cada valor en las ZONAS AFECTADA y NO AFECTADA

La figura 6 permite analizar el número de horas/año en que se supera cada valor de altura de ola incidente. Considerando la altura de ola H_{m0} incidente que produciría el inicio del rebase, la zona afectada presentaría un número de horas/año significativamente superior en las que se superaría dicho umbral en relación con la zona no afectada, lo que en definitiva supondría un nivel de operatividad claramente inferior en la zona afectada.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Estudio en modelo físico

5.1. Descripción de las alternativas objeto de ensayo en modelo físico

Con el fin de definir una solución de actuación que permitiera mejorar el comportamiento frente al rebase, la APC definió dos alternativas, las cuales consistían básicamente en aumentar la cota de coronación del espaldón con recrecimientos de 1 m (cota +9.0) y 2 m (cota +10.0). La verificación del grado de efectividad de dichas alternativas fue el objeto de los ensayos en modelo físico.

Además del análisis de las posibles soluciones de actuación, se consideró la necesidad de llevar a cabo ensayos sobre la configuración del dique con la configuración actual, con los siguientes objetivos:

1) Verificar el funcionamiento del modelo, comprobando que éste reproduce el comportamiento del prototipo según la información y datos disponibles (localización e intensidad de los rebases).
2) Comparación de los resultados del modelo físico con los obtenidos en el modelo numérico
3) Disponer de valores de referencia en el modelo con el fin de evaluar la efectividad de las soluciones ensayadas.

En la tabla 3 se muestran las características de las secciones tipo correspondientes a las configuraciones ensayadas.

Tabla 3.- Características de las configuraciones ensayadas

Nº	SECCIÓN TIPO	COTA DE ESPALDÓN	BOTAOLAS
1	SITUACIÓN ACTUAL	+8,0	SI
2	ESPALDÓN RECRECIDO	+9,0	NO
3	ESPALDÓN RECRECIDO	+10,0	NO
4	ESPALDÓN RECRECIDO	+10,0	SI

Características de los ensayos

En los siguientes puntos se describen las características de los ensayos realizados para la verificación del comportamiento frente al rebase del dique en su situación actual y para las alternativas propuestas por la APC:

Instalación de ensayo

Los ensayos se llevaron a cabo en el Tanque de Oleaje Multidireccional disponible en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

Oleajes de ensayo

Para la realización de los ensayos se adoptaron los mismos oleajes que los considerados en el estudio en modelo numérico, que como puede apreciarse corresponden a 4 direcciones de aproximación: SW (perpendicular al dique), S-33,75º-W, SSW y S-11,25-W. Para cada dirección de oleaje se consideraron varios periodos de pico, y con cada periodo varias series temporales de altura de ola significante Hs entre los 5 y los 8 m. En la tabla 4se muestran las características de los oleajes de ensayo considerados.

Tabla 4.- Condiciones de oleaje en el ensayo de rebases

DIRECCIÓN	ENSAYO DE REBASES	
	PERIODO DE PICO Tp	ALTURAS DE OLA SIGNIFICANTE
SW	Tp = 7, 9, 11 s	Hs = 2.5 a 6 m
S-33.75º-W	Tp = 7, 9, 11 s	Hs = 2.5 a 6 m
SSW	Tp = 7, 9, 11 s	Hs = 2.5 a 6 m
S-11.25º-W	Tp = 7, 9, 11 s	Hs = 2.5 a 6 m

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escala del modelo

Los ensayos en modelo físico a escala reducida se llevaron a cabo a la escala 1/45. Dicha escala se adoptó a partir de las dimensiones del modelo en el interior del Tanque de Oleaje Multidireccional, así como de la capacidad de la paleta generadora para generar los oleajes previstos y para el rango de medida de la instrumentación utilizada.

En relación con los efectos de escala cabe decir que, teniendo en cuenta que se trata de una estructura de tipo vertical impermeable, la escala 1/45 es suficientemente grande para poder considerar que los efectos de escala asociados a las fuerzas de elasticidad, viscosidad y tensión superficial son poco significativos, de manera que los efectos asociados al fenómeno del rebase se encuentran reproducidos con un grado de fiabilidad aceptable.

Nivel de agua

Los ensayos se realizaron para el nivel de agua correspondiente a la PMVE, al ser ésta la situación más desfavorable para el fenómeno del rebase.

5.2. Construcción del modelo

La posición y orientación del tramo de dique objeto de ensayo en el Tanque de Oleaje Multidireccional se estableció teniendo en cuenta los siguientes condicionantes:

- Longitud del tramo de dique objeto de ensayo
- Direcciones de oleaje de ensayo
- Capacidad direccional del generador de oleaje
- Control de las reflexiones sobre el modelo: oleaje reflejado sobre el dique vertical proyectado hacia las paredes laterales absorbentes

En la figura 7 se muestra un esquema de la planta del Tanque de Oleaje Multidireccional en la que se ha representado la posición del tramo de dique reproducido. La longitud de dique reproducida en el modelo (11,4 m, equivalentes a 513 m en prototipo) está condicionada por las dimensiones del tanque y por la escala geométrica, la cual se ha adoptado con el criterio de tratar de conseguir el mayor tamaño posible del modelo para minimizar los efectos de escala. Dicha limitación del tamaño hace que para la escala 1/45 no sea posible reproducir el tramo de dique en su totalidad (1053 m de longitud en la realidad equivalen a 23 m de dique a escala 1/45 en el modelo), por lo que reprodujo un tramo de dique de una longitud de dique suficientemente representativa para los objetivos del estudio. En la figura 7 se muestra un croquis de la disposición del modelo en el tanque de ensayos.

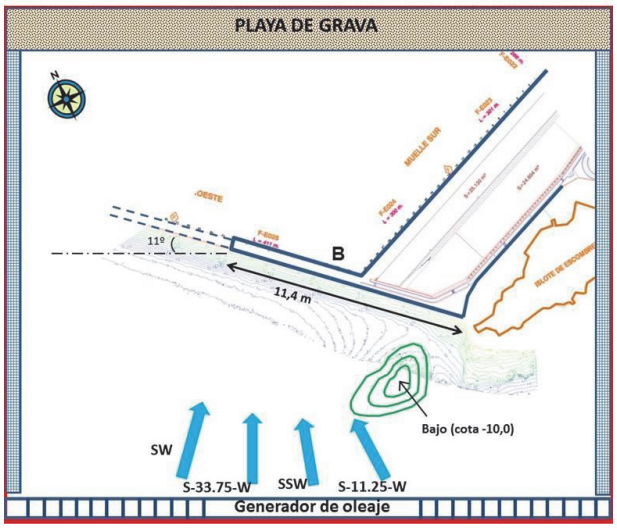


Figura 7.- Disposición del modelo en el tanque de ensayos

La posición centrada en el tanque y suficientemente alejada de la paleta generadora permite asegurar una correcta alimentación del oleaje sobre el tramo de dique reproducido para las diferentes direcciones de oleaje previstas, evitando que el modelo se encuentre en zonas de pérdida de energía. La orientación con respecto al frente de generación se ha establecido para reducir en lo posible el efecto de las reflexiones de oleaje antes comentado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Entre la paleta generadora de oleaje y el tramo de dique objeto de estudio se ha reproducido la batimetría del fondo en una extensión suficiente para garantizar el desarrollo del oleaje en varias longitudes de onda. La batimetría reproducida se extiende desde la batimétrica -55.0, reproduciéndose desde ésta hacia el dique. Como ya se ha explicado anteriormente, cabe destacar la presencia de un bajo frente al dique que alcanza la cota -10.0, el cual afecta a la propagación del oleaje y a la incidencia sobre la obra.

De esta forma, el modelo tridimensional tiene en cuenta los efectos de refracción y *shoaling* debidos a la configuración del fondo, reproduciéndose correctamente la propagación del oleaje así como la forma con la que éste incide sobre la obra.

5.3. Resultados de los ensayos

5.4.1. Medidas de oleaje

Con el fin de controlar las características de oleaje en el modelo, se dispusieron sondas de medida de olaje en la zona de generación y frente a la traza del dique. De esta forma se obtuvo, al igual que en el modelo numérico, la distribución de alturas de ola a lo largo de la traza del dique con el fin de analizar el tramo afectado por la existencia del bajo. Los puntos de medida de oleaje se muestran en el croquis de la figura 8.

Las medidas de oleaje se llevaron a cabo sin el dique construido en el modelo, aunque sí con la batimetría existente entre la zona de generación (paleta) y la zona de emplazamiento del dique, incluyendo el bajo y el islote de Escombreras, con el fin de reproducir el efecto de estos elementos en la propagación del oleaje.



Figura 8.- Puntos de medida de oleaje en la alineación del dique

Los resultados del análisis de oleaje se recogen en la tabla 5 mediante los coeficientes de transformación K1, K2 y K3 que expresan la relación entre la altura de ola a pie de dique y la altura de ola en la zona de generación (sonda 0), correspondientes a cada uno de los puntos 1, 2 y 3.

Tabla 5.- Medidas de oleaje

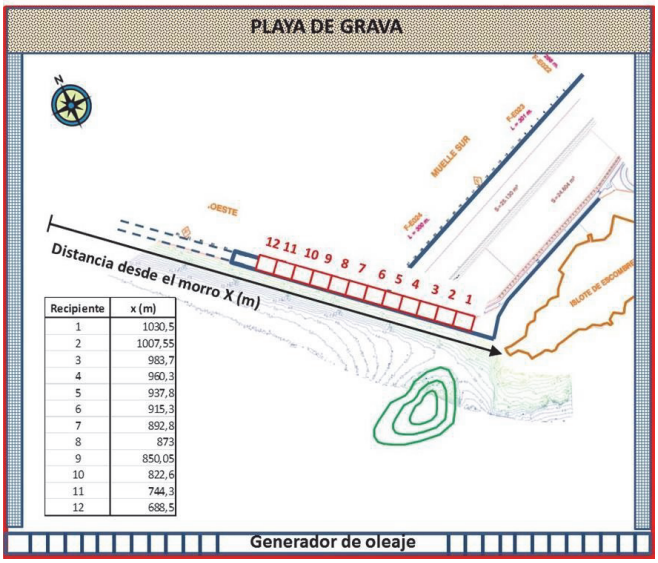
Tp (s)	SW			S-33,75º-W			SSW			S-11,25º-W		
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3
7	1,10	0,96	0,97	1,17	0,94	0,96	0,89	1,07	0,84	-	-	-
9	1,20	0,83	1,12	1,23	0,98	0,98	1,02	1,18	0,77	-	-	-
11	1,27	0,76	1,17	1,30	1,01	0,83	1,13	1,25	0,74	0,63	1,40	1,07
13	1,09	0,82	1,06	1,19	0,95	0,71	1,08	1,05	0,78	0,75	1,15	0,97

Como puede apreciarse, los máximos coeficientes de transformación se presentan con los oleajes de direcciones SW y S-33.75-W y principalmente en el punto 1, mostrando una concordancia aceptable con los resultados del modelo numérico de propagación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.4.2. Análisis de la distribución del rebase a lo largo de la traza del dique

Con el fin de analizar la distribución del rebase a lo largo de la traza del dique se dispuso una batería de recipientes en la forma que se muestra en el croquis de la figura 9.



Recipiente	x (m)
1	1030,5
2	1007,55
3	983,7
4	960,3
5	937,8
6	915,3
7	892,8
8	873
9	850,05
10	822,6
11	744,3
12	688,5

Figura 9.- Medida de la distribución del rebase sobre la alineación del dique

Con esta disposición se localizaron las zonas de mayor concentración e intensidad de rebase. Para cada serie de oleaje generada, correspondiente a cada estado de mar (dirección, periodo, altura de ola), se midieron los volúmenes de agua recogidos en cada recipiente y se determinaron las tasas medias de rebase ***q*** correspondientes, obtenidas como volumen de agua recogido por unidad de longitud de dique (según longitud de recipiente) y por unidad de tiempo (segú duración del registro de oleaje generado).

Las medidas se llevaron a cabo en primer lugar para la configuración actual del dique, comparándose los resultados con los datos obtenidos de la realidad según los eventos registrados. En el gráfico de la figura 10 se muestran los resultados (tasa media de rebase) obtenido en la situación actual para el caso que resultó más desfavorable, correspondiente a la dirección SW y periodo de pico Tp = 11 s con varias alturas de ola significante.

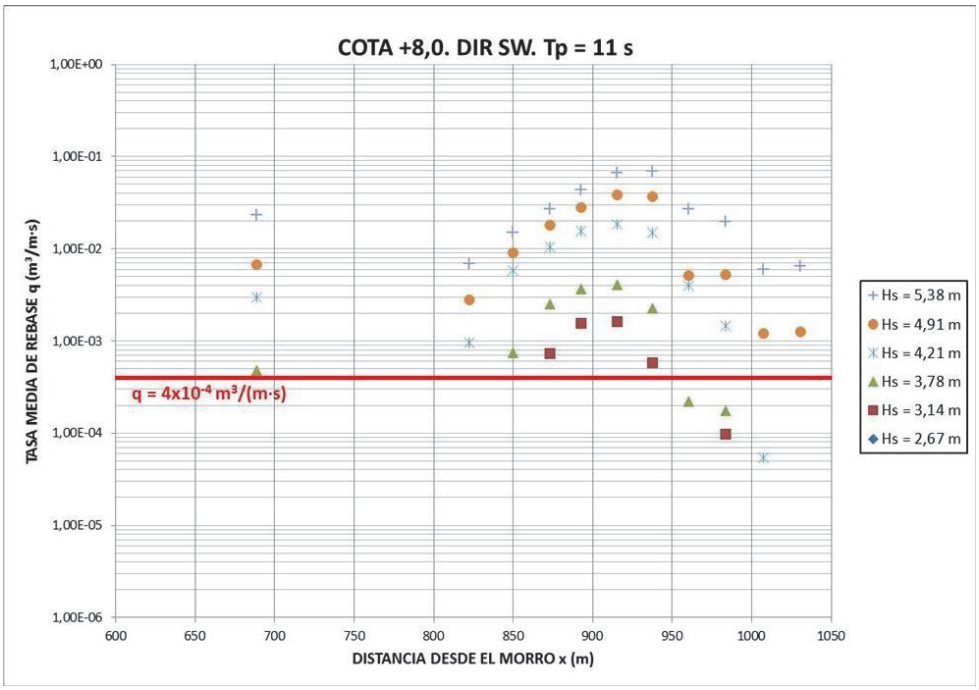


Figura 10.- Distribución del rebase en la situación actual según el modelo. Oleaje dir. SW. Tp = 11 s.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como puede apreciarse, los mayores rebases se localizan en un tramo situado en torno a 900 – 950 m de distancia con respecto al morro, ajustándose de forma bastante aceptable a la localización de los eventos sucedidos en la realidad y a los resultados del modelo numérico.

En el gráfico se ha señalado mediante una línea de color rojo, a modo de referencia, el valor $q = 4 \cdot 10^{-4}$ $m^3/(m \cdot s)$ que corresponde al valor propuesto por la publicación EurOtop 2007 para los casos de protección de instalaciones y equipamientos situados en el lado abrigado. Dicha situación puede identificarse con el tipo de utilización previsto en el caso del dique Suroeste objeto del presente estudio. La adopción de este valor de referencia tiene como objetivo evaluar el comportamiento del dique así como el diseño de las alternativas de mejora.

Para comprobar cómo afectan las condiciones de oleaje (dirección, periodo) a la intensidad del rebase, se analizaron los valores máximos de la tasa media de rebase con cada una de las condiciones de oleaje. Dichos valores máximos corresponden a los obtenidos en los tramos (recipientes) en los que se han de medido los mayores volúmenes de agua de rebase. En el gráfico de la figura 11 se muestran los resultados obtenidos con las diferentes condiciones de oleaje.

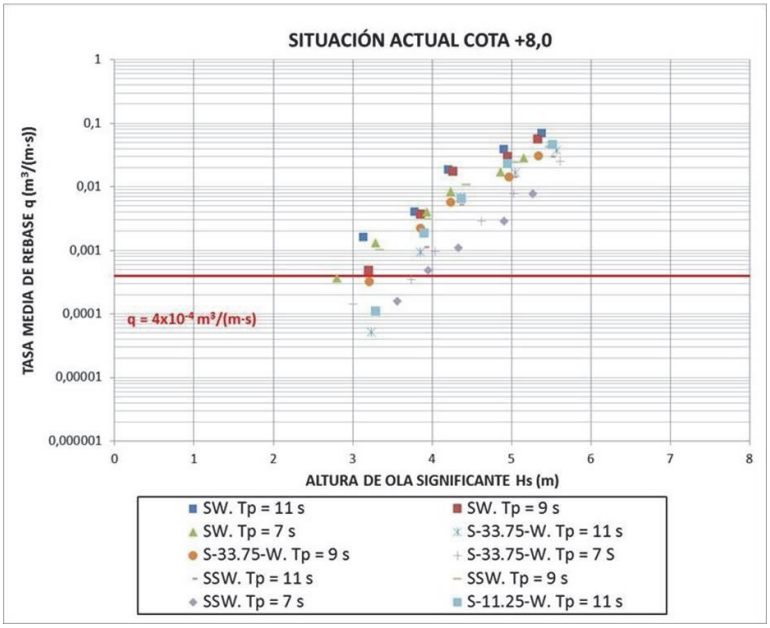


Figura 11.- Tasas de rebase máximas en la situación actual.

5.4.3. Ensayos sobre las alternativas de actuación propuestas

Aplicando la misma metodología de ensayo, se determinaron los volúmenes y tasas de rebase sobre el dique con cada una de las dos alternativas definidas por la Autoridad Portuaria de Cartagena (cota +9.0, cota +10.0), obteniéndose igualmente las tasas medias de rebase correspondientes a cada uno de los recipientes, y al igual que en el caso de la situación actual, se localizaron los tramos (recipientes) de mayor tasa media de rebase.

Posteriormente, se compararon los resultados obtenidos en dichas alternativas con la situación actual, con el fin de evaluar el grado de efectividad con respecto a la situación actual. En la figura 12 se muestran los resultados para los casos de los oleajes de direcciones SW y S-33.75º-W, que resultaron ser más desfavorables, en ambos cos con periodo de pico Tp = 11 s. En los gráficos se pueden comparar los valores de la tasa máxima de rebase producida sobre el dique en función de la altura de ola significante para cada una de las tres configuraciones (actual y dos alternativas).

Como puede apreciarse, el incremento de la cota de coronación produce, como era de esperar, una reducción de la tasa de rebase. Con el recrecido del espaldón se consigue aumentar la altura de ola significante de inicio del rebase hasta alturas de ola significante en torno a Hs = 4.0 m para las diferentes direcciones y periodos de ensayo. En esta situación de inicio de rebase la tasa de rebase obtenida se sitúa en torno a los 10^{-3} $m^3/(m \cdot s)$ en los tramos de mayor intensidad, valor inferior a la tasa obtenida en el inicio del rebase con la situación actual ($2 \cdot 10^{-3}$ $m^3/(m \cdot s)$), considerando además que ésta tenía lugar con Hs = 3.0 m.

Este resultado permitió a la APC disponer de información para la definición de la solución más adecuada a los requerimientos funcionales del dique.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

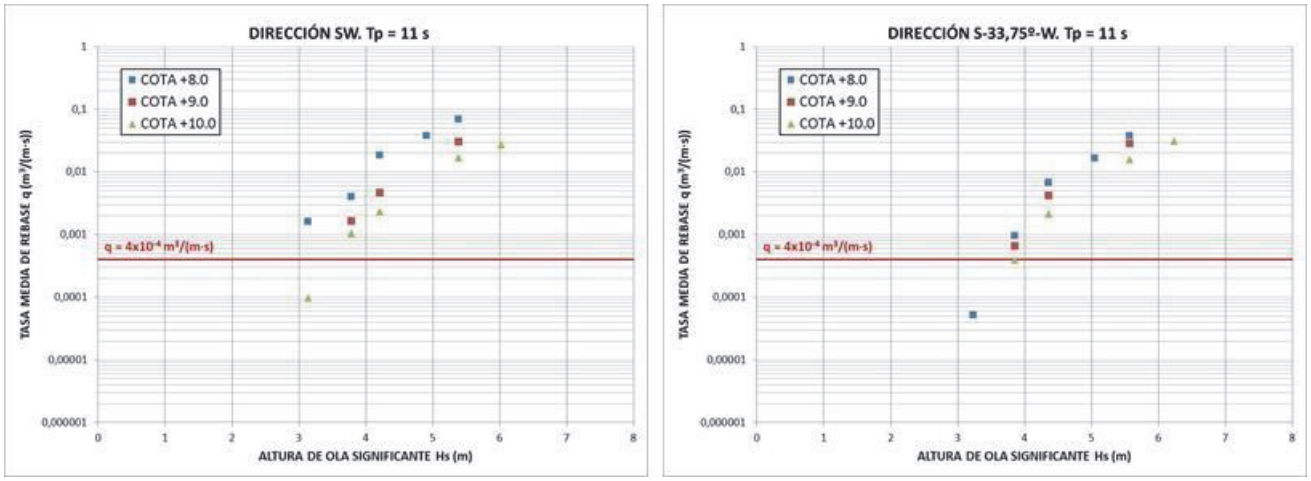


Figura 12.- Tasa máxima de rebase. Oleaje de direcciones SW y S-33.75º-W. Tp = 11 s

En los ensayos de las alternativas de recrecimiento de la cota del espaldón, éste se reprodujo sin botaolas con el fin de centrar el diseño en la definición de la cota. Sin embargo, con el fin de analizar la efectividad de este elemento y comprobar el grado de mejora añadido al incremento de la cota, se llevaron a cabo ensayos sobre la alternativa a la cota +10.0 disponiendo un botaolas en el espaldón.

Los resultados obtenidos en este ensayo con botaolas se muestran en el gráfico de la figura 13 para los oleajes de direcciones más desfavorables, comparándolos con el espaldón sin botaolas. En ambos casos puede apreciarse que este elemento es más efectivo para la reducción de los rebases cuando éstos son de menor intensidad.

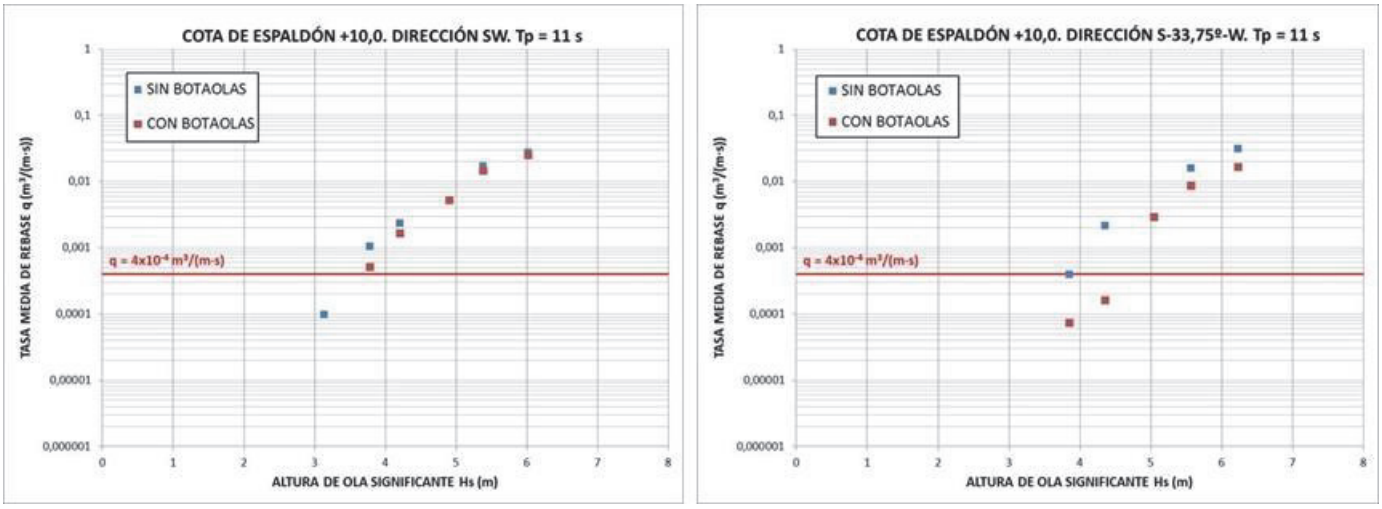


Figura 13.- Efectividad del botaolas

6. Conclusiones

Teniendo en cuenta los resultados del estudio pueden extraerse las siguientes conclusiones:

1) Se ha puesto de manifiesto un elevado grado de concordancia del modelo con el comportamiento frente al rebase en prototipo, así como con los resultados del modelo numérico aplicado.
2) La realización de estudios previos en modelo numérico potencia la fiabilidad del modelo físico para abordar el diseño de una actuación de este tipo cuyo objetivo es la mejora de las condiciones de rebase.
3) El modelo físico permite la posibilidad de analizar el diseño de elementos estructurales de difícil reproducción en modelo numérico, como es el caso del botaolas.

Referencias

CEDEX (2016). *Ensayo en modelo físico tridimensional sobre una solución para la reducción de los rebases en el Dique Suroeste de la Dársena de Escombreras (Puerto de Cartagena).* Informe CEDEX. 2016.

EurOtop (2016). *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*. Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B., www.overtopping-manual.com.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Validación experimental de la red neuronal de CLASH para diques rebasables a rotura por fondo

Argente, Gloria[a]; Herrera, María Piedad[b]; Gómez-Martín, María Esther[c] y Medina, Josep Ramon[d]
[a]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, gloargar@upv.es, [b]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, mahergam@upv.es, [c]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, mgomar00@upv.es, [d]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, jrmedina@upv.es.

Resumen

Los diques en talud con rebase relevante en condiciones de rotura por fondo no están bien estudiados en la literatura científica. La mayoría de reglas de diseño están basadas en experimentos físicos a escala reducida sin rotura por fondo y cotas de coronación muy elevadas o diques de baja cota de coronación. Sin embargo, los rompeolas a rotura por fondo total o parcial y rebase relevante con cota de coronación intermedia tienen una importancia creciente debido al cambio climático y las demandas sociales para reducir el impacto visual de las estructuras costeras. A partir de una selección de ensayos de la base de datos de CLASH, se ha analizado el ajuste de la red neuronal de CLASH (CLNN) en función de la rotura del oleaje por fondo. Para completar los datos disponibles se han realizado nuevos ensayos 2D a escala reducida validando la CLNN para diques rebasables a rotura por fondo.

Palabras clave: *diques en talud, cota de coronación, rotura del oleaje, Redes Neuronales, Rebase, oleaje limitado por fondo.*

1. Introducción

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de un dique en talud es determinar su cota de coronación, por su repercusión sobre el coste, el rebase, el riesgo asumido y las condiciones estéticas de la estructura. En la actualidad hay crecientes presiones económicas y sociales por la sostenibilidad de las redes de transporte, la reducción del consumo de materiales y la disminución del impacto visual de las estructuras marítimas. En este contexto, es importante optimizar racionalmente las protecciones costeras y los diques en talud, sobre todo en un escenario donde el cambio climático tiende a elevar el nivel medio del mar (NMM) reduciendo el francobordo de las estructuras ya existentes y aumentando el riesgo asociado al rebase y los daños de diques situados en zonas de poca profundidad (oleaje limitado por el fondo).

Debido a la complejidad del fenómeno de rebase, durante décadas se han realizado multitud de estudios experimentales con diferentes modelos a escala reducida en todo el mundo (ver EurOtop II, 2016). En la mayoría de casos, el oleaje considerado en los ensayos no tenía limitación de fondo (H_s<0.4h), a pesar de que en la realidad es habitual la construcción de diques y protecciones costeras en zonas con rotura por fondo total o parcial. El principal motivo por el cual se realizan ensayos físicos sin limitación de fondo es la simplicidad de estos ensayos para medir cómodamente en laboratorio las oscilaciones de la superficie libre del agua mediante sensores (acústicos, capacitivos, etc.) y su posterior fiabilidad en la separación del oleaje incidente y reflejado.

Además, la mayor parte de los ensayos de rebase existente se centran en modelos de diques de coronación elevada y caudales de rebases pequeños o en diques sumergidos y de baja cota coronación. Sin embargo, las demandas ambientales y sociales actuales tienden a reducir al máximo el francobordo (R_c) de las estructuras en zonas urbanas y turísticas, provocando que cada vez existan más diques con cota de coronación intermedia (0.5<R_c/H_s<1.0), caudal de rebase relevante y consecuentemente mayores riesgos de fallo asociado a este fenómeno.

Dentro del conocimiento actual sobre estabilidad hidráulica y rebase, los diques con cota de coronación media y rebase relevante se encuentran poco estudiados, especialmente en condiciones de rotura por fondo del oleaje. Con el objetivo de mejorar esta zona de diseño, este estudio se centra en el análisis del rebase de diques en talud convencionales (ver Fig. 1) con cotas de coronación media (0.5<R_c/H_s<1.0) y oleaje limitado por el fondo (H_s>0.4h).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

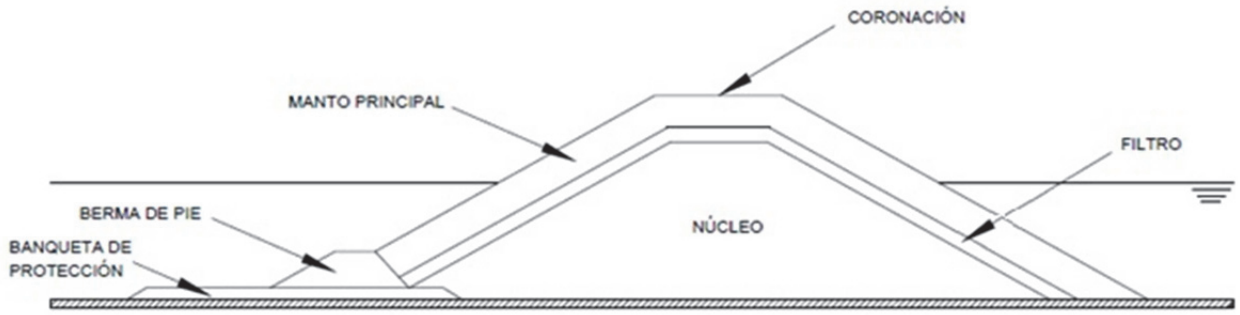


Fig. 1. Sección tipo de un dique en talud convencional sin espaldón.

Una de las herramientas más utilizadas para analizar el rebase es la red neuronal CLNN del proyecto europeo CLASH. En CLASH (2001-2003) se creó una gran base de datos con 10,532 ensayos de rebase, tanto en prototipo como en modelos a escala en laboratorio, procedentes de diferentes partes del mundo (ver Van der Meer et al., 2009 y Verhaeghe et al., 2003). Cada uno de los ensayos cuenta con 17 parámetros estructurales que esquematizan la sección utilizada, 11 parámetros hidráulicos que definen las características del oleaje y el volumen de rebase registrado, q ($m^3/s/m$). Además, para tener en cuenta la gran variabilidad de los ensayos, fueron incluidos los factores RF (*Reliability Factor)* y CF *(Complexity Factor*). RF (1≤RF≤4) tiene en cuenta la calidad o fiabilidad de las condiciones de realización del ensayo, mientras que CF (1≤CF≤4) valora la complejidad de la sección ensayada. A partir de la base de datos de CLASH, Van Gent et al. (2007) desarrollaron la red neuronal de CLASH (CLNN), un predictor de rebase muy potente a partir de las 15 variables de entrada mostradas en la Fig. 2.

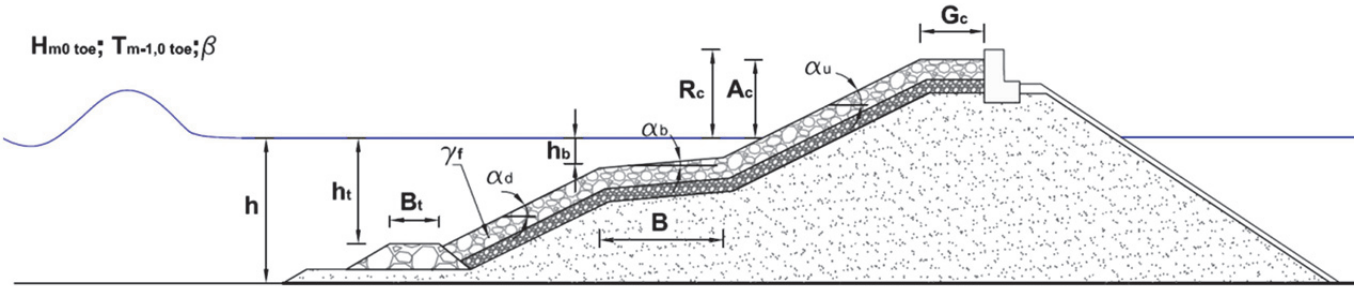


Fig. 2. Variables de entrada (inputs) de la CLNN.

Tres de los inputs de entrada se corresponden con parámetros hidráulicos: $H_{m0\ toe} = 4(m_0)^{0.5}$ la altura de ola significante a pie de la estructura, $T_{m-1,0\ toe}$ el periodo de la ola del análisis espectral en el pie de la estructura y β el ángulo de incidencia del oleaje. Por otro lado, la estructura queda definida con R_c cota de coronación total, A_c cota de coronación del manto principal, G_c ancho de la coronación, $\cot\alpha_d$ pendiente de la estructura por debajo de la berma intermedia, $\cot\alpha_u$ pendiente de la estructura por encima de la berma intermedia, B ancho de la berma intermedia, $\cot\alpha_b$ pendiente de la berma intermedia, h_b profundidad de agua encima de la berma intermedia, h profundidad de agua enfrente de la estructura, h_t profundidad del agua encima de la berma de pie, B_t ancho de la berma de pie y γ_f factor de rugosidad del manto principal.

Gracias al gran número de variables geométricas existentes en esta base de datos, es posible representar todo tipo de estructuras diferentes, desde diques verticales a diques en talud con secciones muy complejas. Por este motivo y debido a la fiabilidad internacional con la que cuenta el proyecto CLASH, se ha utilizado esta base de datos para extraer una selección de ensayos de rebase que cumplen las condiciones fijadas en el estudio y poder realizar un primer análisis del comportamiento frente al rebase de estas estructuras mediante la CLNN.

Del total de ensayos seleccionados en este primer análisis se observa que únicamente un 25% de ellos cumplen la condición de rotura por fondo del oleaje. Por este motivo, y con el objetivo de ampliar los ensayos disponibles con las condiciones de este estudio, se han desarrollado nuevos ensayos físicos de rebase en el canal de ensayos del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2. Metodología experimental

La base de datos del proyecto CLASH proporciona una colección de más de 10,000 ensayos de rebase a escala de modelo y de prototipo de una amplia variedad de estructuras marítimas distintas analizadas en todo el mundo. Para caracterizar en cada uno de los ensayos la tipología de estructura ensayada y las condiciones del oleaje, un total de 30 variables fueron recogidas en la base de datos. En este estudio, se han fijado varias condiciones para seleccionar únicamente aquellos ensayos que cumplen las condiciones de dique en talud con sección convencional sin espaldón y cotas de coronación reducida. Se han limitado los valores de los siguientes parámetros: $\beta=0$, $B=h_b=0$; $\cot\alpha_d=\cot\alpha_u$, $1.2<\cot\alpha<4$, $A_c=R_c$ y $G_c/H_{mo\ toe}\geq 1$. Para aumentar la fiabilidad de los ensayos seleccionados se han tomado aquellos con rebase significativo, ($Q=\frac{q}{\sqrt{g*K_{m0\ toe}^3}}\leq 10^{-6}$) y origen conocido. Además, se han limitado los factores de fiabilidad y complejidad: RF≤3 y CF≤2. Un total de 554 ensayos se encuentran dentro de los límites fijados y han sido seleccionados de la base de datos de CLASH para analizar el rebase en diques en talud convencionales. La siguiente tabla muestra el rango que presentan las principales variables adimensionales para estudiar el rebase en los ensayos que han sido seleccionados.

	Mínimo	**Máximo**
$R_c / H_{m0\ toe}$	0.6	2.0
$H_{m0\ toe} / h$	0.1	0.6
$G_c / H_{m0\ toe}$	1	3.7

Tabla 1. Valores mínimos y máximos de las principales variables adimensionales de los ensayos seleccionados de CLASH.

Tras analizar estos datos, se ha observado que solo el 25% de los ensayos se encuentran en condiciones de rotura por el fondo ($H_s>0.4h$). Dado que uno de los objetivos del estudio es analizar el comportamiento del rebase en condiciones de oleaje limitado por el fondo, se ha decidido ampliar la base de datos disponible con nuevos ensayos físicos 2D realizados en el canal de oleaje y viento del LPC-UPV (30.0x1.2x1.2m). El canal cuenta con un sistema de generación de oleaje en uno de sus extremos y con una pendiente del 2% en el fondo sobre la que se ubica el modelo (ver Fig. 3.).

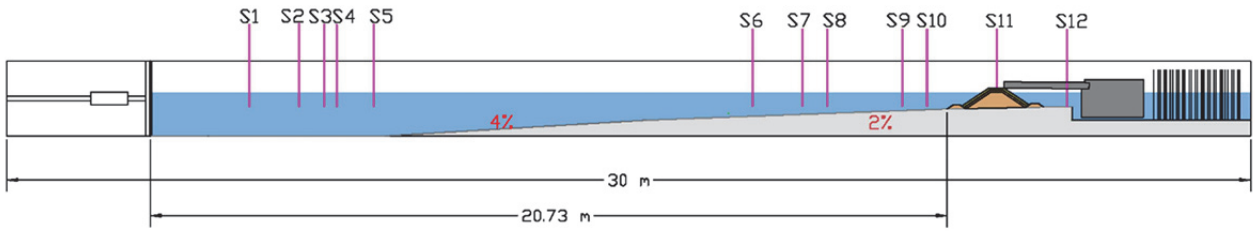


Fig. 3. Sección longitudinal del canal de oleaje del LPC-UPV.

A lo largo del canal se han situado 12 sensores de nivel capacitivos, 5 de ellos en la zona de generación de oleaje, 5 en la zona cercana al modelo, uno en la coronación de la estructura y un sensor para controlar el nivel de agua en el trasdós de la estructura. Para registrar el caudal de rebase se dispone de una canaleta de metacrilato de 5 cm de ancho sobre la coronación del modelo que conduce el agua que sobrepasa la estructura hasta un equipo de recogida y pesaje.

El modelo estudiado (ver Fig. 4.) representa una tipología de dique en talud convencional ($\cot\alpha=3/2$) rebasable, sin berma intermedia, sin espaldón y un manto principal de Cubípodos monocapa con diámetro nominal, D_n[cm]=3.8.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

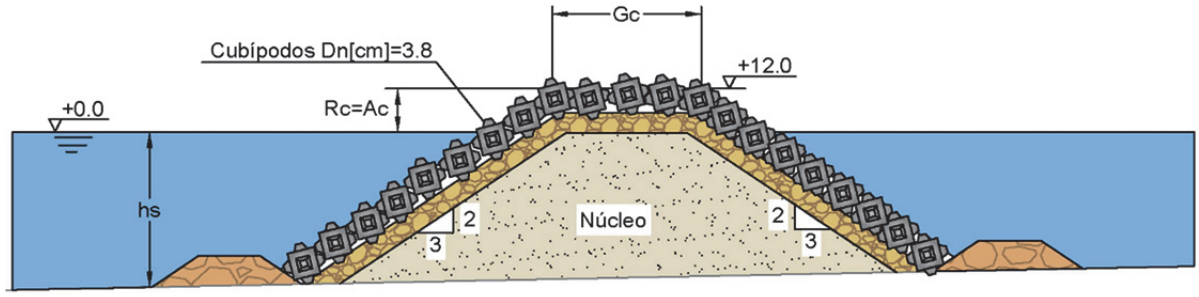


Fig. 4. Sección tipo del modelo ensayado en el canal de oleaje del LPC-UPV (cotas en cm).

Se han realizado ensayos irregulares con espectro tipo JONSWAP (γ=3.3) y 1,000 olas de duración, con dos profundidades diferentes a pie de dique ($h=h_s$[cm]=20 y 25) manteniendo en cada ensayo el número de Iribarren constante (Ir=3 y 5). En cada una de las tandas, la altura de ola, H_s, se incrementó en escalones de 1 cm dentro del rango $8 \leq H_s \leq 24$ hasta llegar el inicio de destrucción del manto principal o alcanzar la rotura del oleaje en la zona de generación, mientras que el periodo varía en el rango $1.02 \leq T_p \geq 2.68$. En la siguiente tabla se recogen los valores máximos y mínimos de las principales variables adimensionales analizadas.

	Mínimo	**Máximo**
$R_c / H_{m0\ toe}$	0.4	2.3
$H_{m0\ toe} / h$	0.2	0.7
$G_c / H_{m0\ toe}$	1.5	4.6

Tabla 2. Valores mínimos y máximos de las principales variables adimensionales de los ensayos realizados en el LPC-UPV.

En esta segunda fase, se realizaron un total de 60 ensayos ampliando el rango de la variable fundamental $R_c/H_{m0\ toe}$, para estudiar el rebase en estructuras de cota de coronación media. Además, el 75% de los ensayos cumple que $H_{m0,toe}>0.4h$ por lo que existe rotura del oleaje por fondo. En estos casos, la separación del oleaje incidente y reflejado mediante los métodos habituales no es válida, por tanto, para estimar la altura de ola incidente a pie de dique se han realizado previamente los mismos ensayos sin estructura en el canal (ver Herrera, 2016). En los ensayos realizados sin estructura, el oleaje registrado se corresponde con el oleaje incidente gracias al sistema de disipación de energía ubicado al final del canal. Por el contrario, en los ensayos con modelo se ha separado el oleaje incidente y reflejado en la zona de generación, donde no existe rotura del oleaje, empleando el método LASA-V (ver Figueres y Medina, 2004), capaz de separar oleaje no estacionario y con ondas no lineales (tipo Stokes V).

3. Análisis y resultados

3.1. Estimación altura de ola a pie de dique en condiciones de rotura por fondo

Dada la dificultad de estimar la altura de ola a pie de dique cuando el oleaje se encuentra limitado por el fondo, se ha empleado el modelo numérico SwanOne (Verhagen et al., 2008) para estimar el oleaje incidente en la zona de modelo y validar los resultados experimentales obtenidos en los ensayos sin estructura. Para comparar la bondad del ajuste, se utiliza el error cuadrático medio relativo (rMSE) y el coeficiente de correlación (r) según las expresiones:

$$\mathrm{rMSE} = \frac{\mathrm{MSE}}{\mathrm{Var}} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{N} \frac{(o_i - e_i)^2}{\mathrm{Var}\ (o_i)} \qquad (1)$$

$$r = \sum_{i=1}^{N} \frac{(o_i - \bar{o})(e_i - \bar{e})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} (o_i - \bar{o})^2 \sum_{i=1}^{N} (e_i - \bar{e})^2}} \qquad (2)$$

donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la varianza del valor observado de la variable, N es el número de datos, o_i es el valor observado de la variable, e_i es el valor estimado de la variable, $\bar{o}$ es la media de los valores observados y $\bar{e}$ es la media de los valores estimados. $0 \leq \mathrm{rMSE} \leq 1$ estima el porcentaje de varianza no explicada por el modelo y $0 \leq r \leq 1$ mide el grado de correlación entre variables. Cuanto menor es el valor de rMSE y mayor el de r, mejor es el estimador.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

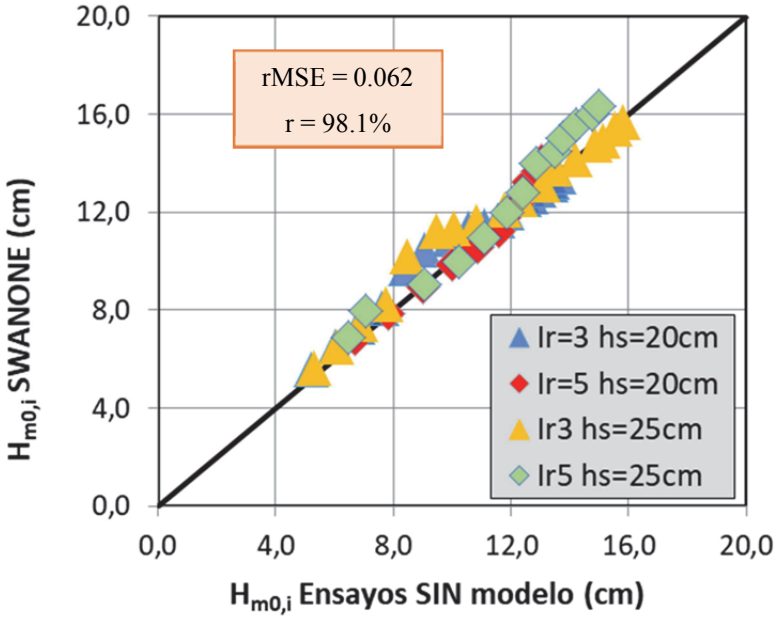


Fig. 5. Comparación H_{m0} incidente registrada en los ensayos sin estructura y estimada por SwanOne.

La Figura 5 muestra la comparación entre los valores de H_{m0} incidente estimados por SwanOne en la zona de modelo (sensores S9 y S10) y los valores registrados en los ensayos sin estructura realizados en el LPC-UPV. El rMSE obtenido muestra que sólo tenemos un 6.2% de varianza no explicada, por lo que existe un elevado grado de ajuste entre los resultados de oleaje medidos en el laboratorio y las estimaciones proporcionadas por el SwanOne.

3.2. Validación de la CLNN

Separando los 554 ensayos seleccionados de la base de datos de CLASH de este artículo, en función de la rotura o no del oleaje, se ha comprobado el ajuste que presenta la CLNN en la estimación del rebase. La Figura 6 muestra el ajuste de ambos grupos de datos, siendo el rMSE de los ensayos sin rotura del 18.2%, mientras que en aquellos donde si existe rotura del oleaje el rMSE es del 56.4%. Esta gran diferencia es debido a que para el caso en el que se centra el estudio, el 75% de los ensayos utilizados para entrenar la CLNN no contaban con limitación del oleaje por el fondo.

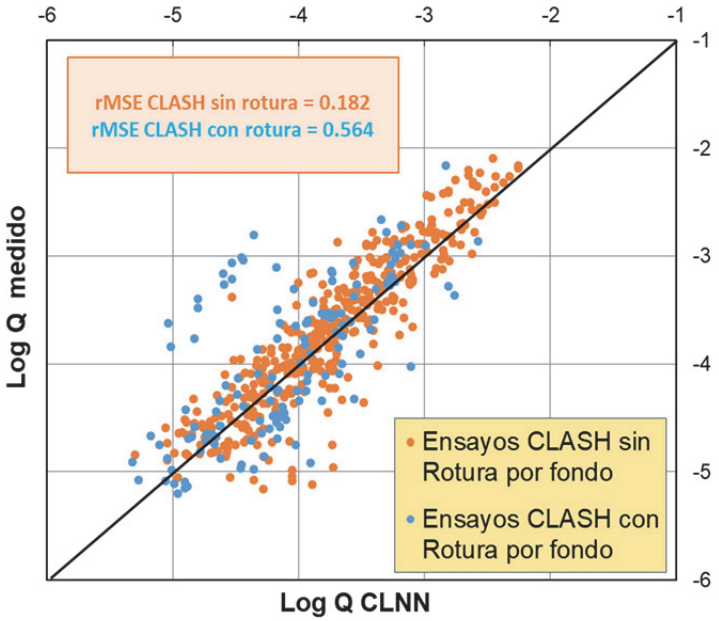


Fig. 6. Comparación ajuste de la CLNN de los ensayos seleccionados de CLASH con y sin rotura por fondo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Por otro lado, se ha comprobado el ajuste de la CLNN para el conjunto total de datos seleccionados de la base de datos de CLASH y los ensayos del LPC-UPV. Los resultados se muestran en la Figura 7, donde se observa una mejora significativa en el ajuste de los nuevos ensayos de rebase realizados en el LPC-UPV con un rMSE de 18.9% respecto al 27.1% obtenido para el conjunto de ensayos previamente seleccionados y empleados para entrenar la CLNN.

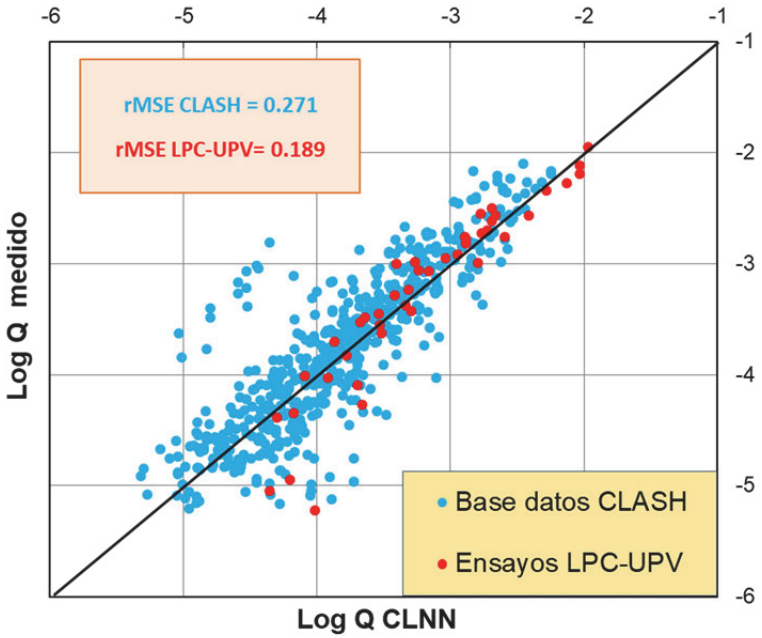


Fig. 7. Ajuste de la CLNN para los ensayos seleccionados de CLASH y los ensayos LPC-UPV.

4. Conclusiones

El cambio climático y las demandas sociales para disminuir los impactos económicos y sociales derivados de grandes estructuras marítimas, suponen un reto técnico al reducir al máximo posible el francobordo de los diques en talud o defensas longitudinales. Esta tendencia conduce a mayores riesgos asociados a la estabilidad de la estructura frente al fenómeno del rebase. Por este motivo, este estudio se centra en analizar los diques en talud rebasables con sección convencional y cotas de coronación reducidas ($0.5<R_c/H_s<1.0$). Además, dado que en la realidad existen muchos diques ubicados en zonas donde el oleaje está limitado por fondo ($H_s>0.4h$), se han analizado estas estructuras bajo el fenómeno de rotura.

A partir de la base de datos de CLASH se han seleccionado 554 ensayos que cumplen con las condiciones fijadas en el estudio. Sin embargo, únicamente el 25% de los ensayos disponibles cumplen la condición de rotura por fondo por lo que el ajuste que presenta la CLNN para estos ensayos es mucho menor (rMSE=56.4%) que el ajuste de los ensayos sin rotura por fondo (rMSE=18.2%).

Para poder completar la información disponible, se ha ampliado el número de datos, realizando nuevos ensayos 2D en el canal de oleaje del LPC-UPV sobre un modelo rebasable de Cubípodos monocapa sin espaldón. El 75% de los ensayos se ha realizado en condiciones de oleaje limitado por fondo, por lo que para estimar la altura de ola incidente a pie de dique se han empleado los registros de oleaje de los ensayos realizados sin estructura. Esta estimación de H_{m0} incidente ha sido validada mediante el modelo numérico SwanOne con un ajuste del rMSE=6.2%. Por último, se ha comprobado el ajuste de la CLNN para el conjunto total de ensayos disponibles en este trabajo. Los resultados muestran un mejor ajuste de la CLNN para los ensayos realizados en el LPC-UPV (rMSE=18.9%), validando la fiabilidad de la CLNN para todo tipo de estructuras, incluidos los diques den talud con cotas de coronación reducidas y limitación del oleaje por el fondo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad y del FEDER (BIA2015-70436-R).

Referencias

EurOtop II (2016). *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application.* Van Der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. And Zanuttigh, B. <http://www.overtopping-manual.com> [Consulta: 29 Enero 2017].

FIGUERES, M., y MEDINA, J.R. (2004). "Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model". *Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Enigneering*, World Scientific, pp. 594-603.

HERRERA, M.P. (2016) *Mound Breakwater Design in Depth-limited Breaking Waves Conditions.* Tesis doctoral. Valencia: Universitat Politècnica de València, < http://hdl.handle.net/10251/82553 > [Consulta: 20 Junio 2017]

VAN DER MEER, J.W., VERHAEGHE, H., Y STEENDAM, G.J. (2009). "The new wave overtopping database for coastal structures" en *Coastal Engineering*, 56 (2), 108-120.

VAN DER MEER, J.W., ALLSOP, N.W.H., BRUCE, T., DE ROUCK, J., KORTENHAUS, A., PULLEN, T., SCHÜTTRUMPF, H. TROCH, P. Y ZANUTTIGH, B. (2016). *EurOtop II - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*. <http://www.overtopping-manual.com> [Consulta: 29 Enero 2017]

VAN GENT, M.R.A., VAN DEN BOOGAARD, H.F.P., POZUETA, B. Y MEDINA, J.R. (2007). "Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures" en *Coastal Engineering*, 54 (8), 586–593.

VERHAEGHE, H., VAN DER MEER, J.W., STEENDAM, G.-J., BESLEY, P., FRANCO, L. AND. VAN GENT, M.R.A. (2003). "Wave overtopping database as the starting point for a neural network prediction method" en *Proceedings of Coastal Structures* 2003, Portland.

VERHAGEN, H.J., VAN VLEDDER, G. Y ESLAMI ARAB, S. (2008). "A practical method for design of coastal structures in shallow water" en *Proceedings of the 31st International Conference on Coastal Engineering*, Hamburgo (Alemania), ASCE, 2912-2922.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

El factor de rugosidad en la estimación del rebase

Medina, Josep Ramon[a] y Molines, Jorge[b]
[a]*Universitat Politècnica de València, ETSI Caminos, Canales y Puertos, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, jrmedina@upv.es,*
[b]*Universidad Politécnica de Cartagena, ETSI Caminos, Canales y Puertos y Minas, Paseo Alfonso XIII 52, 30203 Cartagena (Murcia), jormollo@upv.es.*

Resumen

El rebase sobre las obras de abrigo es un factor clave en el diseño, costes de la construcción, impacto ambiental y la operatividad portuaria. El rebase sobre los diques en talud depende de muchas variables estructurales y ambientales. Este artículo se centra en el factor de rugosidad (γ_f) utilizado en la mayoría de estimadores de rebase y asociado al número de capas, colocación y tipo de pieza utilizada en el manto principal. En la actualidad se utilizan listas de γ_f publicadas por diferentes autores que no siempre proporcionan el mismo γ_f para el mismo tipo de manto; este artículo proporciona una metodología objetiva para calcular la γ_f adecuada para un tipo específico de manto, dependiente del estimador de rebase y la base de datos experimental disponible. Con la misma base experimental, si la fórmula para estimar rebase cambia, la γ_f puede cambiar significativamente. Las listas genéricas de γ_f publicadas hay que tomarlas con cautela ya que, en general, no están asociadas a una fórmula de rebase específica; se recomienda elaborar listas específicas de γ_{f10}, γ_{f50} y γ_{f90} para cada estimador de rebase que se publique.

Palabras clave: *Factor de rugosidad, diques en talud, rebase, remonte, muestreo con reemplazo, manto principal, CLASH.*

1. Introducción

El caudal de rebase sobre las obras de abrigo suele ser un factor clave en el diseño de la coronación de los diques, además de tener un efecto considerable sobre el coste de construcción, el impacto ambiental y la operatividad portuaria. El rebase de un dique en talud depende de varios parámetros y variables estructurales y ambientales. Este artículo se centra en el estudio del factor de rugosidad (γ_f), que se utiliza en todos los estimadores de rebase, asociado al número de capas, colocación y tipo de pieza utilizada en el manto principal.

Durante las últimas cuatro décadas, el factor de rugosidad se ha utilizado como parámetro caracterizador del remonte y rebase de diferentes tipos de piezas en el manto principal. La idea original era que γ_f=1.0 correspondiera al talud liso y un γ_f<1.0 se asignara a taludes con mantos más rugosos y porosos que reducen el remonte y rebase respecto del talud liso impermeable; un γ_f=0.40 indicaría que el remonte es el 40% del que correspondería al talud liso impermable.

Después del francobordo (R_c) y de la altura de ola significante incidente (H_{m0}), el factor de rugosidad (γ_f) es el parámetro más utilizado para estimar el rebase de diques rompeolas. Hace ya más de dos décadas, Van der Meer and Janssen (1994) propusieron la Ec. (1) para estimar el rebase de diques:

$$Q_{VMJ} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = A_1 \cdot \exp\left(- A_2 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f} \right) \qquad (1)$$

donde A_1=0.2, A_2=2.6 y q=caudal de rebase. La inmensa mayoría de las fórmulas publicadas para estimar el rebase de diques en talud incluyen el γ_f asociado al tipo de manto. Por ejemplo, la red neuronal de CLASH (http://nn-overtopping.deltares.nl/) tiene una entrada para γ_f que se tomaba de la lista de Coeveld et al. (2005) y desde octubre de 2016 se toma de la lista de Molines y Medina (2015) obtenidas con una metodología similar a la propuesta en este estudio.

En la actualidad se utilizan listas de γ_f publicadas por diferentes autores que no siempre proporcionan el mismo γ_f para el mismo tipo de manto; por ejemplo, el γ_f propuesto para un manto bicapa de escollera es γ_f =0.50 y 0.40 según Coeveld et

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

al. (2005) y EurOtop (2007), respectivamente. El estudio descrito en este artículo se centra en una metodología de carácter general para determinar el γ_f apropiado para cada estimador de rebase considerado.

2. Estimadores de rebase para diques en talud

Existen muchas formulas empíricas y algunas redes neuronales para estimar el rebase de diques. El estimador más general y contrastado es la red neuronal de CLASH (CLNN en este artículo), descrita por Van Gent et al. (2007), que puede obtenerse libremente de la dirección web http://nn-overtopping.deltares.nl/. La red neuronal de CLASH utiliza tres variables de entrada para carsacterizar el oleaje incidente a pie de dique (H_{m0}, $T_{-1,0}$ y β=dirección) y doce para describir la estructura (francobordo, profundidad, etc.). la Fig. 1 muestra la sección parametrizada de CLASH

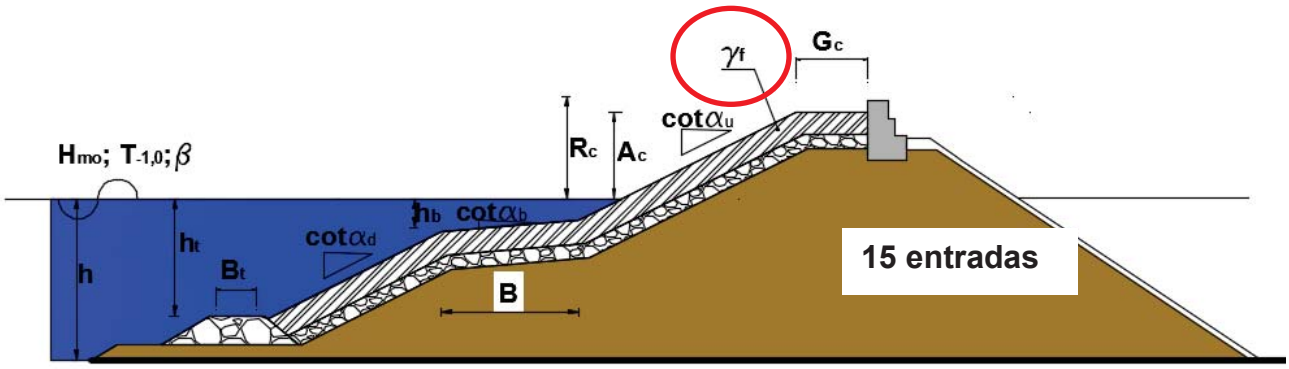


Fig. 1. Sección de CLASH con 15 entradas para la CLNN.

El estimador CLNN perimte calcular caudales de rebase medio y bandas de confianza para todo tipo de diques; suele proporcionar buenos resultados pero al precio de utilizar una "caja negra" que no permite visualizar fácilmente las relaciones causa-efecto entre las 15 entradas y la salida (el caudal medio de rebase). CLNN es en realidad una familia de 500 redes neuronales que realizan 500 estimaciones al entrenar con reemplazo la base de datos de CLASH (10.532 ensayos de gran variedad de tipologías y laboratorios) para definir las bandas de confianza de las estimaciones de rebase.

Hasta 2016, CLNN utilizaba la tabla de factores de rugosidad (γ_f) propuesta por Coevel et al. (2005), ligeramente diferente a la de Pearson et al. (2004) obtenida durante el Proyecto CLASH. Posteriormente Bruce et al. (2006), EurOtop (2007), Bruce et al. (2009) y otros autores han propuesto cambios en la lista de γ_f e intervalos de confianza en algunos casos. La Tabla 1 muestra diversas listas de factores de rugosidad (γ_f) propuestas por diferentes autores para diferentes fórmulas con núcleo permeable.

Aunque el factor de rugosidad se suele asociar a un tipo de manto (nº de capas, tipo de pieza, forma de colocación, etc.), la realidad muestra grandes diferencias incluso para mantos muy parecidos. Por ejemplo, el manto bicapa de Cubos Antifer o BCRs tiene valores de γ_f en el intervalo $0.47 \le \gamma_f \le 0.65$ (ver Tabla 1). Estas discrepancias entre γ_f de diferentes autores son un indicador claro de que el factor de rugosidad no solo depende del tipo de manto sino también de la fórmula o estimador de rebase que se esté utilizando. Esto es cierto para todo tipo de estimadores de rebase, para los empíricos de pocas variables explicativas y para los neuronales de muchas; en todos los estimadores de rebase se tendrá un parámetro γ_f que tendrá que explicar todo aquello que el resto de variables no pueden explicar (rugosidad y porosidad del manto, porosidad de filtros y núcleo, etc.).

Las formulaciones empíricas para estimar el rebase son más sencillas y claras pero van a tener limitado el uso a tipologías específicas; este artículo se centra en los diques rompeolas convencionales. Además de la sencilla Ec. (1) con solo una variable explicativa adimensional (R_c/H_{m0}) y el factor de rugosidad (γ_f), EurOtop (2007) propone utilizar la Ec. (1) con los γ_f de Bruce et al. (2006) y corregir la estimación con la Ec. 2 propuesta por Besley (1999) para coronaciones anchas $G_c > 3D_n$, donde $B_1 = 3.06$, $B_2 = 1.5$ y Cr=1.0 si $G_c/H_{m0} < 0.75$.

$$Q_{EurOtop} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = Cr \cdot Q_{VMJ} \qquad (2a)$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

$$Cr = \min\left[1.0; B_1 \cdot \exp\left(-B_2 \cdot \frac{G_c}{H_{m0}}\right)\right] \qquad (2b)$$

La Ec. (1) tiene dos parámetros (A_1=0.2, A_2=2.6) y el rango de aplicación es $1.0<\cot\alpha<4.0$, $0.5<R_c/H_{m0}<3.5$ y $Ir_p = T_p/\cot\alpha[2\pi H_{m0}/g]^{0.5}>2$.

Para mantos bicapa de Cubos y mantos monocapa y bicapa de Cubípodos, Smolka et al. (2009) propuso la siguiente fórmula de cuatro parámetros (C_1=0.2, C_2=0.53, C_3=3.27 y C_4=2.16) y tres variables adimensionales (Irp, A_c/R_c y R_c/H_{m0}), además del factor de rugosidad (γ_f). El rango de aplicación es $\cot\alpha$=1.5, $2.7< Ir_p <7.0$ y $1.30<R_c/H_{m0}<2.80$, con $0.70<A_c/R_c<1.00$, $0.40<A_c/R_c<0.65$ y $0.58<A_c/R_c<0.80$ para cubos bicapa, Cubípodos monocapa y Cubípodos bicapa, respectivamente.

$$Q_{SZM} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = C_1 \cdot \exp\left(C_2 \cdot Irp - C_3 \cdot \frac{A_c}{R_c} - C_4 \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f}\right) \qquad (3)$$

Tipo de manto 2L=bicapa 1L=monocapa	"Packing density" (Φ)	Owen (1980)	Hebsgaard et al. (1998)	Coeveld et al. (2005)	Pearson et al. (2004) Bruce et al. (2006) EurOtop (2007)	Smolka et al. (2009)	Bruce et al. (2009)
Talud liso	-	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00
Rock (2L)	1.38	0.50-0.60	0.55	0.50	0.40	-	0.40
Cube (2L, aleatorio)	1.17	-	-	0.50	0.47	0.50	0.47
Cube (2L, plano)	1.17	-	-	-	0.47	-	0.47
Cube (1L, plano)	0.70	-	-	-	0.50	-	0.49
Antifer (2L)	1.17	-	0.65	0.50	0.47	-	0.50
Haro^{R} (2L)	-	-	-	0.47	0.47	-	0.47
Tetrapod (2L)	1.04	-	-	0.40	0.38	-	0.38
Accropode ^{TM} (1L)	0.62	-	0.55	0.44	0.46	-	0.46
Core-Loc^{TM} (1L)	0.56	-	-	0.47	0.44	-	0.44
Xbloc^{R} (1L)	0.58	-	-	0.49	0.45	-	0.44
Dolos (2L)	-	-	0.45	0.43	-	-	-
Cubipod^{R} (2L)	1.18	-	-	-	-	0.44	-
Cubipod^{R} (1L)	0.61	-	-	-	-	0.46	-

Tabla 1. Factores de rugosidad (γ_f) propuestos en la literatura. Fuente: Molines y Medina (2015).

3. Ensayos de diques en talud convencionales en la basae de datos de CLASH

Este artículo analiza los ensayos 2D de diques rompeolas convencionales con espaldón; dos variables de entrada para caracterizar el oleaje incidente a pie de dique (H_{m0} y $T_{-1,0}$) y ocho para describir la estructura (francobordo, profundidad,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

etc.). La Fig. 2 muestra la sección tipo con los parámetros correspondientes de la Fig. 1. En este caso, la comparación de resultados se realiza con un subgrupo de 1.183 ensayos de CLASH (11.2%), de la máxima fiabilidad, con el filtro propuesto por Molines y Medina (2015): β=0, $\cot\alpha_d$=$\cot\alpha_u$=$\cot\alpha$, 1.19 ≤ $\cot\alpha$ ≤ 4, B=0, $\tan\alpha_b$=0, h_b=0, RF≤2, CF=1, sin rotura por fondo (1.8 H_{m0toe}<$0.8h$ y/o Ir_p= T_p/$\cot\alpha$[2πH_{m0}/g]$^{0.5}$ >2) y Q≥10^{-6}.

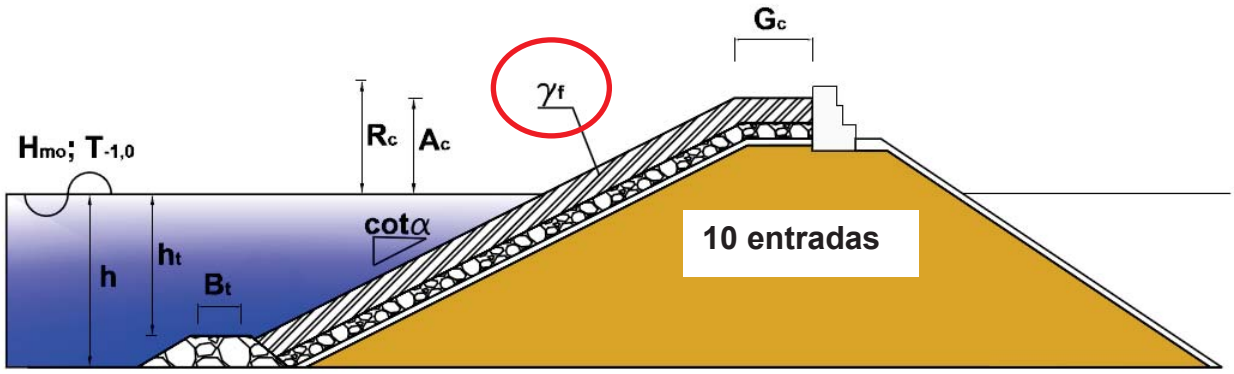


Fig. 2. Sección de dique convencional con 10 entradas para la CLNN.

De acuerdo con Molines y Medina (2015), dado un determinado dique y un estimador de rebase (fórmula, red neuronal, etc.), el factor de rugosidad (γ_f) es el parámetro que toma en consideración la influencia de todas las variables estructurales que no están explícitamente definidas en el estimador de rebase. Por ejemplo, el espesor del manto, la colocación y geometría de las piezas del manto, la permeabilidad de filtros y núcleo, la anchura de coronación, etc., no están incluidos explícitamente en la Ec. (1); por consiguiente, están implícitamente considerados en el parámetro γ_f de la Ec (1).

Aunque no se pueda asociar exclusivamente al tipo de pieza del manto, el parámetro γ_f sigue siendo un parámetro muy conveniente para mejorar las estimaciones de rebase. Resulta evidente que los γ_f deben calibrarse (optimización) para cada estimador de rebase y datos experimentales disponibles, mientras que las listas genéricas de γ_f deben tomarse con cautela.

4. Determinación del factor de rugosidad óptimo

Para un estimador de rebase y datos experimentales dados, el error cuadrático medio relativo (0%≤rMSE≤100%) se puede utilizar para medir la bondad del ajuste entre observaciones experimentales y estimaciones de rebase. El γ_f óptimo será aquel que minimice el rMSE para el estimador y datos que se tengan. La Ec. (4) describe el rMSE

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{\sum_{i=1}^{N} WF_i \left(\log Qe_i - \log Qo_i\right)^2}{\left(\sum_{i=1}^{N} WF_i\right) \cdot Var} \qquad (4)$$

donde Q= caudal medio adimensional de rebase, MSE= error cuadrático medio de log Q observado, Var= varianza de log Q observada, WF= 9 (RF=1) o 6 (RF=2) es el factor de ponderación de fiabilidad (ver Van Gent et al., 2007) y los subídices "e" y "o" se refieren a valores estimados y medidos, respectivamente.

Para medir la incertidumbre en la estimación del γ_f óptimo, Molines y Medina (2015) utilizan una técnica de muestreo con reemplazo ("bootstrapping") similar a la utilizada para definir CLNN (ver Van Gent et al., 2007). En este estudio, se tomaron mil muestras con reemplazo de cada estimador de rebase. Dado el carácter aleatorio del muestreo con reemplazo, el γ_f óptimo (rMSE mínimo) difiere ligeramente de una muestra a otra. Si la base experimental aumenta con más ensayos fiables, el rango de variabilidad del γ_f óptimo se reduce. La Fig. 3 muestra tres de esas muestras correspondientes a CLNN

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

y los datos de CLASH correspondientes a mantos bicapa convencionales de cubos; en este caso, el γ_f óptimo resulta 0.53 en dos muestras y 0.52 en una muestra.

De los mil valores de γ_f óptimo, se pueden obtener los percentiles que darán una descripción del mejor γ_f a utilizar con ese estimador de rebase; la variabilidad intrínseca de ese γ_f que nos indica los cambios que pueden ocurrir en el futuro si se dispone de más ensayos experimentales fiables. La Fig. 5 muestra el histograma de de frecuencias, caracterizado por los percentiles 10%, 50% y 90% (γ_{f10}, γ_{f50} y γ_{f90}) que proporcionan un factor de rugosidad razonable (γ_{f50}) para utilizar en el estimador de rebase y su rango de variabilidad (γ_{f10}, γ_{f90}), asociados al estimador específico de rebase y la base experimental utilizada. Con la misma base experimental, si el estimador de rebase cambia, la γ_f puede cambiar significativamente. Por ejemplo, utilizando la base de datos de CLASH, el manto bicapa convencional de cubos tiene γ_{f50}= 0.53, 0.45 y 0.53 para CLNN, Ec. [1] y Ec. 2, respectivamente.

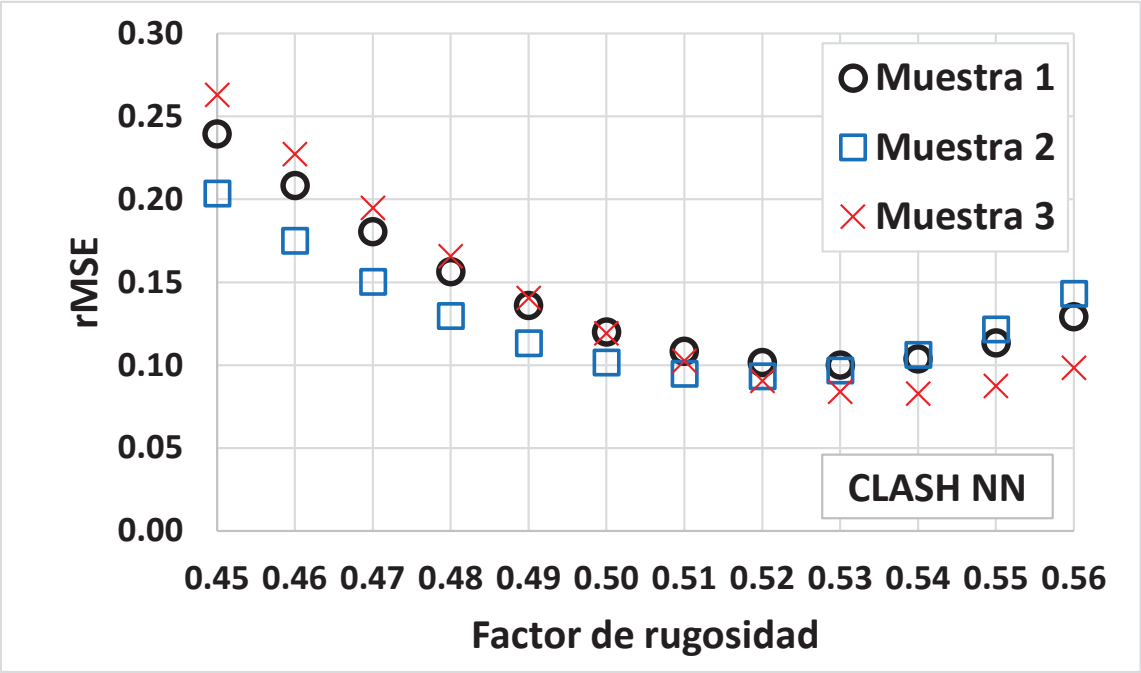


Figura 4. rMSE de factores de rugosidad utilizados en CLNN para manto bicapa convencional de cubos.

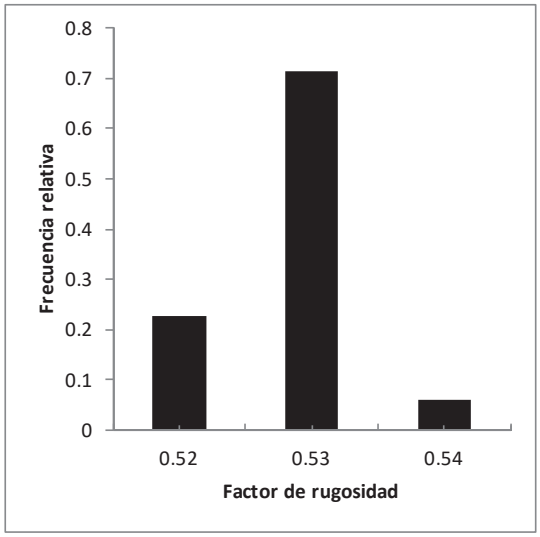


Figura 5. Histograma de factores de rugosidad utilizados en CLNN para manto bicapa convencional de cubos.

Una vez fijado el γ_f apropiado (γ_{f90}) para el estimador (CLNN en este caso) y tipo de dique (convencional bicapa de cubos), la Fig. 6 muestra la comparación entre valores experimentales y estima de rebase con un rMSE=10.0% para el estimador de rebase CLNN, mucho mejor que el ajuste rMSE=45.4% que proporciona la Ec. (1), el rMSE=36.8% de la

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Ec. (2) y el rMSE=24.6% de la Ec. (3). El estimador de rebase CLNN parece superior a todas las fórmulas empríricas (ver Molines y Medina, 2016), pero es una "caja negra" sin claras relaciones causales que sí describen las fórmulas empíricas como las Ecs. (1) a (3).

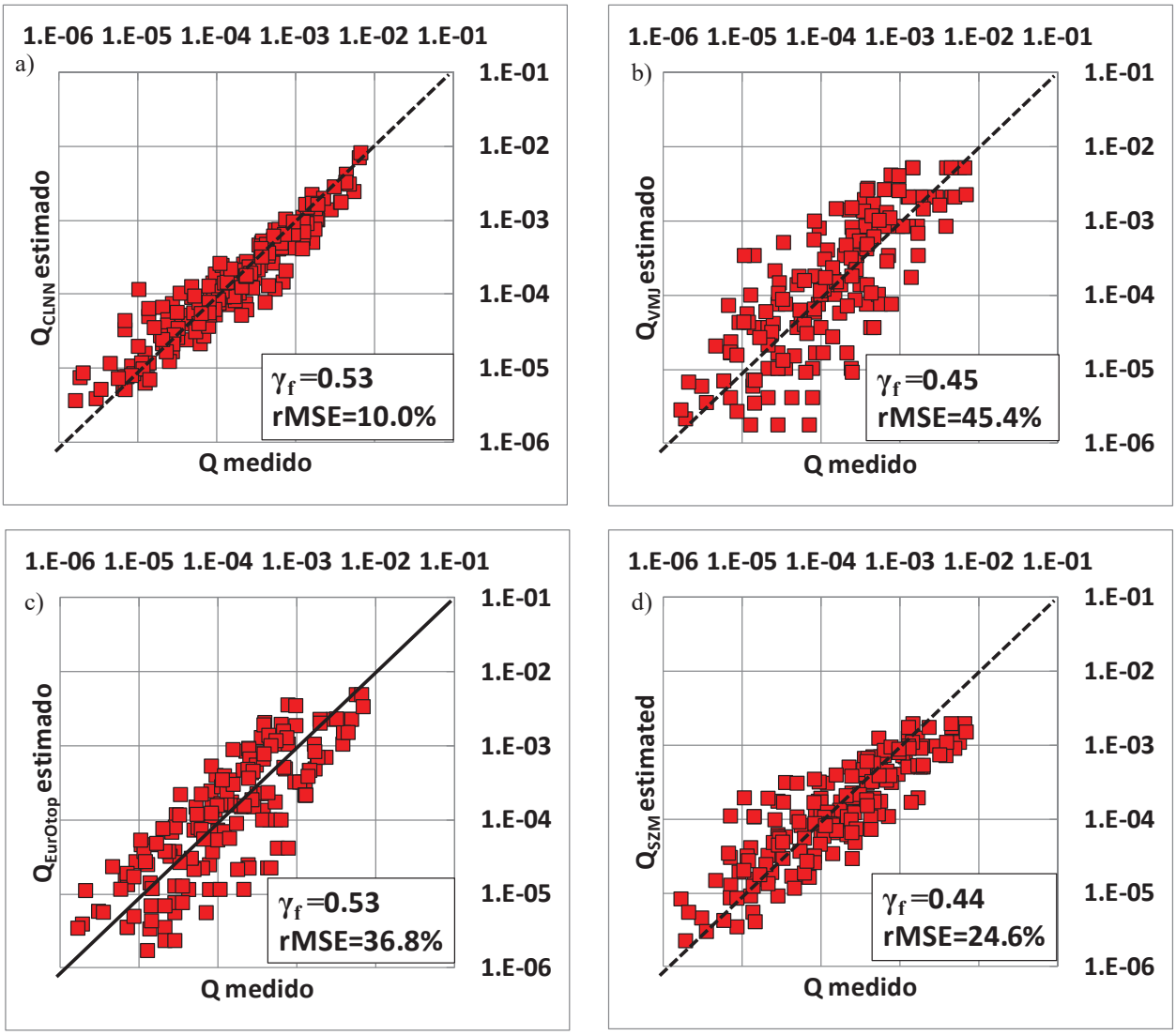


Figura 6. Comparaciones entre Q observado y estimado con: (a) CLNN, (b) Ec. (1), (c) Ec. (2) y (d) Ec. (3).

La Tabla 2 muestra los percentiles 10%, 50% y 90% (γ_{f10}, γ_{f50} y γ_{f90}) de los factores de rugosidad correspondientes a CLNN y las formulaciones empíricas de las Ecs. (1) a (3) y la proporción de varianza no explicada (rMSE). La red neuronal de CLASH (CLNN) es el mejor estimador de rebase con la base experimental del proyecto CLASH, pero es una "caja negra". Las formulaciones empíricas de las Ecs (1) a (3) definen con mucha claridad las variables explicativas y utilizan pocos parámetros, pero no consiguen explicar tanta varianza.

Resulta evidente que las listas de factores de rugosidad que son independientes del estimador de rebase no son razonables ya que un mismo γ_f tiene un significado distinto en distintos estimadores. Para cada estimador de rebase, sea red neuronal o fórmula empírica, exsite una lista diferente de factores de rugosidad que deberá ser calculada.

Con las observaciones experimentales de CLASH más fiables para diques en talud convencionales (oleaje direccional incluido), el mejor estimador de rebase exsitente es la red neuronal de CLASH (CLNN) con un rMSE global de 8.1% y la mejor fórmula empírica es la propuesta por Molines y Medina (2016) con 16 parámetros y 9 variables explicativas con un rFPE=rMSE(1+2P/[N-P])=12.7% inferior al 18.0% de la Ec. (3), al 24.4% de la Ec. (2) y al 28.1% de la Ec. (1).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Tipo de manto principal Coeveld et al. (2005) Smolka et al. (2009)		Estimador de rebase							
		Q_{CLNN} (2007)		Q_{VMJ} (1994) (Eq. 1)		$Q_{EurOtop}$ (2007) (Eqs. 2)		Q_{SZM} (2009) (Eq. 3)	
γ_f	γ_{fx}	γ_f	rMSE(%)	γ_f	rMSE(%)	γ_f	rMSE(%)	γ_f	rMSE(%)
Liso	γ_{f10}	0.99	*5.0*	1.01	*11.3*	1.01	*11.3*	1.18	*16.9*
1.00	**γ_{f50}**	**1.00**	***4.9***	**1.03**	***11.1***	**1.03**	***11.1***	**1.21**	***16.8***
	γ_{f90}	1.00	-	1.05	*11.2*	1.05	*11.2*	1.24	*16.9*
Escollera (2L)	γ_{f10}	0.48	*14.6*	0.45	*59.5*	0.52	*51.9*	0.43	*32.8*
0.50	**γ_{f50}**	**0.49**	***14.4***	**0.45**	***59.5***	**0.53**	***51.5***	**0.44**	***32.6***
	γ_{f90}	0.50	*14.6*	0.46	*59.9*	0.54	*51.8*	0.44	*32.6*
Cubos (2L, aleatorio)	γ_{f10}	0.52	*10.2*	0.44	*45.8*	0.52	*37.3*	0.43	*25.2*
0.50	**γ_{f50}**	**0.53**	***10.0***	**0.45**	***45.4***	**0.53**	***36.8***	**0.44**	***24.6***
	γ_{f90}	0.53	*10.0*	0.46	*46.6*	0.54	*37.0*	0.45	*25.1*
Cubos (2L, plano)	γ_{f10}	0.52	*7.5*	0.46	*29.5*	0.51	*18.9*	0.49	*24.0*
-	**γ_{f50}**	**0.53**	***6.9***	**0.48**	***27.4***	**0.53**	***16.8***	**0.51**	***22.6***
	γ_{f90}	0.54	7.1	0.50	*29.6*	0.55	*17.5*	0.53	*23.5*
Cubos (1L, plano)	γ_{f10}	0.53	*5.3*	0.49	*15.2*	0.56	*10.3*	0.50	*12.0*
-	**γ_{f50}**	**0.54**	***4.8***	**0.52**	***12.7***	**0.59**	***8.2***	**0.52**	***10.8***
	γ_{f90}	0.56	*5.3*	0.54	*14.0*	0.62	*9.2*	0.55	*11.8*
Antifer (2L)	γ_{f10}	0.49	*10.9*	0.47	*51.6*	0.54	*25.9*	0.47	*35.7*
0.50	**γ_{f50}**	**0.49**	***10.9***	**0.50**	***39.2***	**0.57**	***23.7***	**0.51**	***31.6***
	γ_{f90}	0.49	*10.9*	0.53	*36.9*	0.59	*25.1*	0.54	*34.8*
Haro [R] (2L)	γ_{f10}	0.50	*7.0*	0.47	*18.7*	0.52	*10.0*	0.48	*17.7*
0.47	**γ_{f50}**	**0.51**	***6.5***	**0.49**	***16.7***	**0.54**	***8.5***	**0.50**	***16.5***
	γ_{f90}	0.53	*7.7*	0.51	*18.4*	0.56	*9.4*	0.53	*18.9*
Tetrapod (2L)	γ_{f10}	0.39	*17.8*	0.42	*28.8*	0.50	*30.1*	0.38	*25.8*
0.40	**γ_{f50}**	**0.41**	***17.3***	**0.43**	***28.5***	**0.52**	***29.2***	**0.39**	***24.9***
	γ_{f90}	0.42	*17.4*	0.44	*29.6*	0.53	*29.8*	0.40	*25.5*
Accropode [TM] (1L)	γ_{f10}	0.47	*6.1*	0.46	*15.5*	0.50	*10.1*	0.47	*11.2*
0.44	**γ_{f50}**	**0.48**	***5.5***	**0.48**	***13.0***	**0.51**	***9.2***	**0.49**	***9.4***
	γ_{f90}	0.49	*6.0*	0.50	*14.8*	0.53	*10.1*	0.51	*10.4*
Core-Loc[TM] (1L)	γ_{f10}	0.45	*7.4*	0.44	*23.9*	0.47	*19.9*	0.44	*20.7*
0.47	**γ_{f50}**	**0.46**	***7.0***	**0.46**	***22.2***	**0.49**	***17.8***	**0.46**	***19.6***
	γ_{f90}	0.47	*7.4*	0.48	*24.7*	0.51	*19.1*	0.48	*21.4*
Xbloc [R] (1L)	γ_{f10}	0.50	*6.9*	0.44	*44.0*	0.46	*33.5*	0.46	*26.7*
0.49	**γ_{f50}**	**0.51**	***6.1***	**0.47**	***37.7***	**0.49**	***27.9***	**0.48**	***24.5***
	γ_{f90}	0.52	*7.1*	0.49	*41.2*	0.51	*30.8*	0.51	*27.7*
Dolos (2L)	γ_{f10}	0.31	*22.5*	0.39	*37.9*	0.42	*39.4*	0.35	*28.0*
0.43	**γ_{f50}**	**0.33**	***22.4***	**0.41**	***30.0***	**0.44**	***31.8***	**0.37**	***22.0***
	γ_{f90}	0.34	*22.5*	0.43	*35.0*	0.47	*38.0*	0.39	*29.2*
Cubipod [R] (2L)	γ_{f10}	0.42	*21.2*	0.54	*47.7*	0.56	*46.3*	0.45	*23.7*
0.44	**γ_{f50}**	**0.44**	***20.4***	**0.55**	***46.8***	**0.57**	***44.7***	**0.45**	***23.7***
	γ_{f90}	0.45	*20.7*	0.56	*47.7*	0.59	*46.1*	0.46	*23.8*
Cubipod [R] (1L)	γ_{f10}	0.46	*17.2*	0.57	*33.4*	0.60	*32.6*	0.45	*18.2*
0.46	**γ_{f50}**	**0.47**	***17.0***	**0.58**	***32.4***	**0.61**	***31.4***	**0.46**	***16.8***
	γ_{f90}	0.49	*17.7*	0.59	*33.2*	0.63	*33.2*	0.47	*18.4*

Tabla 2. Percentiles γ_{f10}, γ_{f50} y γ_{f90} de factores de rugosidad y rMSE. Fuente: Molines y Medina (2015).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Resumen y conclusiones

Este artículo describe la metodología de Molines y Medina (2015) para calcular los factores de rugosidad adecuados para cada estimador de rebase y base experimental disponible. La metodología se ha aplicado a diques en talud convencionales y cuatro estimadores de rebase: (1) Q_{CLNN} con la red neuronal de CLASH, (2) Q_{VMJ} con la fórmula de Van der Meer y Janssen (1994), (3) $Q_{EurOtop}$ *con* la fórmula del EurOtop (2007) y (4) Q_{SZM} con la fórmula de Smolka y otros (2009). Los valores mediana γ_{f50} de la Tabla 2 son apropiados para estimar el caudal de rebase medio con estas fórmulas.

Las fórmulas empíricas más simples son más fáciles de utilizar pero obligan al factor de rugosidad a absorber más información. Los γ_f son muy dependientes del estimador de rebase a utilizar y en menor medida de la información experimental disponible; si aumenta el número de datos experimentales fiables que se pueden utilizar para determinar el factor de rugosidad, la variabilidad de la estima de γ_f se reduce. Cada estimador de rebase, además de rango de aplicación y variabilidad, necesita definir con claridad la lista de factores de rugosidad que debe utilizarse en cada tipo de manto principal.

Cuando se compara la influencia del tipo de manto (geometría de la pieza, nº de capas, etc.) sobre el caudal medio de rebase, el estimador Q_{CLNN} con la red neuronal de CLASH es el que proporciona el rMSE mínimo.

Agradecimientos

Los autores agradecen los datos facilitados por SATO (Grupo OHL) y el soporte financiero de FEDER y el Ministerio de Economía y Competitividad (BIA2015-70436-R).

Referencias

BRUCE, T., VAN DER MEER, J.W., FRANCO, L., PEARSON, J.M. (2006). "A comparison of overtopping performance of different rubble mound breakwater armour". *Proceedings 30th International Conference on Coastal Engineering*. World Scientific, Vol. 5, pp. 4567-4579.

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 (2), 166-179.

COEVELD, E.M., VAN GENT, M.R.A. y POZUETA, B. (2005). *Neural Network, Manual NN_OVERTOPPING 2.0*, CLASH: Workpackage 8.< http://nn-overtopping.deltares.nl/>[Consulta: 15 de julio de 2013].

DELTARES (2017). CLASH Overtopping Neural Network. <http://nn-overtopping.deltares.nl/>[Consulta: 16 de diciembre de 2016].

EUROTOP (2007). *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual* (EurOtop Manual). Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J.W. Environment Agency, UK/ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL/KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany.

HEBSGAARD, M., SLOTH, P., JUUL, J. (1998). "Wave overtopping of rubble mound breakwaters". *Proceedings 26th International Conference on Coastal Engineering*. ASCE, Vol. 3, pp. 2235-2248.

MOLINES, J. y MEDINA, J.R. (2015). "Calibration of overtopping roughness factors for concrete armor units in non-breaking conditions using CLASH database". *Coastal Engineering* 96 (2015), 62-70.

MOLINES, J. y MEDINA, J.R. (2016). "Explicit wave-overtopping formula for mouns breakwaters with crown walls using CLASH neural network-derives data". *Journal of waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering,* ASCE, 2016, 142(3): 04015024.

OWEN, M.W. (1980). "Design of seawalls allowing for wave overtopping". HR Wallingford, Report EX 924.

PEARSON, J., BRUCE, T., FRANCO, L., VAN DER MEER, J., FALZACAPPA, M., MOLINO, R. (2004). "Report on additional tests, part B: Standard tests for roughness factors", *CLASH WP4 report*, University of Edinburgh, UK.

SMOLKA, E., ZARRANZ, G., MEDINA, J.R. (2009). "Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos". *Libro de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, pp. 803-809 (in Spanish).

VAN DER MEER, J.W. y JANSSEN, J.P.F.M. (1994). *Wave Run-Up and Wave Overtopping at Dikes*, Delft Hydraulics No. 485.

VAN GENT, M.R.A., VAN DEN BOOGAARD, H.F.P., POZUETA, B., MEDINA, J.R., 2007. "Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures". *Coastal Engineering* 54 (8), 586–593.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Aplicación de la Caracterización Multivariada de los Temporales a la Verificación del Diseño con los Métodos Probabilistas Recogidos en la ROM

Martin, Mª Jesús[a]; Aberturas, Paloma[a]; Cristóbal, Elena[a]; Grassa, Jose M.[a];Serrano, Obdulio[b]; Álvarez, Enrique[b]; Pérez, Susana[b]

[a]Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX) C/ Antonio López 81. maria.j.martin@cedex.es, paloma.aberturas@cedex.es, elena.cristobal@cedex.es, jose.m.grassa@cedex.es,
[b]Puertos del Estado. Avenida de Partenón 12 obdulio@puertos.es, enrique@puertos.es, sperez@puertos.es

Resumen

Los métodos probabilistas que tratan la fiabilidad de estructuras recogidos en las Recomendaciones para Obras Marítimas de abrigo (ROM 0.0-01 y 1.0-09) requieren la caracterización multivariada de las tormentas. Para la verificación de los modos de fallo asociados a los estados límites de servicio la caracterización se plantea en términos de las variables representativas de los estados de mar que conforman las tormentas (altura de ola significante y periodo medio). Para los estados límites últimos la descomposición en olas individuales es requerida. A pesar del gran avance que supone el tratamiento probabilista del riesgo, frente al tradicional determinista, la falta, tanto de procedimientos para efectuar la caracterización climática multivariada, como para su posterior aplicación a la ecuación de verificación limita su aplicación práctica. Con objeto de rellenar estas lagunas y potenciar el tratamiento probabilista del riesgo, CEDEX, apoyado por Puertos de Estado, ha elaborado un atlas de tormentas en el litoral español que recoge la caracterización multivariada de las tormentas en aguas profundas y la descripción detallada de los procedimientos de cálculo requeridos para efectuar dicha caracterización y los empleados para su aplicación a los métodos cuasi probabilista y probabilista recogidos en la ROM.

Palabras clave: *caracterización multivariada de las tormentas, análisis probabilista de fiabilidad estructuras*

1. Introducción

La necesidad de analizar las incertidumbres en un diseño ha sido reconocida hace tiempo, Van der Meer (1987), Wu et al. (1990). Tradicionalmente, en el diseño de diques se establece una *altura de ola de diseño* que es introducida en una fórmula que añade algunos coeficientes de seguridad subjetivos (Nivel I). Coeficientes parciales derivados del cálculo del nivel superior fueron desarrollados por PIANC (1992). Su cálculo, basado en el Nivel II, es costoso porque la linealización de la función de estado límite es requerida. El enfoque del nivel superior, Nivel III, basado en el enfoque probabilístico de Montecarlo, permite al proyectista más flexibilidad pudiéndo considerar coficientes de seguridad predefinidos.

Obviamente, la representatividad del fallo de la estructura estimada con métodos probabilistas depende de la representatividad de la caracterización estadística. Debido a que el comportamiento estadístico de las variables estructurales es realmente desconocido, para las variables aleatorias relativas a la estructura se asume la distribución marginal normal y total independencia entre ellas y entre ellas y las variables climáticas. Para caracterizar la dependencia no lineal de las variables medioambientales que definen las tormentas se utilizan distribuciónes multivariadas.

Varios modelos de tormentas teóricas referidos en la literatura, incluyendo el más popular modelo de tormenta triangular equivalente (ETS) elaborado por (Boccotti, 2000), la generalización del modelo ETS, llamada Equivalent Power Storm (EPS) Fedele y Arena, 2009), y el modelo ETS modificado, aquí denominado tormenta de Duración del Triángulo Equivalente (ETDS) utilizado por (Corbella y Stretch, 2012a) en estudios costeros, fueron analizados por (Martin-Hidalgo et al 2014, Marin -Soldevilla, et all 2015) utilizando el modelo de flujo de momento máximo propuesto por (Melby y Kobayashi, 2011). Los autores introducen un nuevo modelo teórico, denominado Equivalent Magnitud Storm (EMS), concluyendo que la reprentatividad de los modelos teóricos de tormenta es función de su grado de desarrollo en el área del proyecto, siendo la forma trapezoidal equivalente del modelo teórico EMS la más versátil para reproducir cualquier tipo de tormenta .

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Carcterización multivariada de las tormentas

En este modelo para la descripción de las variables reprentativas, altura de ola significante, periodo medio y magnitud concomitantes (H_{mo}, T_{mo2}, y M), se utiliza la distribución marginal de cada una de las variables (Weibull de mínimos y en algunas áreas lognormal para la magnitud)

$$G(x) = 1 - \exp(-(((x - A)/B)^C)),\ x = H_{m0},\ T_{m02} \text{ ó } M \qquad (1)$$

La función de distribución conjunta de la altura de ola significante en el pico, con su contamitante periodo medio y magnitud se realiza con la copula bivariada de Gumbel de expresión

$$C(u, v, \alpha) = exp\{(-\ln u)^\alpha + (-\ln v)^\alpha\}^{1/\alpha} \qquad (2)$$

con: $u = F(x)\,, v = F(y)\,;\ x = H_{m0p},\ y = T_{m02}\ o\ M$ y α parámetro de dependencia.

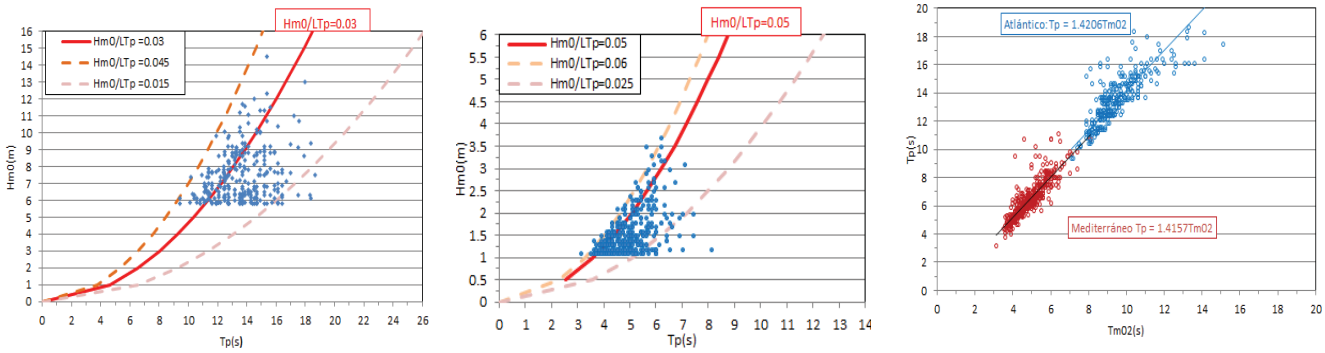
La relación de la altura de ola significante con su periodo medio más probable y su magnitud, $\hat{X}$, son obtenidas a partir de la distribución conjunta existiendo en ambos casos una relacion logarítmica

$$\hat{X}_R = a_{X_R} + b_{X_R} ln(H_{m0R}) \quad ,\ \hat{X} = T_{m02}, M \qquad (3)$$

Para definir las olas individuales que conforman los estados, se utiliza una combinación del espectro de frecuencia JONSWAP y la función de dispersión angular de Mitsuyasu-Goda-Suzuky, caracterizada por un factor de dispersión angular, *Smax*.

Para la estimación del periodo de pico del espectro de frecuencia, T_p, el análisis del peralte de las mayores alturas de ola de los picos de tormenta es una elección adecuada. Para tormentas típicas de viento (i.e typical of Mediterranean sea) H_{m0}/L_{Tp}~0.05 y, para mares más desarrollados H_{m0}/L_{Tp}~0.03 (ver figura 1). Para aguas profundas la relación : $T_p = 1.4 \cdot T_{m02}$ es valida independientemente de las características de las tormentas . Con el periodo de pico estimado el parámetro de apuntamiento del especto JONSWAP, γ,. se calcula con la aproximación recogida en la (ROM 0.1-09)

$$\gamma \sim \frac{2\pi}{T_p} \qquad (4)$$



a) b) c)

Fig 1. a)-b) Dispersion de H_{m0},T_p y líneas de peralte a) Oleajes de desarrollo medio b) Oleajes de viento. c) Relacion T_{m02}-T_p de Oleajes de desarrollo medio (rojo), Oleajes de viento (azul)

Una vez establecido el periodo de pico se calcula el parámetro de dispersión angular, S_{max}. Para aguas profundas se utiliza la relacion de éste parámtero con el peralte del oleaje:.

$$S_{MAX} \approx 188.7e^{-86.8\left(\frac{Hmo}{LTp}\right)} \qquad (5)$$

donde L_{Tp}, es la longitud de onda del periodo de pico(en aguas profundas $L_{Tp} = 1.56 \cdot T_p^2$).

Para profundidades intermedias y reducidas, las caracteristicas del oleaje asociado en aguas profundas y los procesos de refracción-difraccion en la zona de proyecto deben ser considerados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Metodos de verificación del diseño incluidos en la ROM.0.1-09

La aplicación práctica de la información desarrollada para verificar la seguridad de la estructura frente a un modo de fallo dado depende de la fórmula de diseño elegida y del método de verificación utilizado. En cualquier caso para establecer un diseño previo, y tener una estimación de referencia, se requiere la aplicación del Nivel I.

En el nivel I, la ecuación de verificación se expresa en términos de un coeficiente de seguridad global o parcial. Los primeros consideran la relación entre las variables de resistencia R y las de carga, L, Z = R / L> x (x nivel de seguridad especificado), mientras que el coeficiente de seguridad parcial trata con la diferencia, S = R-L> x. Ambos consideran dos aproximaciones. Una, referida como coeficientes de seguridad centrados (global o parcial), trabaja con los valores medios de los términos favorables y desfavorables. En el otro, conocido como coeficientes de seguridad característicos, se utiliza el valor característico inferior de los términos favorables y el superior de los de carga. Normalmente los intervalos de confianza superior e inferior se asocian con los cuantiles del 95% y 10% respectivamente.

Para obtener los valores requeridos para los coeficientes de seguridad centrados, es necesario caracterizar la altura de ola de retorno, el periodo medio concomitante y, dependiendo de la fórmula de diseño considerada, el número de olas (duración) de las diferentes direcciones activas.

Una vez establecido el periodo de retorno, Restablecido para el diseño de la estructura , la altura de ola significante es derivada de su función de distribución extremal. Para la distribución de Weibull:

$$H_{m0R} = A_{H_{m0}} + B_{H_{m0}} \cdot \left[-\ln\left(\frac{1}{\lambda R}\right)\right]^{\frac{1}{C_{Hm0}}} \qquad (6)$$

donde A_{Hmo}, B_{Hmo}, C_{Hmo}, son los parametros de localización, escala y forma de la distribucion y λ el número medio de tormentas anuales.

Para establecer el periodo medio, se utiliza la relación logarítmica (3), obtenida de la función de desindad conjunta (H_{m0},T_{m02})

$$\hat{T}_{m02_R} = a_{Tmo2} + b_{Tmo2} ln(H_{m0R}) \qquad (7)$$

siendo a_{Tmo2}, b_{Tmo2} los coeficientes de la relación

Para establecer la magnitud, M_R, también se utiliza la relacion (3)

$$\widehat{M}_R = a_M + b_M ln(H_{m0_R}) \qquad (8)$$

Siendo a_M, b_M los coeficientes de la relación

La duración, $\widehat{D}_R$, se calcula a partir de la expresión correspondiente al patrón de tormenta

$$\widehat{D}_R = \frac{2 \cdot \widehat{M}_R}{(H_{moR} - H_{mo_u_tor}) \cdot \delta} \qquad (9)$$

Siendo $H_{mo_u_tor}$ el umbral de la altura de ola significante que establece la condición de tormenta y δ el coeficiente resultante del patrón trapezoidal de tormenta.

Para estimar el numero de olas de la tormenta, N_{zR}, se utiliza la duracion determinada por las abcisas de los vértices, $(\bar{x}_1, \bar{x}_2)$, del lado superior del patron trapezoidal de tormenta

$$\widehat{D}_{R_(\bar{x}_1,\bar{x}_2)} = \widehat{D}_R \cdot (\bar{x}_2 - \bar{x}_1) \qquad (10)$$

Dividiendo esta duración expresada en segundos por el periodo medio más frecuente asociado a la altura de ola de retorno se obtiene el número de olas que se introduce en la ecuación de verificación.

Si se trabaja con coeficientes de seguridad característicos, todos los valores de las variables aleatorias deben ser elegidos , en función de su carácter, con un 10% o 90% de significación. Estos valores pueden ser estimados calculando su dispersión y asumiendo distribución normal. En el caso de la altura de ola la dispresión puede calcularse en la construcción de las bandas de confianza y asumir como valor medio la estimación central de altura de ola resultante, para una determinada probabilidad. La desviación asociada a un determina altura de ola es obtenida aplicando la relacion

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

logarítmica encontrada (11) entre el periodo de retorno y la desviación de las correspondientes alturas de retorno. Conocida dicha desviación y asumiendo distribución normal es posible calcular, para el nivel de significación elegido, la correspondiente altura de ola

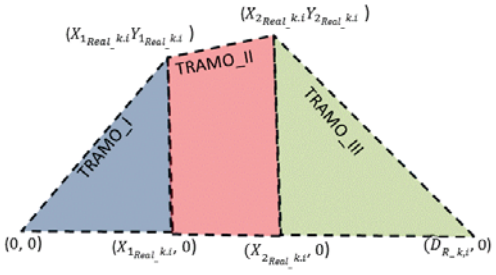
$$\sigma_{_Hm0R} = A_{\sigma Hm0} + B_{\sigma Hm0} \cdot ln(R) \qquad (11)$$

Siendo $A_{\sigma Hm0}$, $B_{\sigma Hm0}$ los coeficientes de la relación entre la estimación central de altura de ola de retorno y su dispersión frente a la estimación central, o valor medio.

Puesto que en todos los modos de fallo la altura de ola es un término desfavorable, asumiendo distribución normal la altura de ola requerida es estimada como:

$$H_{mo_R}(90\%) = H_{mo_R} + 1.64 \cdot \sigma_{Hmo_R} \qquad (12)$$

Si para el modo de fallo y tipología del dique se dispone de una formula de fallo progresiva, la progresión de daño en el transurso de los estados de mar que la conforman puede ser analizada. Para ello es necesario establecer un intervalo de tiempo , Δt, y calcular la altura de ola significante de cada estado utilizando la ecuación que define el lado correspondiente de la tormenta teórica (ver figura 2) . Para la estructura *i-esima* y la tormenta *k-esima* las expresiones de cada uno de los lados que permite calcular las alturas de ola de cada uno de los estados que la conforman se recogen en la figura 2. El periodo medio concomitante se establece empleando la relación logarítmica (ec 7) o la función de densidad conjunta seleccionando el periodo con mayor densidad de probabilidad. El número de olas se determina como, $N_c = \Delta t / T_{m02}$ (es recomendable seleccionar Δt=3600s (1h)).



*) $H_{mo_u_tor}$, : umbral de tormenta de la dirección analizada que se incluye en la tabla ❶

$(X_{1_{Real_i,k,l}}, Y_{1_{Real_i,k,}})$; $(X_{2_{Real_i,k}}, Y_{2_{Real_i,k}})$: Vértices del patrón trapezoidal de la tormenta real

*)**TRAMO I:** $l = 1 \ldots . X_{1_{Real_i,k}}$

$$H_{m0,i,k,l} = H_{m0_u_tor} + \left(Y_{1_{Real_i,k}} / X_{1_{Real_i,k}}\right) \cdot \sum_{1}^{l} \Delta t_l$$

*)**TRAMO II:** $l = X_{1_{Real_i,k}}, \ldots\ldots X_{2_{Real_i,k}}$

$$H_{m0_k,i,k,l} = H_{m0_u_tor} + Y_{1_{Real_k.i}} + \left[\frac{Y_{2_{Real_k.i}} - Y_{1_{Real_i,k}}}{X_{2_{Real_k.i}} - X_{1_{Real_i,k}}}\right] \cdot \left[\sum_{X_{1Real,k,i}}^{l} \Delta t_l - X_{1_{Real_i,k}}\right]$$

*)**TRAMO III** $l = X_{2_{Real_i,k}}, \ldots\ldots D_{R_i,k}$

$$H_{m0,i,k,l} = H_{m0_u_tor} + \left[\frac{Y_{2_{Real_i,k,}}}{D_{R_i,k} - X_{2_{Real_i,k,}}}\right] \cdot \left[\sum_{X_{2Real,k,i}}^{l} \Delta t_l - D_{R_i,k}\right]$$

Fig 2. Cálculo de las alturas de ola de los estados de mar de un ciclo de solicitación

La descomposición de los estados en olas individuales, requerida para diques verticales, no se efectúa y se asume que la altura de ola máxima asociada al estado es H_{max}=1.8H_{m0}

En el Nivel II se requiere la estandarización de todas las variables y la linealización de la función del estado límite que, en muchos casos, es extremadamente costosa. La probabilidad de fallo se define en términos del índice de fiabilidad, que no es mas que la variable normal estandarizada asociada a dicha probabilidad.

En el Nivel III se definen variables aleatorias en términos de su función de distribución marginal o conjunta y de ellas se generan muestras aleatorias. Como se mencionó, se considera la distribución normal univariada para todas las variables estructurales y para las climáticas se pueden utilizar diferentes aproximaciones. En todos los casos, se asume la independencia total entre variables estructurales y medioambientales.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. Metodología

4.1. Diques en talud

Para verificar los modelos de fallo de un dique en talud se consideran dos enfoques diferentes. Uno, más simplificado y referido como Método I o Método Simplificado, trabaja con funciones de distribución univariadas, el otro, Método II o Método Avanzado, más realista y recomendado, utiliza funciones cópula o distribuciones multivariadas. En ambos casos, se asume la independencia estadística entre las variables estructurales y climáticas.

a) MÉTODO I

En este enfoque sólo se considera la distribución univariada en el proceso de generación aunque se utiliza la información resultante de su caracterización multivariada.

Este método, similar al de nivel II, requiere generar i = 1,2 ... N muestras de variables aleatorias estructurales (generalmente normal distribuidas) y otras tantas del conjunto de k = 1, 2 ... λV promedio anual de tormentas durante la vida, V de la estructura, a partir de una distribución normal de H_{m0} cuya media μ_{Hmo}, es estimada como

$$\boldsymbol{\mu_{H_{m0}}} = H_{m0R} = A_{H_{m0}} + B_{H_{m0}} \cdot \left[-\ln\left(\frac{1}{\lambda_R}\right)\right]^{\frac{1}{C_{Hm0}}} \qquad (13)$$

donde R es el período de retorno establecido, λ el número medio de tormentas anuales y $A_{Hm}o$, B_{Hmo}, C_{Hmo}, los pararmetros de ajuste de H_{m0} a la disribución de Weibull . Para establecer la desviación normal correspondiente, σ_{HmoR} ,se usa [Eq (11)] (ver figura 3)

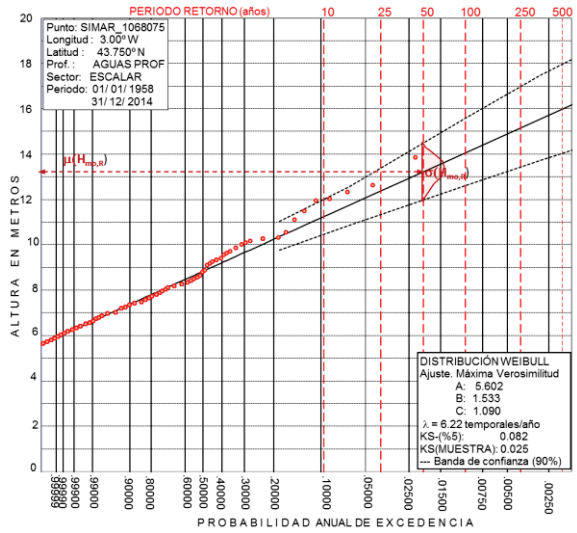


Figura 3. Representación de la distribución normal de altura de ola simulada

Para cada una de las alturas de retorno generadas, el periodo medio y la magnitud se establecen usando las relaciones logarítmicas y el patrón de tormenta en los términos referidos para los coeficientes de seguridad centrados referidos en el método de verificación de Nivel I (Ecuaciones 7 a 10).

Sustituyendo en la ecuación de verificación las i = 1, ... N muestras de variables estructurales y otras tantas muestas constituidas por con el conjnto de λ V climáticas y contando el número de fallos se obtiene la probabilidad de fallo.

b) MËTODO II

Esta aproximación, computacionalmente más costosa, trabaja con las muestras bivariadas de H_{m0}, T_{m02} obtenidas de su correspondiente función de densidad conjunta.

Como en el meoodoa anterior se requiere generar i = 1, ... 2, N muestras de las variables estructurales y otras el conjunto de k = 1, 2 ... λ V promedio anual de tormentas durante la vida, V de la estructura.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.2. Diques verticales

La fiabilidad del cajón de un dique vertical contra el deslizamiento y el vuelco se refiere al coeficiente global de seguridad. Para estas estructuras se generan estados de mar a través de su función de distribución multivariada y para su descomposición en olas individuales se consideran dos enfoques:

a) MÉTODO I

En el método simplificado no se aborda la descomposición de los estados de mar en olas individuales, eligiendo para cada estado la altura de ola máxima resultante de una relación dada entre las alturas de ola significante y la máxima. La aproximación que generalmente se utiliza es:

$$H_{max} = 1.8 \cdot H_{m0} \qquad (14)$$

Otro enfoque que evita la descomposición de estados en ondas individuales es usar la función de probabilidad condicional de H_{m0} y H_{max}. Obviamente, esta aproximación sólo puede utilizarse si cerca de la localización de la zona de proyecto existe una boya de medición con suficiente longitud histórica histórica.

b) MËTODO II

Debido a que el efecto de la dirección de las olas individuales de un estado de mar sobre la estructura es realmente desconocido, la generación de la serie temporal se realiza en términos escalares, asumiendo el espectro JONSWAP. Para reducir el tiempo de cálculo sin pérdida de representatividad, los periodos de cada serie de olas individuales se agrupan en intervalos de 0.5s y para cada uno de estos intervalos se elige su altura de ola máxima, H_{g_max}. Entonces se recupera el periodo original asociado a dicha altura H_{g_max} y se utilizan ambos valores (H_{g_max} , T_{g_max}) en la verificación. Esta simplificación reduce el tiempo computacional sin pérdida de representatividad.

5. Casos Prácticos

5.1. Estabilidad hidráulica del manto principal

Para la verificación frente a este modo de fallo se ha considerando la fórmula propuesta por Berenguer &Baonza incluyendo su factor de oblicuidad.

En esta ecuación, el número de estabilidad, Ns, depende del número de Iribarren ξ_p referido a la longitud de onda del período de pico a pie de estructura.

Para verificar el diseño se han simulado 20000 muestras de las variables estructurales y cada una de las estructuras se ha analizado con las 150 tormentas que la estructura tendría que soportar, en media, durante sus 50 años de vida. Para el cálculo de los bloques se supone una densidad del hormigón ρ_c = *2,30 t / m*^{3} y en la relación de densidaes d Δ = [ρc / ρw-1], la corresponiente al agua es ρ_w = *1,0255 t / m*^{3}. En todos los casos el efecto de la oblicuidad ha sido considerado determinista y las variables estructurales se han caracterizado por una distribución normal con una media, el valor considerado en el proyecto inicial y una desviación obtenida a partir de la información disponible o basada en la experiencia.
En el MÉTODO I las variables que definen la tormenta se caracterizan por una distribución normal. La media de esta distribución es la estimación central de altura de la ola obtenida de su distribución marginal y la desviación es la obtenida a partir de la relación entre la altura de retorno y su desviación típica (ec 11).

El período medio concomitante se define con la relación logarítmica (ec. 7) y para el período de pico se utiliza la relación obtenida a partir de las tormentas

$$T_p \sim 1.35 \cdot T_{mo} \qquad (15)$$

En el MÉTODO II se utiliza la función de distribución conjunta, *C (F (H_{m0}), F (T_{m02}))*. En ambas aproximaciones la oblicuidad de la onda se establece de forma determinista ya que, para una dirección dada, variaciones de ± 15 ° no modifican sustancialmente la respuesta de la estructura.

Los valores deterministas y los parámetros de las distribuciones involucradas en la ecuación de verificación se detallan en la Tabla 1.a para las variables estructurales y en la 1.b. para los asociados con las ambientales o climáticas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

SECCION	VARIABLES ESTRUCTURALES	FD. Normal		Determista	OBSERVACIONES
		μ	**σ**		
4	cot α	2.00	0.05	---	Talud del manto m(Diseño),s(Subjetivo)
	Dn	1.73	0.02		Diametro nominal bloques m(Diseño),s(Fabicante)
	Δ	1.24	0.03		Relación de densidades m(Diseño),s(Subjetivo)
	A	1.00	0.20		Incertidumbre de la ecuación (m,s) PIANC
	Oblicuidad: θ	--		60º	

Tabla 1.a Caracteristicas de las variables estructurales de la ecuación de verificación

MÉTODO	VARIABLES CLIMATICAS	CARACTERIZACIÓN MARGINAL FD NORMAL		
		μ	**σ**	C
I	H_{m0}	4.455	1.229	
		$T_{m02}=a+b\cdot\ln(H_{m0})$		
	T_{m02}	**a**	**b**	
		2.340	3.799	--
		$T_p=a+bT_{m02}$		
	T_p	**a**	**b**	
		--	1.350	
MÉTODO	VARIABLES CLIMATICAS	MARGINALES FD WEIBULL		
		A	B	C
II	H_{m0}	1.243	0.855	1.493
	T_{m02}	4.455	1.229	1.789
		GUMBEL CÓPULA $C(F(H_{m0}),F(T_{mo2}),\delta)$		
	(H_{m0},T_{m02})	δ		
		1.800		--
		$T_p=a+bT_{m02}$		
	T_p	**a**	**b**	
		--	1.350	

Tabla 1.b Características de las variables climáticas

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 1.c incluyendo, en términos comparativos, los obtenidos para la sección 5. En ambos casos se incluye la evolución de la convergencia de simulación. Como puede verse en la sección 4, ambos enfoques producen resultados muy similares, mientras que en la sección 5, la generación con copulas bivariadas da resultados algo más conservadores (más probabilidad de fallo) que el método simplificado. Una explicación de este comportamiento se detalla más adelante

ECUACIÓN VERIFICACIÓN	SECCION	Nº Casos	kd	MÉTODO	Pf
Berenguer & Baonza	4	20000	--	Simplificado	0.0203
				Completo	0.0205
	5			Simplificado	0.0077
				Completo	0.0103

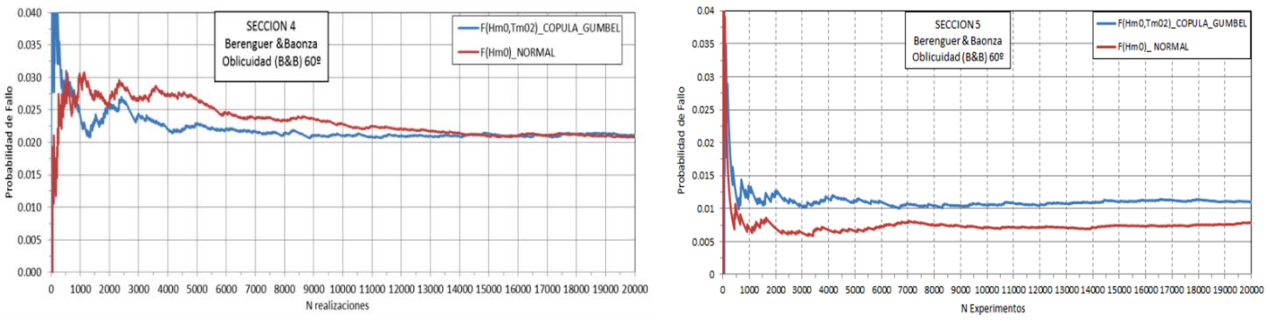


Tabla 1.c Características y resultados de la simulación

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

5.2. Espaldón de diques en talud

La verificación del vuelco y deslizamiento del espaldón se ha realizado con la formulación de Berenguer & Baonza. En esta fórmula las fuerzas y los momentos tienen una expresión diferente dependiendo de la relación entre el runup del 2% y la cota de coronación de la cresta de la ola sobre el nivel de agua en reposo (SWL). En el cálculo se ha considerado la variación del nivel del mar y el factor de oblicuidad propuesto por DeWhall.

Las variables estructurales incluidas en el color rojo en la tabla 2.a como determinístas tienen cierto carácter de aleatoriedad, ya que varían, en cada simulación, en función del nivel del mar obtenido en la simulación correspondiente. Para las variables mediombientales, definidas en términos del oleaje y el nivel del mar, se consideran dos enfoques. En ambos se asume la distribución normal para el nivel del mar. Para las asociadas al oleaje, referidas en la fórmula en términos de, H_{m0} y T_p, la distribución normal, y su relación logarítmica con el periodo más probable T_{m02} se utiliza en la aproximación simplificada. Para el referido como método avanzado se emplea la cópula bivariada de Gumbel referida a los marginales de Weibull de H_{m0} y T_{m02}. Para la estimación de T_p, se utiliza su relación lineal con el período medio. Los parámetros de las distribuciones y relaciones de las variables climáticas involucradas en la ecuación de verificación se detallan en la tabla 2.b

SECCIÓN	VARIABLES ESTRUCTURA	FD. Normal		Determinista	OBSEVACIONES
		μ	**σ**	Valor	
4	tg α	0.500	0.050		μ(Diseño),σ(Subjetivo)
	B	7.660	0.400	---	μ(Diseño),σ(Subjetivo)
	g_w	1.025	0.002		μ(Diseño),σ(Subjetivo)
	Ac			6.00	Cota berma de coronación
	Wc			2.00	Anchura de coronación espaldón
	Rc			7.20	cota coronación espaldón
	hf		--	5.20	Altura del espaldón
	F			3.75	Anchura de la base del espaldon
	W			36.11	Peso espaldón
	dp			1.94	Brazo espaldón

Tabla 2a Características de las variables estructurales de la ecuación de verificación.

I	T_{m02}	$T_{m02}=a+b\cdot\ln(H_{m0})$		--
		a	**b**	
		2.340	3.799	
	T_p	$T_p=a+bT_{m02}$		
		a	**b**	
		--	1.350	
MÉTODO	VARIABLES CLIMÁTICAS	MARGINALES FD WEIBULL		
		A	B	C
II	H_{m0}	1.243	0.855	1.493
	T_{m02}	4.455	1.229	1.789
	(H_{m0},T_{m02})	CÓPULA GUMBEL $C(F(H_{m0}),F(T_{m02}),\delta)$		--
		δ		
		1.800		
	T_p	$T_p=a+bT_{m02}$		
		a	**b**	
		--	1.350	

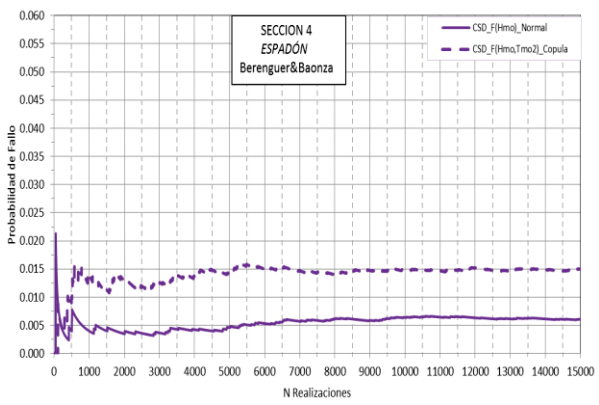
Tabla 2.b Características de las variables climáticas

Teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad mencionados en la ROM 0.5-05 - Recomendaciones geotécnicas (Tabla 4.7.1) para el vuelco y deslizamiento (CSD = CSV = 1.1), la ecuación de verificación se ha definido como la diferencia entre los resultados de la simulación y los coeficientes de seguridad de la ROM 0.5-05 mencionados contabilizándose un

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

fallo si el resultado es igual o inferior a 0. Los resultados obtenidos después de la simulación se detallan en la Tabla 2.c. incluyendo la evolución de la convergencia

ECUACIÓN VERIFICACIÓN	FALLO	Nº Casos	CSD/CSV ROM 0.5-05	MÉTODO	Pf
Berenguer & Baonza	VUELCO	20000	1.1	Simplificado	0.0060
				Completo	0.0150
	DESLIZAMIENTO			Simplificado	0.0170
				Completo	0.0330



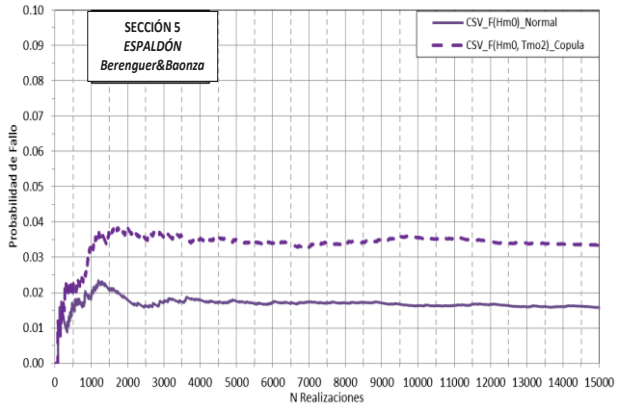
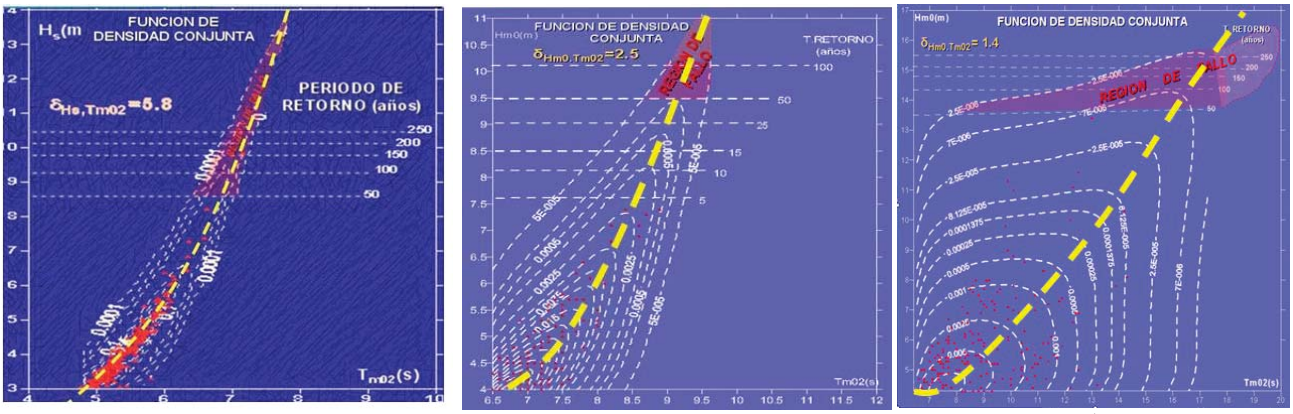


Tabla 2.c Caracteristicas y resultados de la simulación

Los resultados muestran que la probabilidad de fallo obtenida con copulas es mayor que la obtenida usando relaciones aproximadas. Las diferencias entre ellas no son muy significativas, y pueden estar relacionadas con el grado de dependencia de las variables involucradas. Si la dependencia es alta, la variación de los períodos asociados a una determinada altura de ola no diferirá notablemente de su valor más probable y el resultado estará cerca del resultante del método simplificado. A medida que disminuye la dependencia, las diferencias entre los dos aproximaciones deberían aumentar (véase la figura 3)



a) *b)* *c)*

Figura .3. Función de densidad conjunta f(H_{m0}, T_{m02}) de muestras con distinto grado de dependencia.

- - - Curvas de iso densidad conjunta
**** *Valores (H_{m0},T_{m02}) de picos de tormenta*
Valor más probable

a) *Dependencia alta*
b) *Dependencia media*
c) *Baja dependencia*

En las simulaciones realizadas, algunas de las muestras generadas producen fuerzas o momentos negativos debido a la falta de representatividad de la fórmula de diseño seleccionada con los estados de mar generados. El análisis detallado de estos casos pone de manifiesto que esto ocurre cuando la relación entre la altura significante H_{m0} y la cota de coronación del espaldón , A_c, no excede el límite inferior del rango de aplicación de esta ecuación (H_{m0} / A_c <0,7) o cuando el

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

parámetro de Iribarren resultante de la tormenta generada está fuera del rango de aplicación de la fórmula (véase la Tabla 3

ξ_{dp}	H_s/A_c	R_c/A_c	A_c/B	$cotg\alpha$
2.0 – 8.5	0.7 – 1.7	1.0 – 3.1	0.4 – 1.0	1.5 – 2.0

Tabla 3 Rango de aplicación de la fórmula de Berenguer y -Baonza de espaldones

Obviamente, en el cálculo de la probabilidad de fallo tan sólo las tormentas que producen fuerzas y momentos positivos han sido consideradas

5.3. Vuelco y deslizamiento del cajón

El deslizamiento y el vuelco del cajón se ha analizado con el método de Takahashi- Goda modificado (1982) asumiéndose que se produce un fallo si el valor resultante con las muestras generadas es igual o inferior al coeficiente de seguridad propuesto en los códigos nacionales estándar (Tabla 4.7.2 de España de la ROM 0.5-05, CS = 1.3).

Los valores de las variables estructurales y climáticas incluidas en esta ecuación se resumen en las Tablas 4.a y 4.b respectivamente.
En la verificación también se incluye la variación del nivel del mar. Por esta razón las variables estructurales que en tabla 4.a estan en color rojo como determinístas, tienen cierta aleatoriedad.

VARIABLES ESTRUCTURALES	FD. Normal		determinista	OBSERVACIONES
	μ	σ	Valor	
tg α	0.015	0.002		pendiente del fondo [μ(Diseño),σ(Subjetivo)]
B	53.750	0.400		Anchura cajón (m) [μ(Diseño),σ(Subjetivo)]
h			35	Profundidad del fondo (m)
d			21	Cota de cimentación del cajón(m)
h_p		--	24	profundidad desde cota cimemtación cajón (m)
h_c			20	Cota de coronacion del francobordo (m)
B_m			9	Anchura berma coronación (m)

Tabla 4.a Caracteristicas de las variables estructurales de la ecuación de verificación

VARIABLES CIMÁTICAS	MARGINAL FD WEIBULL			BIVARIADA	OBLICUIDAD
	A	B	C	δ	
H_{m0}	5.033	0.807	1.092	1.812	0°
T_{m02}	7.381	2.090	1.877		
$T_p=a+bT_{m02}$	a	b		--	
	0	1.4			
OCEANOGRAFICAS	μ	σ		--	
NM	4.880	0.200			

Tabla 4b Caracteristicas de las variables climáticas

En el *método I*, la altura de ola máxima se establece afectando a la H_{m0} por un coeficiente subjetivo. Para evaluar la sensibilidad de la probabilidad de fallo a dicho coeficiente, se consideran diferentes relaciones entre H_{m0} y H_{max}, $H_{m0} = x\ H_{max}$ con x = 1.5, 1.6, 1.7, 1.75 y 1.8).

En el *método II*, la verificación de las olas individuales pertenecientes al estado del mar concluye en el momento en que se produce un fallo, pasando a analizar otro estado de mar. Los resultados obtenidos después de la simulación se detallan en la Tabla 4.c., incluyendo la evolución gráfica de la convergencia.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

ECUACION VERIFICACIÓN	METODO	Nº Casos	$H_{max}=b \cdot H_{m0}$	*b*	Pf
GODA	I	20000		1.50	0.00150
				1.60	0.00430
				1.70	0.01035
				1.75	0.01550
				1.80	0.02500
	II		Olas Individuales		0.00400

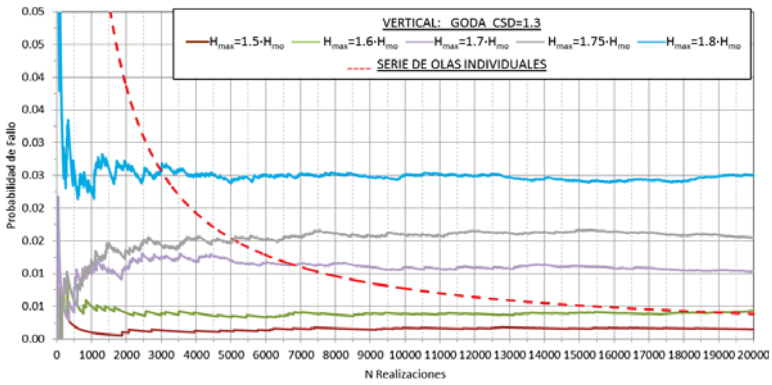


Tabla 4c Características y resultados de la simulación

La representación de la probabilidad de fallo obtenida en cada aproximación frente al factor determinista utilizado para la determinación de H_{max} sigue una ley exponencial y la probabilidad de fallo resultante de la verificación con el método avanzado es ligeramente inferior a la obtenida en la simplificada considerando un factor de 1,58. Este resultado es consistente con la relación obtenida entre las alturas de ola significante y máxima a partir de una boya de medición ubicada cerca de la zona del proyecto (ver Figura 4).

Otro hecho a destacar es la velocidad de convergencia de la probabilidad de fallo que requiere muchos más experimentos en el método completo que en el simplificado

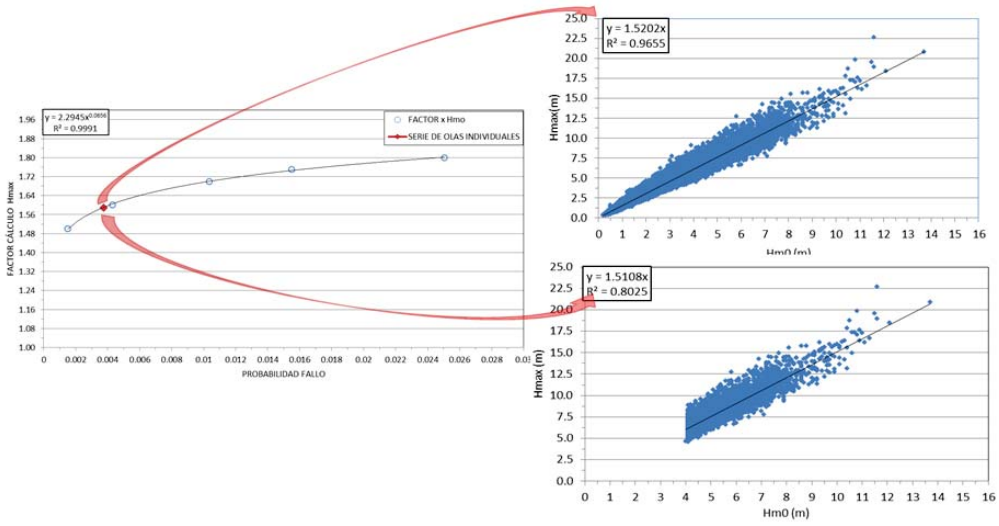


Figura 4. Relación ente Probabilidad de fallo y el coeficiente de la relación entre Hm0 y Hmax

6. Conclusiones

◊ Los procedimientos propuestos para caracterizar la evolución de los ciclos de solicitación, su discretización en estados y la descomposició del estado del mar en ondas individuales permite analizar en su totalidad la respuesta estructural frente a temporales.

◊ De las dos aproximaciones propuestas para la verificación de los modos de fallo de diques en talud, la que realiza la verificación definiendo las variables climáticas con sus distribuciones conjuntas es la más representativo. En los casos analizados, los resultados obtenidos con esta aproximación tanto en la verificación de la estabilidad hidráulica del manto

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

principal como en el deslizamiento y vuelco del espaldón soportado por la estructura son más conservadores que los que trabajan con la marginal de la variable dominante. La magnitud de la diferencia entre las probabilidades de fallo resultantes de ambas aproximaciones dependerá del grado de dependencia de las variables representativas. Si la dependencia es alta, ambos resultados se aproximarán porque la variabilidad de la variable concomitante alrededor de su valor más probable será insignificante. A medida que disminuye esta dependencia, las diferencias entre ambos enfoques se harán más significativas.

◊ En las estructuras verticales, que requieren ser verificadas en términos de ondas individuales, de los procedimientos propuestos, ambos basados en el uso de funciones de cópula, el que efectúa la descomposición de los estados en ondas individuales es más representativo, y computacionalmente más costoso, que el que define una sola altura de ola de forma determinista en términos de una relacion lineal con H_{m0} La diferencia de resultados entre los dos enfoques depende de la representatividad de la altura máxima de ola estimada de forma determinista en relación con la resultante de la descomposición del estado en ondas individuales.

◊ La caracterización estadística completa de las tormentas, que en la actulidad no tiene aplicación práctica debido a las pocas fórmulas funcionales que describen la progresión del daño a través de los estados del mar y la ausencia total en relación con la evolución del daño estructural ola a ola puede complementarse según el que conocimiento de la correlación entre los distintos modos de fallo y las características estadísticas de los materiales se vayan adquiriendo

References

BERENGUER & BAONZA (2006) "Diseño del espaldón de los diques rompeolas". *II Congreso Nacional de Asociación técnica de Puertos y Costas, 35-46. Algeciras*

BOCCOTTI, P., (2000). Wave Mechanics for Ocean Engineering. Elsevier Science, Oxford

CORBELLA, S., STRETCH, D.D., (2012). "Multivariate return periods of sea storms for coastal erosion risk assessment. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci. 12, 2699-2708.*

DE MICHELE, C., SALVADORI, G., PASSONI, G., VEZZOLI, R., (2007). "A multivariate model of sea storms using copulas. *Coast. Eng. 54, 734-751.*

FEDELE, F., ARENA, F., (2009). "The equivalent power storm model for long-term predictions of extreme wave events. Proc. of the 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE 2009), *American Society of Mechanical Engineers (ASME)* .

MARTÍN-HIDALGO, M., MARTÍN-SOLDEVILLA, M.J., NEGRO, V., ABERTURAS, P., LÓPEZ-GUTIÉRREZ, J.S., (2014). "Storm evolution characterization for analysing stone armour damage progression". *Coast. Eng. 85, 1-11.*

MARTÍN-SOLDEVILLA, M.J., MARTÍN-HIDALGO, M., NEGRO, V., MARTÍN-HIDALGO, M.,ABERTURAS, MARTÍN-HIDALGO, M., (2015). "Improvement of theoretical storm characterization for different climate conditions". *Coast. Eng. 96, 71-80.*

MITSUYASU, H et al (1975) Observation of directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy, J. Phy. Oceanogr. 5, 4, 750-760

MELBY, J.A., KOBAYASHI, N., 2011. "Stone Armor Damage Initiation and Progression Based on the Maximum Wave Momentum" Flux. *J. Coast. Res. 27, 110-119.*

PIANC, (1992). "Analysis of rubble mound breakwaters"; *report of working group 12 (PTC II)*

PUERTOS DEL ESTADO, (2005). "ROM 0.5-05 Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias.

PUERTOS DEL ESTADO, (2009). "ROM 1.0-09 Recomendaciones de diseño y ejecución de Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes Climáticos).

TAKAHASHI , ALL (1992)Experimental study of impulsive pressures of composite breakwaters". *Rep. Pot Harbour Res. Ins., 31, 25*

VAN DER MEER, J.W., STAM, C.M., (1992). Wave Runup on Smooth and Rock Slopes of Coastal Structures. *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng. 118(5), 534-550.*

WU Y.T ET ALL ,(1990). "Advanced Probabilistic Structural Analysis Method for Implicit Performance Functions *AIAA Journal 28:9 1663-1669*

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Cálculo semiprobabilístico de las obras de abrigo. Comparación de resultados de diferentes métodos de Nivel I (coeficientes de seguridad parciales)

Escartín-García, F. Javier[a]
[a]MARCIGLOB CONSULTANCY SOLUTIONS (España); email : gerencia@marciglob.com

Resumen

En el artículo se presenta la comparación de los resultados de aplicar el método Nivel I (método de los coeficientes parciales) con los valores genéricos de las ROM (0.0 y 0.5-05) y con los sistemas de coeficientes establecidos en varias publicaciones (PIANC, EU MAST-2, PROVERBS, USACE Coastal Engineering Manual…). *Se han analizado 25 casos correspondientes a 5 ubicaciones del litoral español (para tener en cuenta la variabilidad climática) y 5 características de las obras (definidas por su vida útil, V o T_L, y su probabilidad de fallo, P_f). En el caso de diques en talud se han analizado 4 modos de fallo (estabilidad del manto principal de roca –fórmula de Hudson y Van der Meer–, estabilidad del manto principal de cubos –fórmula de Van der Meer– y estabilidad del pie de apoyo de roca –fórmula de Gerding–) y en el caso de diques verticales 2 modos de fallo (estabilidad al deslizamiento y al vuelco del cajón + superestructura). Los resultados obtenidos para $P_f \leq 0{,}05$ pueden considerarse aceptables, no así para aquellos en que $P_f > 0{,}05$.*

Palabras clave: *coeficientes parciales, dique, modos de fallo, Nivel I, PIANC, probabilístico, ROM.*

1. Introducción

En las ROM 1.0-09 (Parte I) se establece el método de verificación a emplear para resolver las ecuaciones de estado de los modos de fallo/parada de las obras de abrigo en función de los índices IRE e ISA (ver Tabla 1).

IRE	No significativo	Bajo	Alto	Muy Alto
Bajo	[1]	[2]	[2] y [3] ó [4]	[2] y [3] ó [4]
Medio	[2]	[2]	[2] y [3] ó [4]	[2] y [3] ó [4]
Alto	[2] y [3] ó [4]	[2] y [3] ó [4]	[2] y [3] ó [4]	[2] y [3] ó [4]

[1] Método del Coeficiente de seguridad global
[2] Método de los Coeficientes parciales
[3] Métodos de Nivel II
[4] Métodos de Nivel III

Tabla 1. Métodos de verificación a emplear en función del IRE e ISA. Fuente: ROM 1.0-09 (2009).

Salvo para IRE bajo e ISA no significativo (que se corresponde con obras de defensa de playas) al menos hay que emplear el Método de los coeficientes parciales [2].

La ROM 1.0-09 (Parte I) no incluye las ecuaciones de verificación de los modos de fallo ni recomendaciones sobre un sistema específico de coeficientes parciales, más allá de los incluidos en las ROM 0.0 y ROM 0.5-05.

2. Objeto

El objeto del artículo es presentar una comparativa de los resultados obtenidos tras aplicar diferentes sistemas de coeficientes parciales establecidos en otras tantas publicaciones (PIANC, EU MAST-2, PROVERBS, *USACE Coastal Engineering Manual…)* y tras aplicar estrictamente los criterios ROM, con objeto de conocer el grado de seguridad cuando se proyecte con estos últimos.

3. Breve introducción a los métodos de Nivel I

Los coeficientes de seguridad parciales γ_i son habitualmente ≥ 1. Si se definen las variables como de carga o solicitaciones (S_i) y de resistencia (R_j) los coeficientes de seguridad parciales se deberán aplicar del siguiente modo para obtener los valores de diseño (d) a partir de los característicos (k):

$$S_{i,d} = S_{i,k} \cdot \gamma_i \qquad R_{j,d} = R_{j,k} / \gamma_j \qquad (1)$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Las ecuaciones de verificación en términos de margen de seguridad (G) se expresan como

$$G = R - S \geq 0 \qquad (2)$$

por lo que tras aplicar los coeficientes parciales (γ) dicha ecuación queda expresada como

$$G = \Sigma R_{j,k}/\gamma_j - \Sigma S_{i,k}\cdot\gamma_i \geq 0 \qquad (3)$$

A continuación se expresan algunos ejemplos.

a) Cálculo de las piezas del manto principal

De un modo genérico se expresa en función del número de estabilidad N_s como

$$N_s = H_s/(\Delta\cdot D_n) \qquad (4)$$

que se puede reescribir como

$$G = R - S = \Delta\cdot D_n\cdot N_s - H_s \qquad (5)$$

y que tras aplicar los coeficientes parciales queda del siguiente modo:

$$G = (\Delta\cdot D_n)\cdot\gamma_G\cdot N_s/\gamma_Z - \gamma_H\cdot Hs \geq 0 \qquad (6)$$

b) Estabilidad al deslizamiento

De un modo genérico se expresa en función del Factor o Coeficiente de Seguridad FS como

$$FS = R/S \geq 1 \qquad (7)$$

que se puede reescribir como

$$G = R - S = (F_g - F_u)\cdot tg\phi - F_h \qquad (8)$$

y que tras aplicar los coeficientes parciales queda del siguiente modo:

$$G = (\gamma_G\cdot Fg - \gamma_H\cdot Fu)\cdot tg\phi/\gamma_Z - \gamma_H\cdot Fh \geq 0 \qquad (9)$$

c) Estabilidad al vuelco

Se expresa también como $FS = R/S \geq 1$ y que se puede reescribir como

$$G = R - S = (M_g - M_u) - M_h \qquad (10)$$

que tras aplicar los coeficientes parciales queda del siguiente modo:

$$G = (\gamma_G\cdot M_g - \gamma_H\cdot M_u) - \gamma_H\cdot M_h \geq 0 \qquad (11)$$

donde

- γ_G es el coeficiente parcial aplicable a las acciones permanentes (peso propio),
- γ_H es el coeficiente parcial aplicable a las acciones causadas por el oleaje,
- γ_Z es el coeficiente parcial aplicable a las acciones resistentes (número de estabilidad, coeficiente de fricción…).

4. Sistemas de coeficientes de seguridad parciales de diferentes instituciones

4.1 Working Group 12 –WG12– de la PIANC (diques en talud)

Se definen 3 coeficientes de seguridad parciales:

- $\gamma_P = \gamma_G = 1{,}0$ (coeficiente por el que se multiplica las acciones permanentes).
- γ_Z = coeficiente reductor de los parámetros resistentes, definido como $\gamma_Z = 1 - k_\alpha\cdot \ln P_f$ (12)
- γ_{Hs} = coeficiente por el que se multiplica la altura de ola de diseño (que en este caso es $H_s^{T_L}$, es decir, la asociada a un período de retorno igual a la vida útil) y que se define como

$$\gamma_{H_s} = \frac{\hat{H}_s^{T_{P_f}}}{\hat{H}_s^{T}} + \sigma'_{F_{H_s}} \left(1+\left(\frac{\hat{H}_s^{3T}}{\hat{H}_s^{T}}-1\right)k_\beta P_f\right) + \frac{k_s}{\sqrt{P_f N}} \qquad (13)$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

donde

- los coeficientes k_α, k_β y k_s dependen del modo de fallo,
- P_f es la probabilidad de fallo,
- N el nº de datos empleados en el ajuste extremal de H_s,
- $\sigma'_{F_{Hs}}$ es el coeficiente de variación de H_s y depende de su fuente de origen.
- $T_{Pf} = 1/[1 - (1 - P_f)^{1/T_L}]$, siendo T_L la vida útil de la obra, (14)
- H_s^T es la estima central de H_s asociada a un período de retorno T (ya sea $T = T_L$, $T = 3T_L$ o $T = T_{Pf}$).

Los modos de fallo para los cuales se calibraron los coeficientes k_α, k_β y k_s son los siguientes:

- Fórmula de Hudson
- Fórmula de Van der Meer para la estabilidad de rocas (escollera)
- Fórmula de Van der Meer para la estabilidad de cubos
- Fórmula de Van der Meer para la estabilidad de tetrápodos
- Fórmula de Van der Meer para la estabilidad de acrópodos
- Fórmula de Burchart para la estabilidad de dolos
- Fórmula de VdM para la estabilidad de rompeolas de baja cota de coronación
- Fórmula de Van der Meer para la estabilidad del pie de roca (escollera)
- Fórmula de Hunt para el cálculo del run-up en taludes de roca (escollera)

4.2 Working Group 28 –WG28– de la PIANC (diques verticales)

Se definen 3 coeficientes de seguridad parciales:

- $\gamma_P = \gamma_G = 1{,}0$.
- γ_H = coeficiente por el que se multiplica la altura de ola de diseño, que en este caso también es $H_s^{T_L}$.
- γ_Z, γ_C = coeficientes reductores de los parámetros resistentes de los materiales granulares y cohesivos.

Los coeficientes γ_H, γ_Z y γ_C se presentan tabulados en función de P_f y $\sigma'_{F_{Hs}}$, que la obra esté en aguas profundas o someras y de la existencia o no de ensayos reducidos.

Los modos de fallo para los cuales se calibraron los coeficientes γ_H, γ_Z y γ_C son los siguientes:

- Fallo por deslizamiento del cajón sobre la banqueta
- Fallo de la cimentación en un suelo arenoso
- Fallo de la cimentación en un suelo arcilloso
- Fallo por erosión del pie
- Fallo de los elementos de protección de la banqueta

4.3 Proyecto EU MAST-2 (diques en talud)

Tiene el mismo formato que el WG28 de la PIANC, es decir,

- $\gamma_P = \gamma_G = 1{,}0$.
- γ_H, γ_Z y γ_C = coeficientes tabulados en función de P_f y $\sigma'_{F_{Hs}}$.

Al no tener en cuenta la distribución extremal específica de H_s, este sistema de coeficientes parciales es menos preciso que el del WG12 de la PIANC.

Los modos de fallo para los cuales se calibraron los coeficientes γ_H, γ_Z y γ_C son los siguientes:

- Fórmula de Hudson
- Fórmulas de Van der Meer para la estabilidad de rocas, cubos y tetrápodos
- Fórmula de Burchart para la estabilidad de dolos
- Fórmula de Berenguer y Baonza para la estabilidad de cubos perforados
- Fórmula de Burchart para la estabilidad del pie de roca y cubos
- Fórmula de Burchart para la rotura de dolos y tetrápodos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- Fórmula de Burchart para la rotura de dolos y tetrápodos
- Fórmula de De Waal y VdM para el cálculo del run-up en taludes de roca
- Fórmula de Berenguer y Baonza para el cálculo del run-up en taludes de bloques perforados
- Fórmula de Burchart para el cálculo del run-up en taludes de dolos
- Fallo por deslizamiento del cajón sobre la banqueta
- Fallo de la cimentación en un suelo arenoso
- Fallo de la cimentación en un suelo arcilloso
- Fallo por erosión del pie
- Fallo de los elementos de protección de la banqueta

4.4 USACE *Coastal Engineering Manual* (diques en talud y verticales)

Tiene el mismo formato que el WG28 de la PIANC y el EU MAST-2.

En el caso de los modos de fallo de diques en talud los coeficientes son los mismos que los del Proyecto EU MAST-2.

En el caso de los modos de fallo de diques verticales los coeficientes son ligeramente diferentes a los del WG28 y además incluye valores para el modo de fallo de fallo por vuelco del cajón.

4.5 PROVERBS: PRObabilistic design tools for VERtical BreakwaterS (diques verticales)

Se definen los siguientes coeficientes de seguridad parciales:

- $\gamma_G = 1{,}0$ para el peso propio y $\gamma_G = 1{,}1$ para el resto de acciones permanentes.
- γ_H = coeficiente por el que se multiplica las acciones causadas por el oleaje de diseño, y que es el asociado a un período de retorno igual a la vida útil.
- γ_m (γ_ϕ, γ_{Cu}, γ_C y γ_r)= coeficientes reductores de los parámetros de los materiales: ángulo de fricción, resistencia al corte no drenado, resistencia del hormigón y resistencia del acero respectivamente.

Se define $\gamma_H = \gamma_{H0} \cdot \gamma_T \cdot \gamma_{H2}$ (15) donde

- $\gamma_{H0} = 1{,}10$
- $\gamma_T = 0{,}98$ si la vida útil es $T_L = 20$ años; $\gamma_T = 1{,}00$ si es $T_L = 50$ años y $\gamma_T = 1{,}05$ si es $T_L = 100$ años.
- $\gamma_{H2} = 0{,}85$ si se efectúan ensayos en modelo para determinar las acciones del oleaje y $\gamma_{H2} = 1{,}00$ en caso contrario.

Se define $\gamma_m = \gamma_0 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3$ (16) donde

- $\gamma_0 = 1{,}20$ para tanϕ y $\gamma_0 = 1{,}30$ para Cu
- γ_1 = depende del valor de P_f:

P_f	0,40	0,20	0,10	0,05	0,01
γ_1	0,75	0,90	1,00	1,10	1,25

Tabla 2. Valor de γ_1 en función de P_f. Fuente: elaboración propia a partir del PROVERBS.

- $\gamma_2 = 1{,}00$ si no se efectúan ensayos para determinar los parámetros resistentes.
- $\gamma_3 = 1{,}00$ si se efectúa un control normal.

4.6 Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM)

En las ROM 0.0 se presentaron los siguientes coeficientes parciales

Acciones de deformación y del terreno

Sentido actuación	Favorable, $p_{1,i}$	Desfavorable, $p_{2,j}$
Permanente	1.00	1.35
No Permanente	0.90	1.20

Resto de acciones

Sentido actuación	Favorable, $p_{1,i}$	Desfavorable, $p_{2,j}$
Permanente	1.00	1.35
No Permanente	1.00	1.50

Tabla 3. Valores de los coeficientes parciales Fuente: ROM 0.0.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En las ROM 0.5-05 se incluyeron los siguientes coeficientes parciales en función del tipo de modo de fallo (EQU, GEO, HYD…) de los ELUs (ver Tabla 4).

Acción	Símbolo	Tipo de modo de fallo				
		EQU	STR	GEO	UPL	HYD
Permanente						
Desfavorable	γ_g	1,10	1,35	1,00	1,00	1,35
Favorable		0,90	1,00	1,00	0,90	0,90
Variable						
Desfavorable	γ_q	1,50	1,50	1,30	1,50	1,50
Favorable		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 4. Valores de los coeficientes parciales **γ**. *Fuente: ROM 0.0-05 (2005)*

Estos coeficientes **γ** deben aplicarse en unas ecuaciones en las que además se debe satisfacer los coeficientes de seguridad global F que se presentan en la Tabla 5.

Tabla 4.7.1. Coeficientes de seguridad mínimos para diques en talud emergidos (con probabilidad de ocurrencia en el modo de fallo del orden de 0,01)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo Geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes, F_1	Fundamentales o Características, F_2	Accidentales o Sísmicas, F_3
3.8.4.4	Deslizamiento superficial del manto	1,2	1,1	1
3.5.5 3.5.6 3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad del espaldón: deslizamiento, vuelco y estabilidad global	1,2	1,1	1
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad de la berma	1,3	1,1	1
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Pérdida de estabilidad global	1,3	1,1	1
–	Erosión interna	MP	MP	MP
3.8.4.5 y 3.8.4.6	Rotura del núcleo del dique	1,3	1,1	1
–	Socavación del fondo natural	MP	MP	MP

Tabla 4.7.2. Coeficientes de seguridad mínimos para diques verticales (con probabilidad de ocurrencia en el modo de fallo del orden de 0,01)

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes, F_1	Fundamentales o Características, F_2	Accidentales o Sísmicas, F_3
3.5.5	Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	1,3	1,1	1
3.5.4	Hundimiento	1,8	1,5	1,2
3.5.6 y 3.7.11.1.2	Vuelco plástico	1,3	1,2	1,1
3.8	Estabilidad global	1,3	1,1	1
–	Erosiones y socavaciones	MP	MP	MP

Tabla 5. Coeficientes de seguridad F para diferentes ELUs de diques en talud y verticales. Fuente: ROM 0.0-05 (2005)

La combinación que suele resultar crítica en el caso de deslizamiento y vuelco es la fundamental o característica, por lo que en este artículo se considerará el uso de los coeficientes F_2.

No obstante, dichos valores se corresponden para modos de fallo del orden de $P_f = 0{,}01$, de manera que para otras probabilidades de fallo P_f se empleará el valor de $F_2(P_f)$ obtenido de la expresión siguiente (apartado 3.3.8.2 de la ROM 0.5-05):

$$F_2(P_f) = F_2\,(P_f{=}0{,}01)\cdot\exp[\zeta\cdot(\beta_{P_f} - \beta_{P_f=0{,}01})] \geq 1 \qquad (17)$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

donde

- β es el índice de fiabilidad asociado a P_f y
- ζ es la desviación típica de lnF, que a título orientativo puede calcularse como $\zeta = 0{,}15 \cdot F_1 - 0{,}10$ (18).

Finalmente la ROM 0.5-05 establece que

- para $P_f \leq 0{,}05$ se emplee como altura de ola de cálculo la asociada a un período de retorno T = 50 años y se usen los valores de γ y F propuestos en las tablas.
- para $P_f > 0{,}05$ se emplee como altura de ola de cálculo la asociada a un período de retorno T_{Pf} y se considere para todos los coeficientes γ = 1,00 y los valores de F reducidos mediante la expresión mostrada.

5. Casos analizados

Con objeto de cubrir ampliamente las diferentes combinaciones, se han considerado 5 tipos de obra (1 a 5) y cinco ubicaciones geográficas (A a E), lo cual da lugar a 25 escenarios: 1A a 5E.

TIPO DE OBRA

Caso	Tipo de obra	V (años)	P_f	T_{Pf} (años)
1	Espigón costero	15	0,20	67,7
2	Dique de puerto pesquero o deportiv o con zona operativ a adosada	25	0,10	237,8
3	Dique de puerto comercial[1] con zona de operación de mercancía no peligrosas en trasdós	50	0,10	475,1
4	Dique de puerto pesquero o deportiv o con zona operativ a adosada	25	0,05	487,9
5	Dique de puerto comercial[1] con zona de operación de mercancía no peligrosas en trasdós	50	0,05	975,3

UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y DATOS DE OLEAJE

Caso	Boya	V (años)	α	β	γ	λ	N
A	Valencia	50	1,90	0,80	1,39	5,78	115
B	Cádiz	50	2,45	1,11	1,21	7,57	232
C	Silleiro	50	4,18	1,69	1,43	9,18	148
D	Bilbao	50	3,45	1,04	1,11	9,76	279
E	Tenerife	50	1,92	0,53	1,21	2,46	91

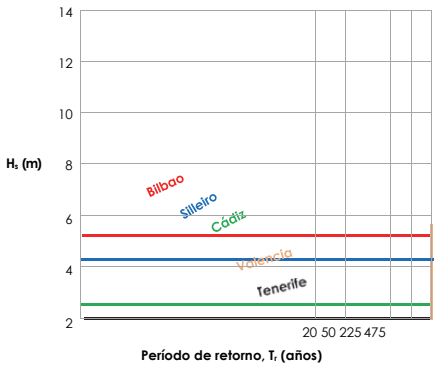


Fig. 1. Caracterización de los escenarios analizados. Fuente: elaboración propia

Se ha considerado tanto dique en talud como dique vertical.

En el caso de los diques en talud se han analizado los siguientes modos de fallo de ELU:

- Estabilidad del manto principal de roca (fórmula de Hudson)
- Estabilidad del manto principal de roca (fórmula de Van der Meer)
- Estabilidad del manto principal de cubos (fórmula de Van der Meer)
- Estabilidad del pie de apoyo de roca (fórmula de Gerding)

y se han empleado los γ definidos por PIANC WG12, EU MAST-2 y ROM.

En el caso de los diques verticales se han analizado los siguientes modos de fallo de ELU:

- Estabilidad al deslizamiento del cajón + superestructura.
- Estabilidad al vuelco del cajón + superestructura.

y se han empleado los γ definidos por USACE CE, PROVERBS y ROM.

Se han definido unas profundidades que no condicionen la altura de ola por rotura.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Análisis de los resultados

6.1 Dique en talud

En las gráficas de la figura 2 las de la izquierda representan el incremento de masa de los bloques (M) obtenidos mediante el sistema de coeficientes parciales de la PIANC y de la ROM respecto al del MAST-2 y las de la derecha el incremento de la masa obtenida con la ROM respecto a los otros 2 sistemas.



Fig. 2. Comparación de las masas de los bloques obtenidas en cada caso. Fuente: elaboración propia

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Las principales conclusiones son las siguientes:

- El sistema MAST-2 en general da lugar a masas de bloques mayores que el del PIANC WG12, siendo mayor la diferencia cuanto mayores son los valores de T_L (o V) y P_f. Esto es debido a que MAST-2 penaliza mucho γ_H. El efecto es más marcado para las fórmulas de Hudson y VdM - cubos y menos para VdM - roca y más notable para los oleajes de las boyas de Valencia y Silleiro.
- El sistema ROM da lugar a masa de bloques menores que los del PIANC WG12 y MAST-2 (siendo los % mayores en este caso) para los escenarios 1, 2 y 3, es decir con $P_f > 0{,}05$. En cambio en los escenarios 4 y 5 (con $P_f = 0{,}05$) la masas obtenidas con la ROM son superiores (especialmente si se comparan con PIANC). El motivo radica en que para $P_f > 0{,}05$ se emplea $\gamma_H = 1$ y aunque la altura de ola empleada sea la asociada a T_{Pf}, su diferencia respecto a $H_s^{50años}$ es mucho menor que los valores de γ. El hecho que para el caso 4 ($V = T_L = 25$ a) las diferencias de las masas sean mayores que para el 5 se debe a que para ambos casos la ROM da lugar a la misma masa (pues en ambos se aplica $H_s^{50años}$ y $\gamma_H = 1{,}5$).
- En general la ROM da lugar a resultados muy razonables para los casos 5 ($V = 50$ años y $P_f = 0{,}05$) para todas las fórmulas y boyas analizadas, conservadores para los casos 4 ($V = 25$ años y $P_f = 0{,}05$) y valores inseguros para los casos 1 a 3 ($P_f > 0{,}05$)

6.2 Dique vertical

En las gráficas de la figura 3 las de la izquierda representan el incremento de la masa del dique (F_g) y de su momento estabilizador (M_g) obtenidos mediante el sistema de coeficientes parciales de la PIANC y de la ROM respecto al del MAST-2 y las de la derecha el incremento de la masa obtenida con la ROM respecto a los otros 2 sistemas.

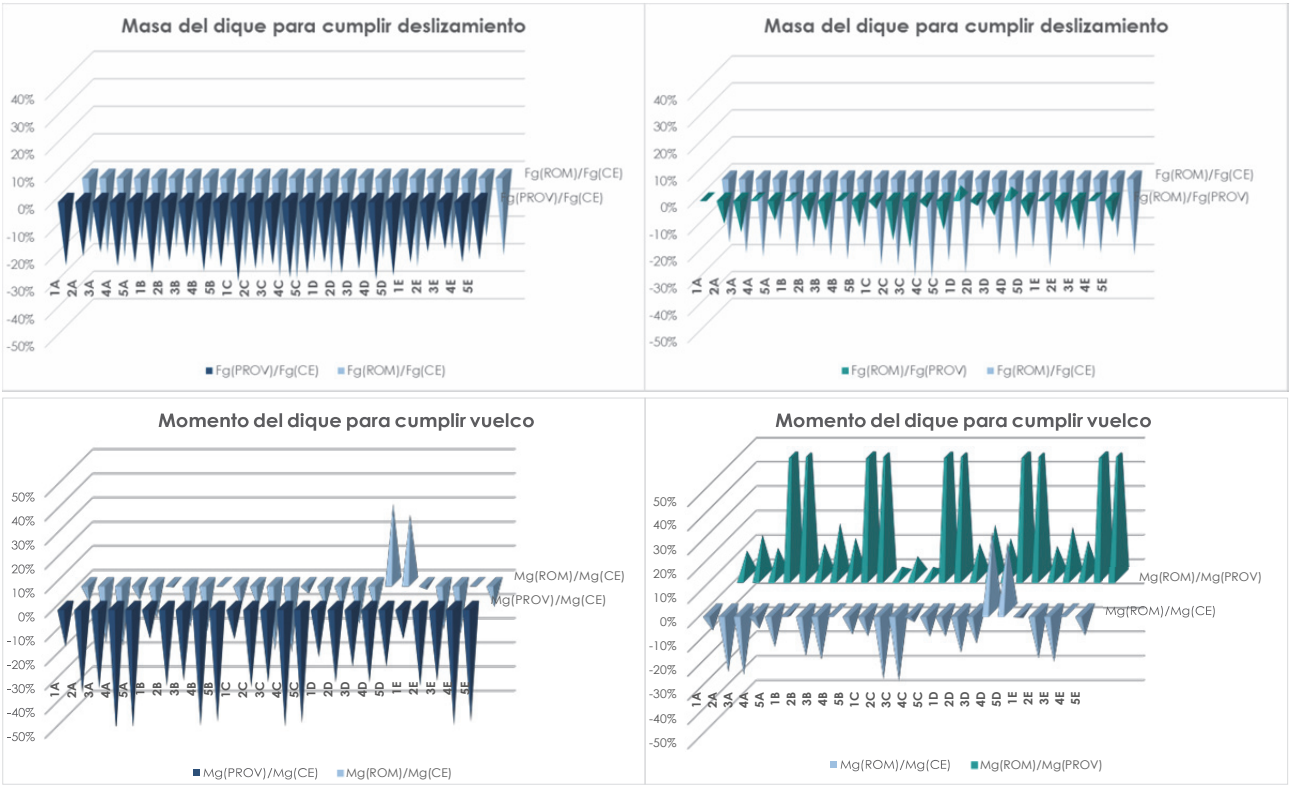


Fig. 3. Comparación de las masas y momentos necesarios obtenidas en cada caso. Fuente: elaboración propia

Las principales conclusiones son las siguientes:

- El sistema PROVERBS da lugar a masas y momentos menores que el del USACE CE, siendo mayores la diferencia en el caso de los momentos (un 35% inferiores) que para las masas (25%). Esto es debido a 2 razones: los γ_H y γ_Z de PROVERBS son bastante inferiores a los del CE y PROVERBS en los cálculo al vuelco no tiene en cuenta el valor de P_f, lo cual penaliza los casos 4 y 5 e incrementa el promedio. No existen diferencias notables en función de la boya empleada.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

- El sistema ROM da lugar a masas de dique menores que los del USACE CE (30 %) y PROVERBS (5%) y da lugar a momentos de dique menores que los del USACE CE (sólo un 10% pero que se reducen drásticamente si se restringe a los casos 4 y 5) pero mayores que los del PROVERBS (40%, que se reduce a un 15% si no se consideran los casos 4 y 5 que PROVERBS penaliza).

- En general la ROM da lugar a resultados razonables para el vuelco (especialmente para los casos con Pf ≤ 0,05), pero no tanto para el deslizamiento. Esta diferencia puede deberse a los diferentes valores de γ_H y γ_G que se han aplicado, pues el deslizamiento se ha considerado como modo de fallo GEO (γ_H = 1,30 y γ_G = 1,00) y el vuelco como modo de fallo EQU (γ_H = 1,50 y γ_G = 0,90). Si se aplican estos últimos coeficientes al deslizamiento, las diferencias de masas respecto al CE se reducen al 20%, pero si lo restringimos a los casos 4 y 5 ($P_f \leq 0,05$ y por tanto en los que se aplican los coeficientes γ) las diferencias respecto al CE se reducen al 10%.

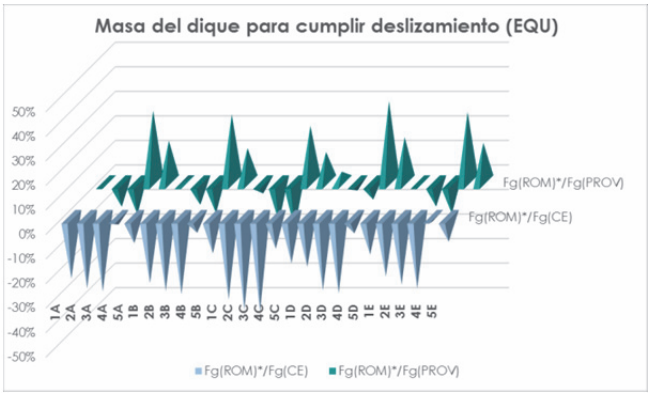


Fig. 3. Comparación de las masas necesarios obtenidas en cada caso suponiendo un modo de fallo EQU para el deslizamiento. Fuente: elaboración propia.

7. Conclusiones

Ante la ausencia de indicaciones en la ROM 1.0-09 (Parte I) sobre las ecuaciones de verificación de los modos de fallo ni recomendaciones sobre un sistema específico de coeficientes parciales γ, se ha analizado la diferencia de aplicar los valores incluidos en las ROM 0.0 y ROM 0.5-05 y los coeficientes parciales de seguridad recomedados por otras publicaciones parad diques en talud y verticales (PIANC, EU MAST-2, PROVERBS, USACE *Coastal Engineering Manual…).*

Se han analizado 25 casos correspondientes a 5 ubicaciones del litoral español (para tener en cuenta la variabilidad climática) y 5 características de las obras (definidas por su vida útil, V o T_L, y su probabilidad de fallo, P_f).

En el caso de diques en talud se han analizado 4 modos de fallo (estabilidad del manto principal de roca –fórmula de Hudson y Van der Meer–, estabilidad del manto principal de cubos –fórmula de Van der Meer– y estabilidad del pie de apoyo de roca –fórmula de Gerding–) y en el caso de diques verticales 2 modos de fallo (estabilidad al deslizamiento y al vuelco del cajón + superestructura).

Los resultados indican que en el caso que la probabilidad de fallo sea $P_f \leq 0,05$ los resultados obtenidos siguiendo las indicaciones de las ROM 0.0 y 0.5-05 pueden considerarse aceptables ya que dan lugar a masas superiores que las obtenidas con los otros sistemas (PIANC, etc.), mientras que para aquellos en que $P_f > 0,05$ los resultados no son aceptables ya que dan lugar a masas interiores y por tanto resultan inseguros. El motivo de este comportamiento dispar radica en el hecho que las ROM 0.5-05 dan un tratamiento diferente a ambos casos, aplicándose los valores de γ solamente en los casos con $P_f \leq 0,05$ (recomendando además emplear la Hs asociada a una período de retorno de 50 años), mientras que para $P_f > 0,05$ se recomienda emplear γ = 1 y la altura de ola asociada a un período de retorno T_{Pf}.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

BURCHARTH, H. F., AND SØRENSEN, J. D. (1999). *The PIANC Safety Factor System for Breakwaters*. En: *Proceedings of Coastal Structures' 99.* Vol 2, pp 1125-1144.

MAST (MARINE SCIENCE AND TECHNOLOGY RESEARCH PROGRAMME OF THE EUROPEAN UNION) (1995). *Rubble Mound Breakwater Failure Modes*. EU-MAST 2 project MAS 2 - CT92 -0042. Aalborg: Aalborg University.

MAST (MARINE SCIENCE AND TECHNOLOGY RESEARCH PROGRAMME OF THE EUROPEAN UNION). (1999). *Probabilistic design tools for vertical breakwaters.* MAS3 - CT95 – 0041. Braunschweig: Technical University of Braunschweig

PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES (1992). *Analysis of Rubble Mound Breakwaters.* PTC-II: Report of Working Group no. 12. Brussels: PIANC.

PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES (2003). *Analysis of Rubble Mound Breakwaters with Vertical and Inclined Crown Walls.* Report of Working Group no. 28. Brussels: PIANC.

PUERTOS DEL ESTADO (2001). *Recomendaciones para Obras Marítimas. Procedimiento general y bases de cálculo*. ROM 0.0. Madrid: Puertos del Estado.

PUERTOS DEL ESTADO (2005). *Recomendaciones para Obras Marítimas. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*. ROM 0.5-05. Madrid: Puertos del Estado.

PUERTOS DEL ESTADO (2009). *Recomendaciones para Obras Marítimas. Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo (Parte 1ª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos.* ROM 1.0-09. Madrid: Puertos del Estado.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003). *Coastal Engineering Manual (CEM).* Part VI; Chapter 6: Reliability based design of Coastal structures.Washington: USACE

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estudio de la playa de San Lorenzo de Gijón (Asturias)

De la Peña Olivas, José Manuel[a] y Sánchez González, José Francisco[a]
[a] Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, C/ de Antonio López, 81, 28026 Madrid. jose,m,pena@cedex.es y jose,f,sanchez@cedex.es

Resumen

San Lorenzo de Gijón es una de las playas más emblemáticas de las costas españolas. En este trabajo se presenta los resultados de un estudio realizado por el CEDEX por encargo de Puertos del Estado. Su objetivo era estudiar la evolución más reciente de la playa, en especial tras la construcción del dique de ampliación del puerto de Gijón, y se concretó en tres fases, informes, realizados desde septiembre de 2014 a marzo de 2015: Propagación del oleaje actual con la ampliación portuaria y la situación anterior; Análisis de la evolución reciente de la playa y cambios en la dinámica litoral; Estudio con modelo físico 3D de fondo móvil, para corroborar las causas de la actual situación evolutiva y analizar las posibles actuaciones de mejora.

Palabras clave: *Evolución de playa, modelo físico de fondo móvil, propagación de oleaje.*

1. Introducción

La playa de San Lorenzo en Gijón es una playa urbana que se ha ido acomodando a las diferentes transformaciones que se han producido en litoral. Así, uno de los primeros efectos proviene del año 1894 cuando el Boletín oficial de la provincia publica la autorización "... al Ayuntamiento de Gijón para construir un muro en la playa de San Lorenzo..." que no se construiría hasta los primeros años del siglo XX. Desde entonces, la playa vio restringido su movimiento por el paseo; dando el oleaje en el muro, paseo marítimo, en pleamar, Fig.1.



Fig. 1. Playa de San Lorenzo en agosto de 1931

Por entonces se había ejecutado el dique norte del nuevo puerto del Musel, que comenzó a funcionar en 1917. En 1911 comenzó a construirse el denominado muelle del Parque de Carbones que finalizaría en 1924. Esta ampliación se mantuvo hasta los años sesenta que comenzaron a acometerse las nuevas ampliaciones del Musel y finalizando en los 80 del pasado siglo. La situación de la playa de San Lorenzo no había cambiado mucho en estos años. Así, el PIDU de Oviedo (Asturias) de 1978 recogía la necesidad de actuación en la playa, consistente en una regeneración y construcción de 13 espigones, dando el corto plazo para la realización de las obras. Pocos años después, el documento "Política de Costas. Plan de Actuaciones 1983 -1990" indicaba que "...la construcción de un muro por delante de las

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

edificaciones que ocuparon la playa han dado lugar a un proceso de regresión de la playa de forma que en pleamar la playa desaparece excepto en su extremo oriental; cuando hay un temporal las olas rompen contra el muro y se llevan la arena hacia la playa sumergida y hacia levante y el proceso se acelera. Esta situación exige una actuación urgente para regenerar la playa y frenar el proceso mediante obras y aportaciones de arena artificiales...".

Aunque se realizan estudios (CEDEX 1984) con ese fin, no se acomete ninguna actuación de las requeridas entonces, hasta que a comienzos del siglo XXI, el Puerto de Gijón decide ampliar sus instalaciones. Las obras de ampliación duran desde el año 2005 hasta el año 2010. Esta obra resulta muy polémica debido al impacto paisajístico que tiene sobre la ensenada. Aparecen quejas y temores ante los problemas que esta obra pueda acarrear en la evolución futura de la playa emblemática de San Lorenzo. Además, la Declaración de Impacto Ambiental de la obra de 12 de enero de 2004 preveía la regeneración de la playa de San Lorenzo (BOE 12-1-2004). A raíz de ello, y para su seguimiento, se realizaron diversos informes técnicos relacionados con la playa para el Puerto de Gijón, entre los que se incluían la vigilancia ambiental, un estudio de regeneración de la playa de San Lorenzo y el seguimiento de ella (UTE Dique 2007, IBERINSA 2010, Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria 2010 y 2012). Además se realizaron una batería de batimetrías (años 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012 y 2013) para la Autoridad Portuaria de Gijón.

Finalmente, Puertos del Estado encargó un estudio al CEDEX cuyo objetivo era estudiar la evolución de la playa de San Lorenzo y analizar el comportamiento futuro de la regeneración de la playa concretando la cantidad de material y zona a verter, así como su estabilidad, basándose en los trabajos y propuestas de regeneración anterior.

2. Variables a considerar en el estudio de la playa

La bahía de Gijón ha ido transformándose a lo largo del tiempo, al igual que lo ha hecho la playa de San Lorenzo de la localidad. Estas transformaciones se han debido especialmente a dos causas: La primera de ellas es la actividad portuaria y la segunda son las transformaciones urbanas, condicionantes que hacen que se comporte y evolucione de la manera que lo hace. Su conocimiento nos acerca más a saber cómo puede evolucionar en el futuro. Otros condicionantes pueden ser naturales y, en cierto modo, invariables como son las características de sus fondos: La distribución superficial de la arena en el fondo frente a la playa de San Lorenzo, que se asemeja a un pasillo o cuenco hasta 25 m de profundidad con los contornos de roca. Pero, existen otras variables que condicionan también el comportamiento de la playa que no son naturales. Las dos más relevantes son: El muro del paseo marítimo de la playa de San Lorenzo y las sucesivas ampliaciones del puerto de Gijón.

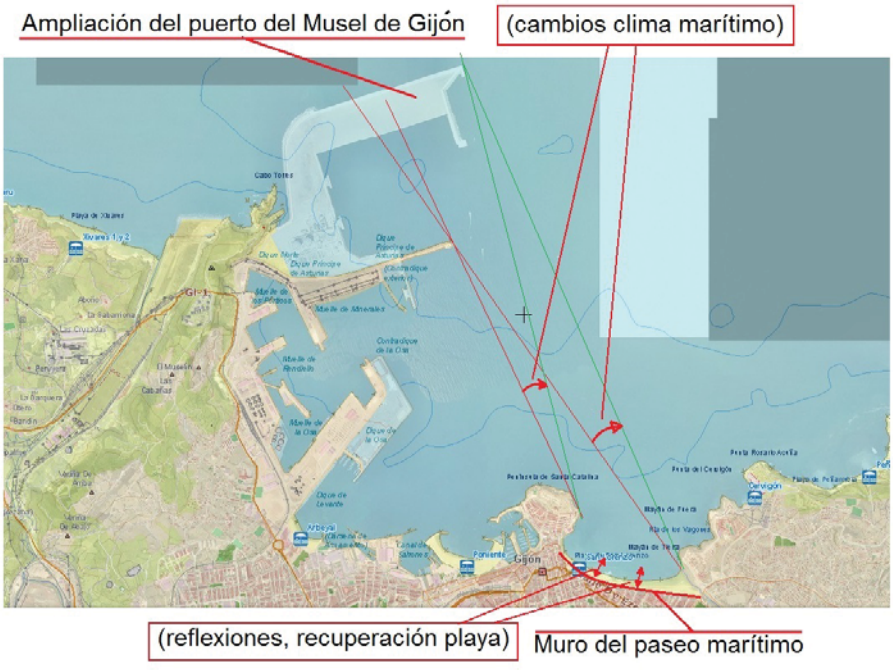


Fig. 2. Variables no naturales para el estudio del comportamiento de la playa de San Lorenzo (foto y mapa: MAGRAMA)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3. Fases de realización del estudio

Este Estudio se concretó en tres fases, informes, realizados desde septiembre de 2014 a marzo de 2015; consistiendo en:

- Fase I. Propagación del oleaje desde profundidades indefinidas hasta la playa, simulando la situación actual con la ampliación portuaria y la situación anterior.
- Fase II. Análisis de la evolución reciente de la playa y cambios en la dinámica litoral.
- Fase III. Estudio con modelo físico 3D de fondo móvil, para corroborar las causas de la actual situación evolutiva y analizar las posibles actuaciones de mejora.

3.1. Fase I: Propagación de oleaje

La ampliación del Puerto de Gijón, cuyas obras se iniciaron en 2005 finalizando en 2010, ha requerido la construcción de un nuevo dique de abrigo que parte del Cabo de Torres y cuenta una longitud total de 3.834 metros. El estudio de propagaciones analizó la transformación del oleaje después de la última ampliación del puerto de Gijón, respecto al estado previo, llegándose a la conclusión de que la energía total que incide en la playa es menor actualmente que antes de la ampliación.

Para la realización de las propagaciones se ha utilizado el modelo matemático elíptico MDSL, desarrollado para la realización de estudios de propagación de oleaje, agitación y ondas largas basado la ecuación de Berkhoff o de la pendiente suave. El modelo matemático se caracteriza por la sencillez y eficacia computacional y la complementariedad con otras aplicaciones para estudios de oleaje.

Se propagaron los dos tipos de oleaje SEA y SWELL, siendo distintas las direcciones de propagación en dichos casos. Para el oleaje tipo SEA el espectro deber ser direccional puesto que existen direcciones significativas en todas las direcciones comprendidas entre los límites W12N y E6N. Para el oleaje tipo SWELL el espectro es más estrecho en direcciones con una dirección predominante. Las direcciones de propagación para este tipo de oleaje se corresponderán con las más predominantes bajo condiciones energéticas y por lo tanto con las direcciones NW y NNW.

Para el oleaje tipo SWELL se propagó un oleaje escalar irregular en la dirección predominante, con espectro tipo JONSWAP, factor de apuntamiento igual a 3,3. Para el oleaje tipo SEA se realizo con un oleaje irregular con espectro direccional tipo MGS con factor de dispersión igual a 40 correspondiente al factor de dispersión para oleajes tipo SEA para la profundidad relativa de 0,09 correspondiente al periodo de pico de diseño y la profundidad en el contorno incidente. En la tabla1 se resumen los parámetros considerados.

Tipo de oleaje	T_p (s)	Dirección	H_{m0} (m)	Espectro	Niveles del Mar (m)	Factor de dispersión
SWELL	15	NW	1	Escalar JONSWAP	+ 2, 0, -1,5	Unidireccional
SWELL	15	NNW	1	Escalar JONSWAP	+ 2, 0, -1,5	Unidireccional
SEA	10	W – E	1	Direccional MGS	+ 2, 0, -1,5	40

Tabla 1. Resumen de las condiciones de clima marítimo en MDSL.

Las propagaciones sin ampliación del puerto nos muestran que para la dirección NW, según aumenta el nivel de marea, el oleaje aumenta en la zona adyacente al río Piles. El oleaje se concentra en la zona de punta Cervigón y es evidente el efecto sobre el oleaje del bajo de las Amosucas. El oleaje incide con mayor energía en el cerro de Santa Catalina, siendo esto más notorio en bajamar. Los frentes de oleaje inciden oblicuamente, en dirección Este, al paseo marítimo con un ángulo entorno a los 30º. Con la dirección NNW la incidencia del oleaje se concentra principalmente en la playa de San Lorenzo debido al efecto que tiene sobre el mismo el bajo de las Amosucas, con más energía en bajamar pero se produce un desplazamiento de la energía del oleaje hacia la zona del Piles según sube la marea. Los frentes de oleaje también inciden oblicuamente al paseo marítimo de la playa de San Lorenzo, con un ángulo similar al mencionado para

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

la dirección NW. Para la dirección N se observa que el oleaje se concentra en la zona oeste de la playa, más en bajamar; el oleaje es más fuerte en la zona del cerro Santa Catalina e incluso llega a tener mayor incidencia en la playa de Poniente que en la playa de San Lorenzo.La mayor altura que se observa en la playa de Poniente en comparación con las otras dos direcciones y es consecuencia de la reducción del área protegida por el dique Príncipe de Asturias para este caso. Los frentes de oleaje siguen teniendo una incidencia oblicua al paseo marítimo aunque el ángulo de incidencia se reduce con respecto a los otros dos casos. Los resultados de isoalturas para nivel medio se muestran en la Fig. 3

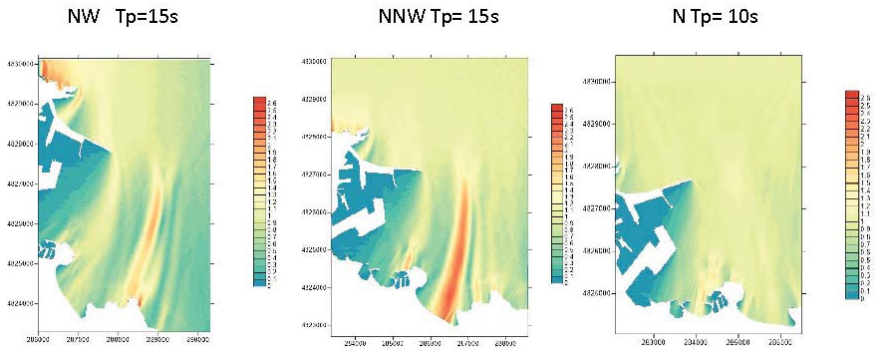


Fig. 3. Resultados de la propagación a nivel medio de marea, sin ampliación de puerto

Las propagaciones con ampliación, Fig. 4, nos indican que para la dirección NW no existen variaciones significativas de la altura de ola según varía el nivel del mar. El oleaje al igual que ocurría en el caso sin ampliación se concentra en la punta de Cervigón. Sigue siendo evidente el efecto del bajo de las Amosucas al que se la añade el efecto de la difracción del nuevo dique exterior. Este dique amplía la zona protegida, tal que incluso la zona del cerro de Santa Catalina ve reducida la incidencia del oleaje. Los frentes de oleaje mantienen la incidencia oblicua con dirección Este. Para la dirección NNW se produce un desplazamiento de la energía del oleaje hacia la zona del río Piles según aumenta el nivel de marea, al igual que sin la ampliación. El oleaje continúa concentrándose en la zona este de la playa siendo las amplitudes en la zona de la Escalerona y Cimadevilla sensiblemente menores. El nuevo dique aumenta la protección hasta la zona del cerro de Santa Catalina. Para la propagación direccional N las conclusiones son muy similares al caso sin ampliación puesto que el nuevo dique exterior para esta dirección no modifica sensiblemente las condiciones.

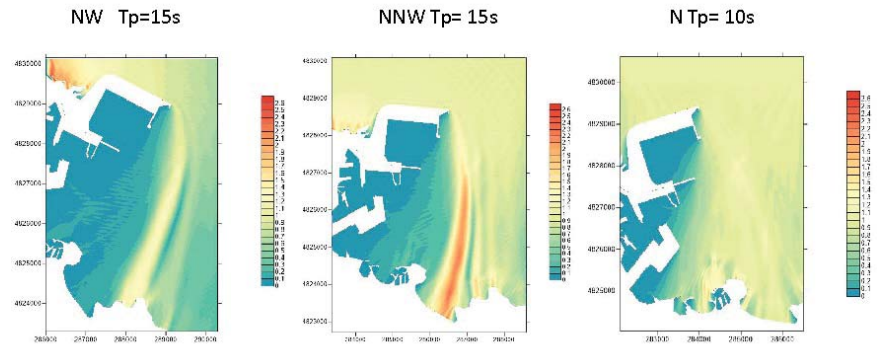


Fig. 4. Resultados de la propagación a nivel medio de marea, con ampliación de puerto

La comparación entre las propagaciones con i sin ampliación, Fig. 5, muestra que para la dirección NW en la playa de San Lorenzo se produce una disminución en la altura de la ola en algunas partes de la playa aumentando dicho descenso a la mayor parte de la misma cuando acontece la pleamar. Este descenso es del orden a un 50% para los resultados de las simulaciones. El descenso es más acusado en la zona del cerro de Santa Catalina y, al contrario, en la punta de Cervigón, se produce un aumento de amplitud del oleaje incidente. Para la dirección NNW ,en la playa de San Lorenzo se produce un aumento de las alturas de ola en la parte oeste, zona conocida como la de La Escalerona; las amplitudes se incrementan alrededor de un 30%, disminuyendo según sube la marea en la playa. Al igual que ocurre con la dirección NW, las alturas de ola disminuyen acusadamente en la zona del cerro Santa Catalina y aumentan en algunas

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

zonas de la punta de Cervigón. Para la dirección N las variaciones no son reseñables en la playa de San Lorenzo produciéndose un incremento igual al 10% en la zona del río Piles y siendo las amplitudes muy similares en el resto de las zonas en los resultados de las simulaciones.

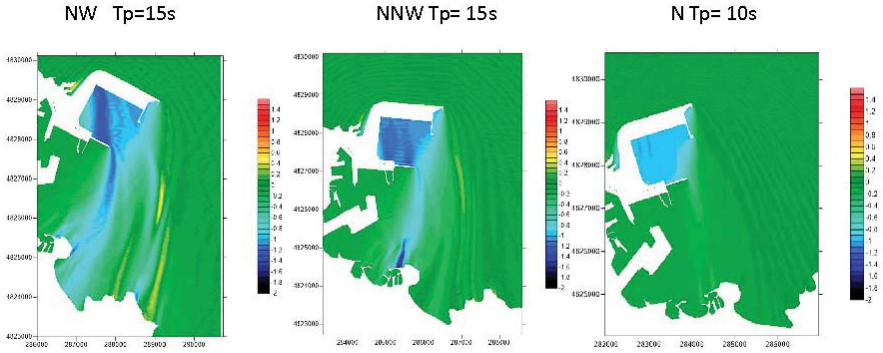


Fig. 5. Resultados de la propagación a nivel medio de marea, comparación con y sin ampliación de puerto

3.2. Fase II. Análisis de la evolución reciente de la playa y cambios en la dinámica litoral

En esta Fase II del estudio se acometió el estudio de dos bloques básicos: 1) Las transformaciones que la ampliación del puerto del Musel produce en el clima marítimo que incide directamente en la playa de San Lorenzo, y 2) La evolución que se ha producido en la playa antes y después de la ampliación, para así poder detectar los efecto que ella provocaría en la playa.

El primer bloque estudió la transformación del oleaje que partiendo de profundidades intermedias, llega hasta la playa de San Lorenzo, donde se produce la rotura del oleaje. El conocimiento de la evolución que se produce en el oleaje en este recorrido se hace utilizando los resultados de las propagaciones de oleaje realizadas con modelo matemático de la Fase I.

Para analizar los resultados obtenidos se empleó en primer lugar la altura de ola en las proximidades de la playa (a unos 10 m de profundidad). Esta altura está representada por el coeficiente de propagación, que incluye los fenómenos de refracción (R), difracción (D) y asomeramiento (S), esto es: $K_P = K_R.K_D.K_S$

El valor medio de K_P se ha obtenido para cada dirección propagada en dos zonas significativas de la playa: 1) al Oeste, frente a la "Escalerona", en un sector que se extiende entre las escaleras 3 y 8 del paseo marítimo; 2) al Este, cerca de la desembocadura del río Piles, sector que se extendería entre las escaleras 9 y 13 del paseo (Tabla 2).

	Zona "Río Piles" (ESTE)			Zona "Escalerona" (OESTE)		
Dirección	Antes	Después	Variación (%)	Antes	Después	Variación (%)
N	0,90	0,90	0	0,91	0,92	+1,10
NNW	1,46	1,43	-2,05	0,96	0,85	-11,46
NW	0,61	0,17	-72,13	0,80	0,08	-90,00

Tabla 2. Variación del coeficiente de propagación K_p.

Estos resultados muestran que la energía total que incide en la playa es menor actualmente que antes de la ampliación, como consecuencia del abrigo que supone el nuevo dique frente a los oleajes del NNW y, especialmente el NW (Fig. 6).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

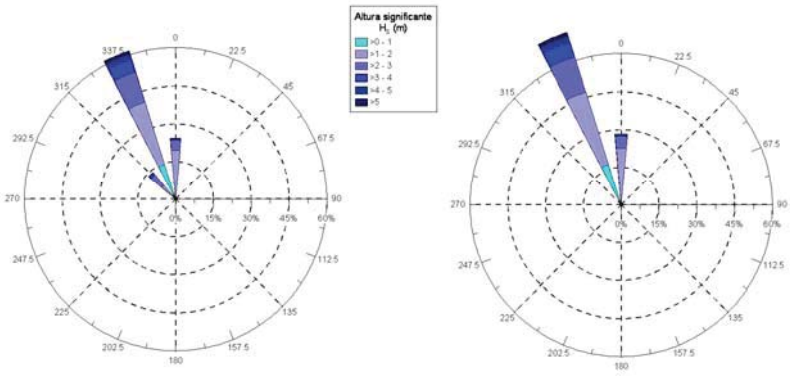


Fig. 6: Rosa de oleajes de la Boya de Gijón que alcanzan la playa de San Lorenzo con más de 1 m. Izquierda: situación anterior a la ampliación. Derecha: situación posterior a la ampliación

Suponiendo que todos los oleajes del NW y NNW son de fondo (*swell*) y que los del N son de viento (*sea*), puede suponerse que antes y después de la ampliación se tenía el siguiente reparto de tipos de oleaje (Tabla 3):

Tipo	Antes	Después
SEA	25	30
SWELL	75	70
SWELL/SEA	3	2,3

Tabla 3. Variación la estructura del oleaje.

Por lo que la relación *SWELL* / *SEA* ha disminuido, pasando de 3 antes de la ampliación a 2,3 después de esta. Su principal consecuencia es la potencial reducción de la capacidad de recuperación de la playa tras la erosión provocada por un temporal.

Además de la altura de ola, la dirección del oleaje en su marcha hacia la playa también se ve alterada por los procesos de refracción y difracción. El giro de los frentes al llegar a la playa para las tres direcciones estudiadas (N, NNW y NW) se ha determinado con los resultados de la de propagación (Fase I). Solamente se han tomado las propagaciones con nivel de media marea, y oleajes de periodo de pico T_P = 12 s (tipo *swell*, direcciones NNW y NW) y T_P = 8 s para oleajes tipo *sea* (dirección N). Y se seleccionaron dos sectores para representar a toda la playa (Escalerona al Oeste y Río Piles al Este). Los resultados que se muestran en la siguiente tabla 4 que deben tomarse como meramente cualitativos, ya que no se consideran todas las posibles combinaciones de nivel del mar, periodo, etc.

	Zona “Río Piles” (ESTE)			Zona “Escalerona” (OESTE)		
Dirección	Antes	Después	Diferencia	Antes	Después	Diferencia
N	-4º	-2,9º	+1,1º	5,7º	4º	- 1,7º
NNW	7º	11º	+4,0º	7º	17,3º	+10,3º
NW	16º	23,2º	+7,2º	28º	50,7º	+22,7º

Tabla 4. Variación del ángulo de incidencia del oleaje desde profundidades intermedias hasta la playa (a 10 m de profundidad) con giro positivo en el sentido de las agujas del reloj.

La duración de la incidencia del oleaje sobre la playa de San Lorenzo se reduce como consecuencia de la reducción de altura de los oleajes del cuarto cuadrante. Las calmas en la playa se incrementaría aproximadamente un 20%. La transformación de altura, dirección y duración del oleaje reduce en general la capacidad de movimiento del sedimento en la playa, como consecuencia de la reducción de la energía incidente en la playa. En particular, la menor oblicuidad de los oleajes del NNW y NW producirá una menor tasa de transporte longitudinal, mientras que la menor proporción

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de oleajes de largo periodo (NNW y NW) frente a los oleajes más locales del N (relación swell / sea), reducirá la capacidad de recuperación de la playa en caso de erosión.

El segundo bloque analiza la respuesta de la costa a los cambios que se han producido debido a la ampliación del puerto del Musel de Gijón. Para ello se ha recurrido a analizar los levantamientos batimétricos más recientes, anteriores a la finalización de la construcción del dique de Cabo Torres que se han dispuesto por el CEDEX corresponden a julio de 2001, octubre de 2006, septiembre de 2007 y septiembre de 2008. Posteriores a la finalización de las obras se ha dispuesto de las batimetrías de septiembre de 2009 y septiembre de 2013. Todas ellas fueron efectuadas para la Autoridad Portuaria de Gijón.

En la Fig. 7 se muestran las curvas maestras (cada 5 m) de las 6 batimetrías citadas. Como puede observarse, en las líneas batimétricas, cotas -5 y -10 m de los trabajos llevados a cabo entre 2001 y 2009, se producen unas oscilaciones que pudieran deberse a diferencias en la técnica de levantamiento batimétrico empleadas, lo que ha generado dudas a la hora de interpretar algunos resultados. No sucede igual con las líneas de cota positiva, al ser esta una zona que habitualmente se realiza por medios topográficos, menos sujetos a los errores e imprecisiones de los métodos marítimos.



Fig. 7: Líneas de 5, 0, -5, -10 m de los levantamientos de 2001, 2006, 2007, 2008, 2009 y 2013.

Los cambios en la zona sumergida en los últimos 15 años (Fig. 7) no muestran tendencias en la configuración general en planta de la playa. En esta zona el movimiento de la playa parece más debido al transporte transversal, ya que la forma de las líneas batimétricas es similar y discurren aproximadamente paralelas.

También se analizaron la evolución de los perfiles tomados de la playa. Del total de ellos realizados, se tomaron cuatro característicos de la playa. El resultado muestra que los perfiles en el tramo sumergido más somero se comportan de manera muy similar antes y tras la última ampliación del puerto. En la zona emergida, sin embargo, los perfiles de 2013 quedan en general bastante por debajo del resto de perfiles, tanto más cuanto más al Este de la playa se trate. En el extremo Este, las diferencias entre perfiles también podrían deberse al desplazamiento de la desembocadura del Piles En la Fig.8 se muestran los perfiles que pasan por la escalera 12, suficientemente alejada del Piles, pero que permite apreciar la fuerte erosión sufrida en 2013 en la zona adyacente al muro.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

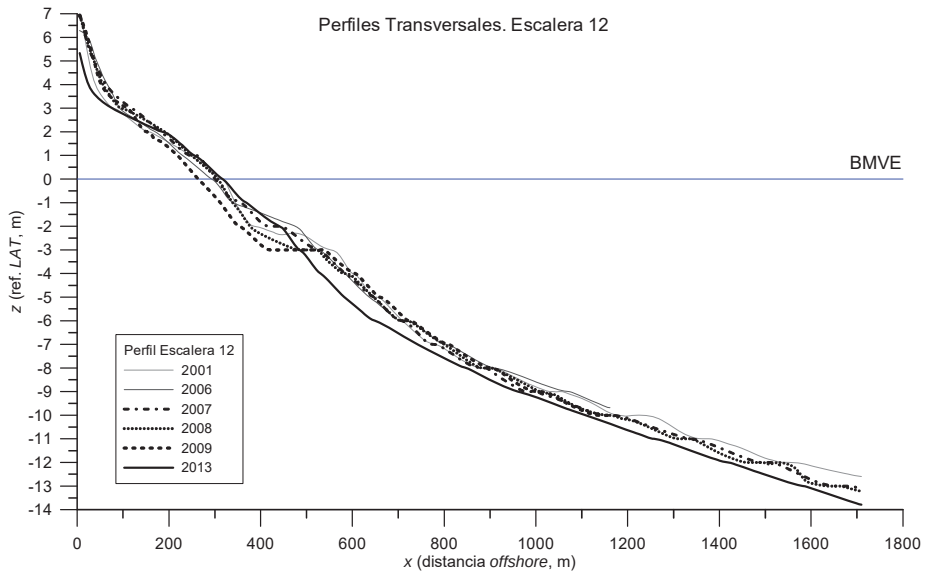


Fig. 8: Perfiles en la escalera 12 entre 2001 y 2013.

El siguiente paso del análisis de la evolución reciente fue estudiar las variaciones que se habían ido produciendo en el volumen de sedimentos de la playa, para lo que se ha recurrido a tomar los datos que muestra el informe sobre la evolución de la playa de San Lorenzo realizado por la Universidad de Cantabria, que compara las batimetrías desde 2001 hasta 2009. Las variaciones que se observan en los cuatro periodos representados son en general bastante tenues, siendo inferiores a 1 m en toda la playa excepto en el entorno de la desembocadura del río Piles, donde los desplazamientos en la posición de la desembocadura hacen más intensas las variaciones. En el periodo 2009-2013 se aprecia también el predominio de variaciones de la playa típicas de transporte transversal.

Finalmente, se muestra la topografía de la playa seca de la playa de San Lorenzo en los dos años extremos estudiados, 2001 y 2013. Como puede apreciarse, salvo en el extremo junto a Cimadevilla y en la desembocadura del río Piles, las líneas topográficas son bastante parecidas en ambos años, corroborando las anteriores afirmaciones.

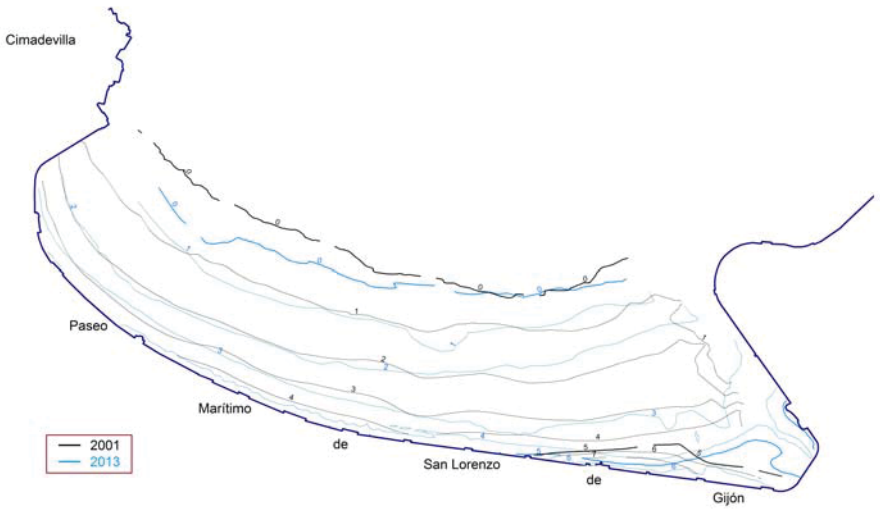


Fig. 9: Topografía de la playa seca de San Lorenzo de Gijón en los años 2001 y 2013

3.3. Fase III. Estudio con modelo físico 3D de fondo móvil

Los objetivos de los ensayos eran verificar las conclusiones a las que se llegaba en las dos fases anteriores del estudio, y si éstas se cumplían entonces se vertía arena y se comprobaba el estado de equilibrio y estabilidad de la aportación.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para llevar a cabo esta fase se ha ensayado un modelo físico 3D con fondo móvil dela playa a escala 1/52. Los ensayos se han realizado en el tanque de oleaje multidireccional del CEDEX. Los ensayos del modelo físico se han dividido en tres partes:

- Ensayo 1. Estudio del comportamiento de la playa frente a oleajes típicos de la situación después de la ampliación del puerto.
- Ensayo 2. Estudio del comportamiento de la playa frente a oleajes típicos de la situación antes de la ampliación del puerto. Comparación con los resultados del Ensayo 1.
- Ensayo 3. Análisis de la viabilidad de una regeneración de la playa consistente en el vertido arena en la zona alta de la playa, con objeto de aumentar la superficie de playa seca, especialmente en su sector occidental.

Los dos primeros ensayos se iniciaron con un modelo de playa representativo de septiembre de 2013, último dato suministrado al CEDEX por la A.P. de Gijón. En el Ensayo 3, el vertido de la arena para la regeneración se realizó sobre la playa medida en septiembre de 2013, siguiendo las pautas del proyecto de regeneración de la playa de San Lorenzo elaborado en 2010 por la Autoridad Portuaria de Gijón, con base en un estudio de IH Cantabria de la evolución de la playa desde 2001 hasta 2009. El modelo fue construido con una parte con fondo móvil y otra con fondo fijo.

La parte del modelo que se construyó con fondo móvil comprendía toda la playa seca y parte de la playa sumergida, hasta llegar a la cota -7 m (batimétrica referida a la bajamar máximaviva equinoccial, BMVE), profundidad considerada como límite hasta donde se produce el mayor transporte de sedimentos por suspensión. En la playa real las profundidades activa y de cierre son bastante superiores, por lo que se espera que una porción del material de la playa pueda ser desplazada hacia cotas más profundas. Sin embargo, se fijó el límite del relleno a la cota -7 m con objeto de facilitar la ejecución de los ensayos (construcción del modelo en el área de generación del oleaje y seguimiento de los resultados mediante videocámaras). Para el fondo fijo situado debajo del relleno de arena se definido una batimetría sencilla, plana y con pendiente muy reducida. Sobre este fondo fijo se rellenó con la arena necesaria para que la topo-batimetría de la playa quedó como se aprecia en la Fig 10, siendo el espesor máximo de arena en el entorno de la cota 0 (zona más activa de la playa) de 10 cm en la desembocadura del Piles y de 8 cm en el resto de la playa. En la desembocadura del río Piles, el fondo fijo se definió teniendo en cuenta la hidrodinámica actuante y las pendientes de los elementos en superficie (zona del Tostadero).

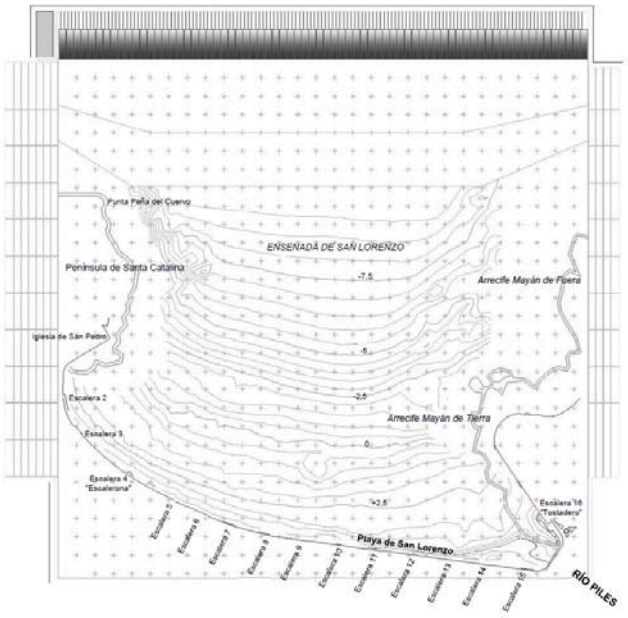


Fig. 10. Disposición del modelo en el tanque de oleaje multidireccional. Las curvas de nivel (maestras cada 2,5 m) representan la topo-batimetría de San Lorenzo en septiembre de 2013, estado inicial en los Ensayos 1 y 2.

Los oleajes ensayados son los que se obtuvieron tras el análisis de la transformación de oleaje de las Fases I y II. Teniendo en cuenta la duración prevista para los ensayos, estos se han dividido en varias fases, en función de la dirección del oleaje en aguas intermedias, asignando a cada fase una duración concreta para obtener la proporción de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

oleajes swell – sea apropiada. La Tabla 6 resume las principales características del oleaje de los Ensayos 1 y 3, casos en quese estudia la situación posterior a la ejecución del Dique Norte.

Fase ensayo	Tipo oleaje	Dirección	T_P (s)	Duración en prototipo*
1	*swell*	NNW	12	4 d
2	*sea*	N	8	3 d
3	*swell*	NNW	12	3 d

* Relación *swell*/*sea* = 70 / 30

Tabla 6. Características de los oleajes de los Ensayos 1 y 3 (situación posterior a laconstrucción del Dique Norte).

La Tabla 6 resume las principales características de los oleajes del Ensayo 2, en los casos en que se estudia la situación antes de la ejecución del Dique Norte.

Fase ensayo	Tipo oleaje	Dirección	T_P (s)	Duración en prototipo*
1	*swell*	NW	12	2 d
2	*swell*	NNW	12	4 d
3	*sea*	N	8	2,5 d
4	*swell*	NNW	12	2 d

* Relación *swell*/*sea* = 75 / 25

Tabla 7. Características de los oleajes del Ensayo 2 (situación anterior a la construcción delDique Norte).

Las conclusiones a las que se llegó sobre el comportamiento de la playa posterior a la ampliación del puerto que daba el modelo del Ensayo 1 (Fig. 11 A) se resumen en:

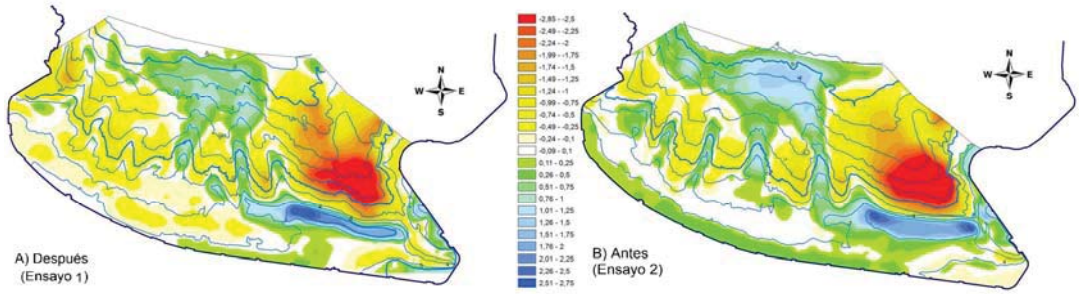


Fig. 11. Variación de los fondos de la playa en los Ensayos 1 y 2.

1. En la zona del paseo (en las cotas más altas de la playa) prácticamente no se acumula arena, a excepción de un pequeño tramo entre las escaleras 8 y 12. En la zona intermareal se produce una ligera pérdida de cota, inferior a 25 cm en prototipo (5 mm en modelo).
2. La barra longitudinal se conecta con la terraza de bajamar en algunos puntos de la playa, a través de canales de acumulación (barras transversales). Dos de estas barras son claramente visibles (zona central centro de la playa, frente a las escaleras 7, y 10). Existen otros tres canales de acumulación en la zona occidental (frente a las escaleras 3, 4 y 5), aunque no se aprecian claramente en la figura ni conectan con la barra.

Las conclusiones a las que se llegó sobre el comportamiento de la playa anterior a la ampliación del puerto que daba el modelo del Ensayo 2 (Fig. 11 B) se pueden realizar las siguientes observaciones:

1. Se pone de manifiesto una acumulación moderada (entre 25 y 50 cm en prototipo), junto al muro, a lo largo de todo el paseo marítimo. En la zona intermareal se mantiene la cota inicial de la playa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. La barra longitudinal es algo más voluminosa que en el Ensayo 1, y conecta con la terraza de bajamar a través de cinco canales de acumulación claramente visibles en la Fig. 11 B, frente a las escaleras 3, 4, 5, 7 y 10 (zonas centro y Oeste de la playa).

En la Fig 12 se muestra las curvas de nivel tras los Ensayos 1 y 2. Se analizaron los tres perfiles que se muestran en esta figura (escalera nº 4, 8 y 12). Se comprobó que la evolución de los perfiles a lo largo de los dos ensayos citados era similar.

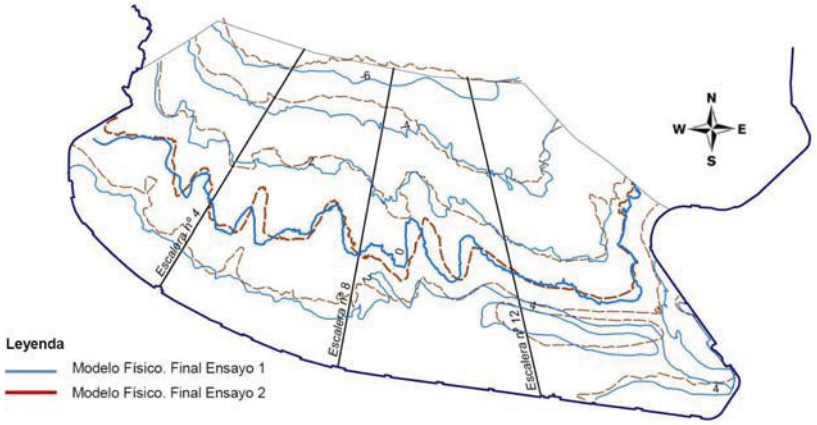


Fig. 12. Comparación de las batimetrías del modelo de la playa en los Ensayos 1 y 2.

En el Ensayo 3 (Fig. 13) se ha observado la evolución de un vertido de arena en la zona alta de la playa, que tiene por objeto aumentar la superficie de playa seca, especialmente en su sector occidental, donde actualmente no hay playa en pleamar.

En caso de llevar a cabo esta regeneración en la playa, el volumen necesario de arena y su disposición en la playa deberán concretarse en un proyecto específico, teniendo en cuenta las características granulométricas del material de préstamo y, lógicamente, el estado inicial de la playa. Así, en el proyecto de la AP de Gijón del año 2010 la batimetría de referencia era la del año 2009, siendo el volumen a aportar de 110.000 m3. Sin embargo, si se parte de un estado tan erosivo como el de septiembre de 2013 el volumen a aportar será del orden de 210.000 m3, caso de emplear un sedimento de tamaño similar al preexistente.

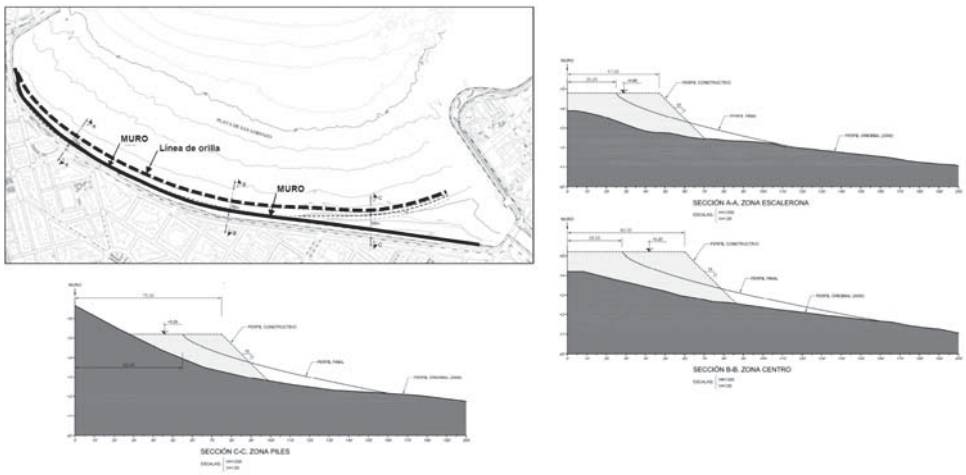


Fig. 13. Linea teórica después de la regeneración y perfiles para el Ensayos 3.

4. Conclusiones

El estudio de propagaciones, Fase I, analizó la transformación del oleaje después de la última ampliación del puerto de Gijón, respecto al estado previo, llegándose a la conclusión de que la energía total que incide en la playa es menor

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Conclusiones

El estudio de propagaciones, Fase I, analizó la transformación del oleaje después de la última ampliación del puerto de Gijón, respecto al estado previo, llegándose a la conclusión de que la energía total que incide en la playa es menor actualmente que antes de la ampliación. Se elimina, prácticamente, la acción de los oleajes del NW y se modifica de forma significativa la estructura del oleaje, ya que la proporción entre oleajes de largo periodo y corto periodo (SWELL / SEA) disminuye.

La evolución reciente de la playa de San Lorenzo indica que los cambios de la zona sumergida no mostraban variaciones significativas en planta de la playa. En la zona emergida también se observaron grandes parecidos, salvo en el año 2013, en que la playa seca se encontraba muy erosionada en la parte superior. Finalmente la comparación de 2009 y 2013 y no mostraba se hubiera producido basculamiento tras la ampliación. A falta de nuevos datos que confirmen una tendencia en la playa, podrían atribuirse las diferencias entre batimetrías a la variabilidad natural de las playas como consecuencia de la variación del oleaje en instantes diferentes.

Para verificar las conclusiones a las que se llegaba en las dos fases anteriores del Estudio, se realizaron una serie de ensayos en modelo físico 3D en el tanque multidireccional del CEDEX con oleaje multidireccional y fondo móvil. Los ensayos del modelo físico se dividieron en tres partes: Ensayo 1 (Estudio de la playa después de la ampliación del puerto), Ensayo 2 (Estudio de la playa antes de la ampliación del puerto) y Ensayo 3 (Análisis de la regeneración de San Lorenzo).

Los resultados de los Ensayos 1 y 2 indican que los estados morfológicos y los perfiles tipo son parecidos en ambas situaciones. Tampoco se observaron variaciones significativas en planta de la playa no observándose basculamiento. Se considera, por tanto, que la última ampliación del puerto de Gijón reduce la capacidad de transporte de sedimentos desde las zonas sumergidas hacia la berma y zona intermareal.

En el Ensayo 3, se siguió la geometría del vertido propuesta por la AP de Gijón en el proyecto de regeneración de la playa de San Lorenzo (modificado en el año 2010). En resumen, el vertido se comportó de manera satisfactoria durante el ensayo; no observándose variación de la forma en planta a lo largo del ensayo, por lo que se considera que permanecerá estable en las actuales condiciones del oleaje.

Se recomienda un aporte de arena en la playa. El volumen necesario de arena y su disposición en la playa deberán concretarse en un proyecto específico, teniendo en cuenta las características granulométricas del material de préstamo y, lógicamente, el estado inicial de la playa. Ya que por ejemplo, en el proyecto de la AP de Gijón del año 2010 el volumen a aportar de 110.000 m3. Sin embargo, si se partiese de un estado muy erosivo en las cotas altas de la playa, como lo era el de septiembre de 2013, el volumen a aportar sería del orden de 210.000 m3 en caso de emplear un sedimento de tamaño similar al preexistente.

Referencias

IBERINSA (2010). “Regeneración de la playa de San Lorenzo, T.M. de Gijón”; IBERINSA para el Puerto de Gijón

IH Cantabria (2010). “Informe sobre el estado actual y evolución de la playa de San Lorenzo tras las obras de ampliación del Puerto de Gijón y propuesta de Regeneración”; Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria para el Puerto de Gijón.

LECHUGA ÁLVARO, A. (1984). “Estudio de la dinámica litoral del tramo y análisis de las soluciones para la regeneración de la playa de San Lorenzo (Gijón; Centro de Estudios de Puertos y Costas "Ramón Iribarren" (informe técnico para Dirección General de Puertos y Costas).

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (1978). “Plan Indicativo de Usos del Dominio Público Litoral – Provincia de Oviedo”, Tomo I: Textos, Tomo II: Fotoplanos, Tomo III: Planos.

PEÑA OLIVAS, J. M. DE LA y DÍAZ SÁNCHEZ, R. (2014) “Estudio de la playa de San Lorenzo Gijón: Propagación del oleaje en la ensenada de San Lorenzo”; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, informe técnico para Puertos del Estado.

PEÑA OLIVAS, J. M. DE LA y SÁNCHEZ GONZÁLEZ, J. F. (2015) “Estudio de la playa de San Lorenzo Gijón: Análisis de la evolución de la playa de San Lorenzo”; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, informe técnico para Puertos del Estado.

SÁNCHEZ GONZÁLEZ, J. F. (2015) “Estudio de la playa de San Lorenzo Gijón: Estudio en modelo físico 3D de fondo móvil”; Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, informe técnico para Puertos del Estado

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Rehabilitación de los Muelles que conforman la Marina del Port Vell en el Puerto de Barcelona

Naranjo, José María[a]; Barrós, Elisa[b]; Miñana, Juan Vicente[c] y Gónzalez, Joan[d]
[a]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO), Del. Cataluña, C/Tarragona, 149-157, 08014 Barcelona. jnaranjo@ohl.es , [b]Sociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO), D. Técnica, Torre Espacio, Pº Castellana 259-D, 28046 Madrid. elisa.barros@ohl.es, [c]Obrascón Huarte Lain (OHL), Del. Cataluña, C/Tarragona, 149-157, 08014 Barcelona. jvicmina@ohl.es y [d]One Ocean Port Vell (OOPM), Project Manager, c/Escar (The Gallery Building), 08039 Barcelona, j.gonzalezmarti@oneoceanportvell.com.

Resumen

Tras la apertura de la nueva bocana en el Puerto de Barcelona, la Marina Port Vell ha visto modificada la agitación dentro de la misma, así como las solicitaciones que sufren los muelles existentes. Estas solicitaciones han llevado a un deterioro de las estructuras existentes y una necesidad de rehabilitación de las mismas. Por otro lado, la decisión de ampliar la oferta de la Marina para embarcaciones de gran eslora, manteniendo la oferta a embarcaciones de pequeña y media eslora, lleva a la necesidad de adaptación de la Marina a estos usuarios. Por tanto, además de la rehabilitación de los muelles existentes se llevó a cabo la construcción de nuevas estructuras para dar servicio a los nuevos usuarios de la Marina. Entre las actuaciones realizadas destacan la construcción de nuevos muelles, construcción de pantalanes flotantes y fijos, y construcción de dos edificios de servicios.

Palabras clave: *puerto, marina, Barcelona, rehabilitación, muelle, pantalán, pilote*

1. Introducción

La Marina Port Vell se encuentra situada en una de las zonas turísticas más importantes de Barcelona, entre la Barceloneta y la Ramblas, pasando por sus alrededores gran cantidad de turistas debido a su posición estratégica. Con el tiempo los muelles se han ido deteriorando siendo necesario llevar a cabo la rehabilitación de los mismos para evitar posibles accidentes en la zona y mantener el atractivo de la zona para el turismo.

Además de estas actuaciones de rehabilitación, se procedió a diseñar, proyectar y ejecutar otras actuaciones para la mejora de la Marina y ampliación de la misma, para ampliar la oferta a embarcaciones de gran eslora y a la vez mantener la oferta a embarcaciones de pequeña y media eslora. Este aumento en la eslora de las embarcaciones conlleva un aumento en las solicitaciones en los muelles, así como una modificación en las necesidades de navegabilidad y maniobrabilidad en la marina. También fue necesario dotar a la marina de prestaciones exclusivas para este nuevo "usuario".



Fig. 1. Vista Aérea de la Marina Port Vell

Debido a la situación de la zona de actuación en la ciudad, fue necesario compatibilizar la ejecución de las obras con las actividades de los usuarios de la Marina, llevando a cabo la mínima ocupación terrestre y de la lámina de agua, así como limitando los ruidos y vibraciones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

A continuación se detallarán las características de las actuaciones realizadas en la Marina Port Vell, así como las distintas fases de ejecución de las mismas.

2. Diseño de la Nueva Marina Port Vell

Los condicionantes de diseño son debidas a la apertura de una nueva bocana en el Puerto de Barcelona, que modifica las condiciones de agitación en la Marina, y a la adaptación de la marina a las embarcaciones de gran eslora, que provocarán mayores solicitaciones en los muelles que embarcaciones menores.

En la fase de diseño de la Marina se realizaron estudios de agitación para obtener las condiciones de oleaje dentro de la misma, ya que, debido a la baja cota de coronación de los muelles existentes, el nuevo oleaje de dirección S-SO provocado por la apertura de la bocana generaba subpresiones en los mismos. Se llevaron a cabo, además, estudios de navegabilidad en la Marina, para los yates de gran eslora que atracan en la misma.

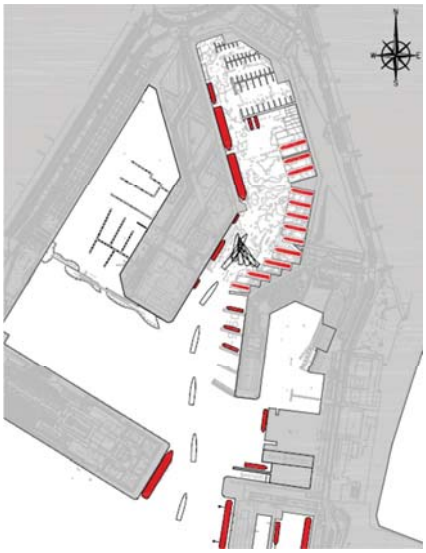


Fig. 2. Estudio de Navegabilidad

Los distintos muelles que conforman la Marina del Port Vell son el Muelle del Dipòsit, el Muelle Sota Muralla, el Muelle Barceloneta, el Muelle de España, el Muelle del Reloj y el Muelle de Pescadores.

En el año 2006 se inician los trabajos de rehabilitación en los muelles del Reloj y Barceloneta tras observarse desperfectos en dichos muelles. Estos trabajos finalizan en el año 2007 dejando en servicio ambos muelles. Posteriormente, se observaron desperfectos en los muelles del Dipòsit y Sota Muralla, realizándose el proyecto de ejecución de la rehabilitación de dichos muelles en Septiembre de 2011. Más adelante y una vez iniciadas las obras en los muelles a rehabilitar se procedió a diseñar, proyectar y ejecutar las actuaciones para la mejora y ampliación de la Marina. Las actuaciones más destacadas son:

- Demolición de pantalanes pilotados existentes.
- Construcción del Muelle de España, de 435 m de longitud, sobre pilotes.
- Construcción de nuevos pantalanes flotantes para albergar embarcaciones de pequeña y media eslora.
- Construcción de un pantalán fijo de hormigón sobre pilotes con una gasolinera en el martillo del mismo.
- Construcción de 2 plataformas sobre pilotes y edificaciones sobre cada una de ellas. Sobre la plataforma de entrada a la Marina, se construyó el restaurante para los socios de la Marina y sobre la plataforma de servicios, las oficinas y capitanía de la Marina, así como el local social, gimnasio y salas de reuniones para los usuarios de la Marina.
- Por último, se procedió a ampliar la Marina cambiando el uso y geometría del Muelle de Pescadores, para poder dar cabida a embarcaciones hasta 90 m de eslora atracadas por popa, optimizando la longitud y uso del muelle.

En la siguiente imagen puede verse una vista aérea de la Marina en la que se señalan los distintos muelles, pantalanes y edificaciones que lo conforman.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 3. Elementos que conforman la Marina Port Vell

3. Ejecución de la remodelación de la Marina

3.1. Muelles del Dipòsit y Sota Muralla

3.1.1. Características de los Muelles y estado previo a las obras

Los muelles del Dipòsit y Sota Muralla tienen una longitud total de 260 m y estaban constituidos por un pórtico isostático de dos niveles. El primer nivel del pórtico se sitúa a la cota del Palau del Mar y sobre él se desarrollan las principales actividades socioeconómicas externas al Puerto.

El forjado superior estaba formado por losas alveolares pretesadas de unos 7,5 m de largo y 30 cm de canto, junto con 5 cm de mortero como capa de compresión, soportadas por jácenas dobles con un canto de 0,60 + 0,20 m, de unos 12 metros de largo. Estas jácenas en doble "T" se encontraban empotradas en el muelle antiguo en un lado y sustentadas por un pilar en el otro lado, transmitiendo los esfuerzos directamente al pilote central del pórtico. La unión del pilar con el forjado inferior es un empotramiento rígido que no permite el giro, lo que produjo desperfectos en la unión. El forjado inferior está formado también por losas alveolares pretesadas sustentadas por jácenas de 0,60 m de canto. El piso inferior del pórtico tiene una longitud superior al piso superior, aproximadamente unos 18 metros, y está dividida en dos tramos, con dos jácenas independientes que soportan el forjado. La jácena que se encuentra cerca del Palau del Mar se encuentra empotrada en ese extremo y sustentada por el pilote central en su otro extremo. La otra jácena que forma el forjado se apoya en este pilote central y en el pilote extremo.

Los desperfectos que sufre el Muelle del Dipòsit antes de su rehabilitación consisten en un descenso en los pilotes, debido principalmente a problemas a la hora de caracterizar el terreno, y en desperfectos en las losas alveolares debido a las subpresiones provocadas por el oleaje S-SO consecuencia de la apertura de la nueva bocana del Puerto.

En lo que respecta al Muelle Sota Muralla, los daños analizados se encuentran en el forjado interior, debidos al oleaje provocado por la apertura de la nueva bocana del Puerto.

3.1.2. Solución adoptada

La solución adoptada para los muelles del Dipòsit y Sota Muralla consiste en la construcción de una nueva plataforma totalmente independiente de la estructura anterior. Así, se disponen nuevos pilotes de 800 mm de diámetro situados equidistantes entre pórticos, que soportarán esta nueva estructura sobre la plataforma existente, elevando la cota de la plataforma exterior respecto al nivel del mar a la +2.0 m, 1 metro sobre la cota actual. Esta elevación de la cota de la

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

plataforma exterior conllevará un mejor comportamiento del mismo frente al oleaje incidente. Los pilotes se situarán lo más alejados posible de los pilotes existentes para evitar cualquier interferencia con los mismos.

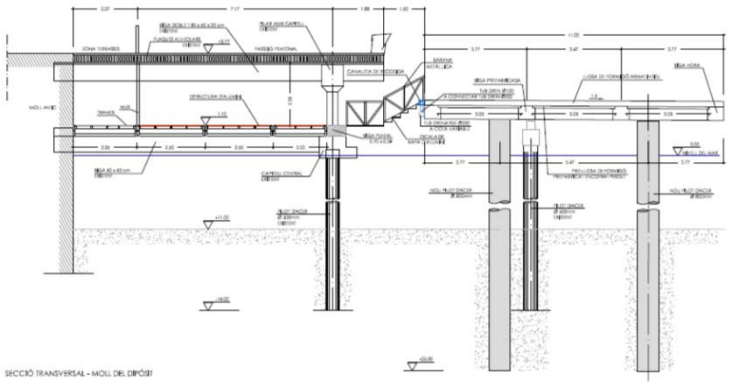


Fig. 4. Solución Adoptada para el Muelle del Dipòsit y Sota Muralla

Previamente a la ejecución del nuevo tablero se cortará y retirará el forjado existente deteriorado. Esto se realizará con la ayuda una pontona autopropulsada, que se hundirá para colocarse bajo el tramo de tablero a retirar, y se elevará para llevárselo flotando. En las siguientes imágenes puede verse dicha pontona en funcionamiento.



Fig. 5. Pontona Autopropulsada en funcionamiento

Aprovechando la retirada del forjado anterior, quedando vistos todos los elementos estructurales, se realiza la rehabilitación de las vigas y capiteles existentes, mediante chorreado de arena.

Por último, cabe resaltar que el nuevo forjado del nivel inferior está formado por un tramex de composite y una estructura de aluminio, por lo que se reduce el peso de la estructura en un 80%.



Fig. 6. Rehabilitación y colocación de placas ligeras

Para la ejecución de los pilotes no se utilizará pilotadora. En su lugar se realizará un pilote entubado en toda su longitud y se realizará la excavación del pilote empleando un útil desarrollado por el equipo de obra.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En las siguientes imágenes se pueden ver distintas fases de la ejecución de los pilotes.



Fig. 7. Ejecución de los pilotes

El forjado superior está formado por jácenas y losas prefabricadas de hormigón armado. Las fases de ejecución de dicho forjado pueden verse en las siguientes imágenes.



Fig. 8. Ejecución del forjado exterior

Por último en la siguiente imagen puede verse el estado final del Muelle del Dipòsit y Sota Muralla tras las obras.



Fig. 9. Estado final del Muelle del Dipòsit

3.2. Muelle de España

3.2.1. Solución adoptada

El Muelle de España tendrá una longitud total de 435 m y se ha diseñado para el atraque de embarcaciones de más de 180 m de eslora. Está formado por un nuevo tablero de 11 m de ancho, sustentado por pilotes, formado por jácenas y losa de hormigón armado, que se unirá al muelle histórico mediante vigas metálicas para conseguir una mayor capacidad portante. La viga cantil se diseñó en forma de canaleta para el paso de servicios.

El método constructivo del muelle de España será idéntico al empleado en los muelles del Dipòsit y Sota Muralla.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

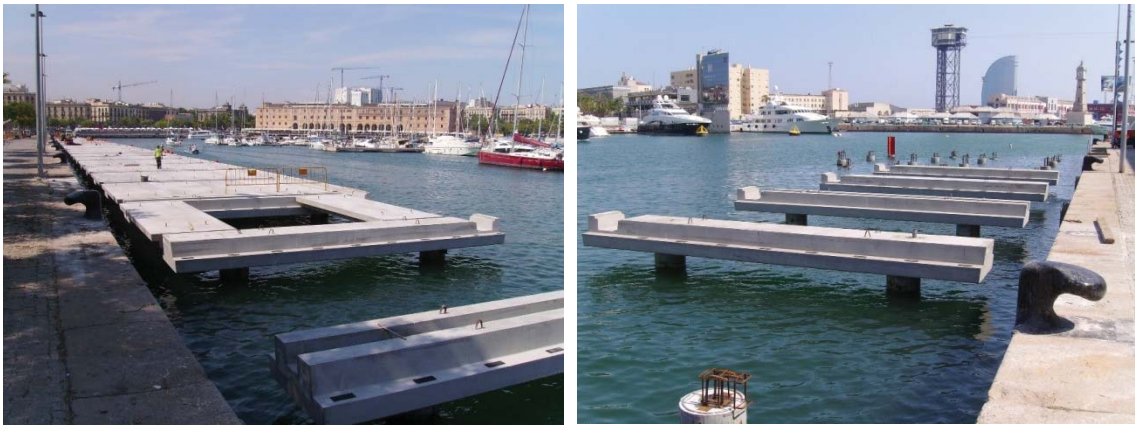


Fig. 10. Ejecución del tablero del Muelle de España

En la siguiente imagen puede verse el estado final del Muelle de España tras las obras.

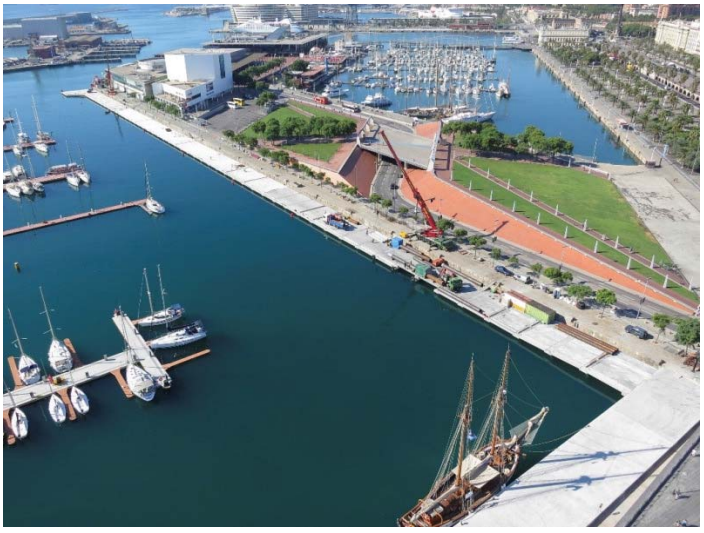


Fig.11. Estado final del Muelle de España

3.3. Pantalanes Flotantes

Como se mencionó con anterioridad se construirán 3 pantalanes flotantes para el atraque de embarcaciones de hasta 25 metros de eslora. Los pantalanes estarán formados por módulos de hormigón aligerado de 5 m de ancho y hasta 14 m de longitud, y fingers de aluminio marino sobre flotadores y piso de madera tecnológica.

Se distingue entre dos tipologías de pantalanes flotantes en función de su sujeción:

- Sujeción mediante pilotes (Dos de los pantalanes flotantes, perpendiculares al muelle)
- Sujeción a muelle existente mediante perfil HEB (Pantalán paralelo al muelle Sota Muralla)

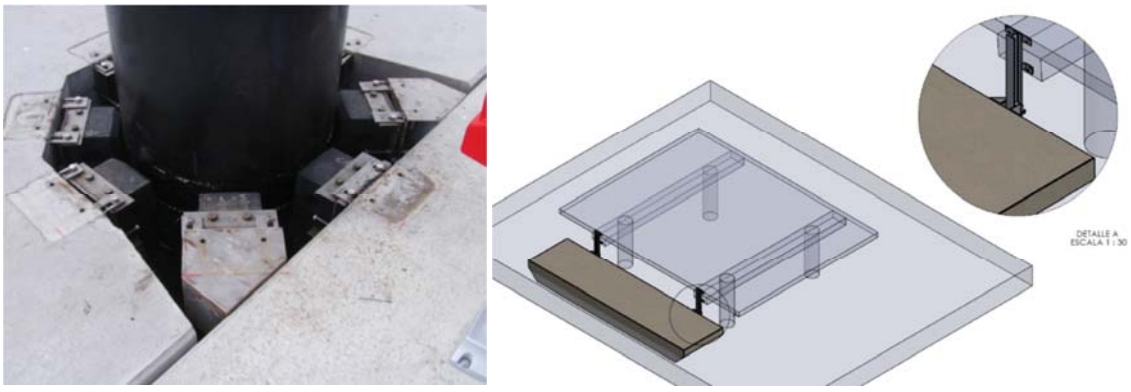


Fig. 12. Detalle de Sujeción por pilote y detalle de Sujeción a Muelle Sota Muralla mediante perfiles HEB.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En la siguiente imagen puede verse el estado final de uno de los pantalanes flotantes construidos en la Marina Port Vell, en el que se han utilizado sujeciones mediante pilotes. En la imagen se pueden distinguir además los fingers de aluminio marino sobre flotadores, con piso de madera.



Fig. 13. Estado final de uno de los pantalanes flotantes.

3.4. Plataforma pilotada edificios

Dentro de la Marina se construyeron dos plataformas pilotadas sobre las que se sitúan los Edificios Restaurante y Gallery. Se comentarán a continuación algunas características de dichas plataformas.

3.4.1. Plataforma pilotada Edificio Restaurante

La plataforma del Edificio Restaurante está formada por una estructura isostática similar a la de los Muelles de España, Dipòsit y Sota Muralla, y se ejecutó mediante un método constructivo idéntico a estos muelles.

Una vez construida y hasta el inicio de la construcción del edificio, se utilizó como taller para la preparación de los pilotes debido a la falta de espacio existente en la marina para realizar los trabajos de soldadura de las camisas y preparación de las armaduras. Previamente a la construcción de esta plataforma se utilizaban los muelles ejecutados para llevar a cabo estas labores.

En las siguientes imágenes se pueden ver distintas etapas de la ejecución de la plataforma del Edificio Restaurante.



Fig. 14. Ejecución de plataforma Edificio Restaurante

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

3.4.2. Plataforma pilotada Edificio Gallery

La plataforma pilotada del Edifico Gallery está formada por una estructura hiperestática, con jácenas de 60 cm de canto y una losa construida in situ con prelosas de 15 + 15 cm de canto. La plataforma se sustenta en pilotes de 950 mm de diámetro y 40 m de longitud. En las siguientes imágenes pueden verse distintas etapas de la ejecución de dicha plataforma.

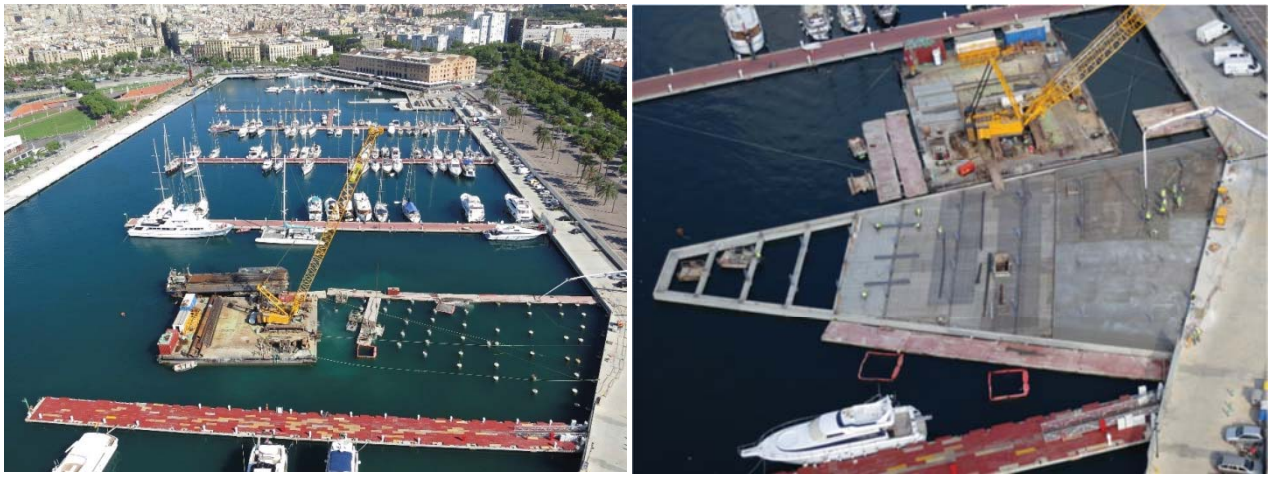


Fig. 15. Ejecución de plataforma Edifico Gallery.

3.5. Demolición de Pantalanes Fijos

Debido a la necesidad de mayor superficie de agua que la existente para las maniobras y el atraque de los megayates, se demuelen los pantalanes fijos existentes en la Marina. Estos pantalanes están pilotados y tienen una superestructura de hormigón armado, formada por jácenas y placas alveolares de 30 cm de canto.



Fig. 16. Pantalanes demolidos.

Por falta de espacio, los trabajos de corte de las placas de la superestructura de los pantalanes para su carga sobre camión se realizan sobre una pontona. En las siguientes imágenes puede verse el corte de dichas placas y su colocación en la pontona.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 17. Colocación de placas de superestructura en pontona.

3.6. Nuevo Pantalán C y Gasolinera

Además de los tres pantalanes flotantes para el atraque de embarcaciones de menos de 25 metros de eslora, se construye un pantalán fijo de 133 m de longitud y un martillo de 50 m de largo. Este pantalán se sustenta sobre pilotes de 800 mm de diámetro y su superestructura está formada por jácenas sobre las que se sitúan dos grandes vigas en los extremos, para la ubicación de canaletas de servicios, y una losa de hormigón armado con prelosas de 10 cm y capa de hormigón in situ de 10 cm.

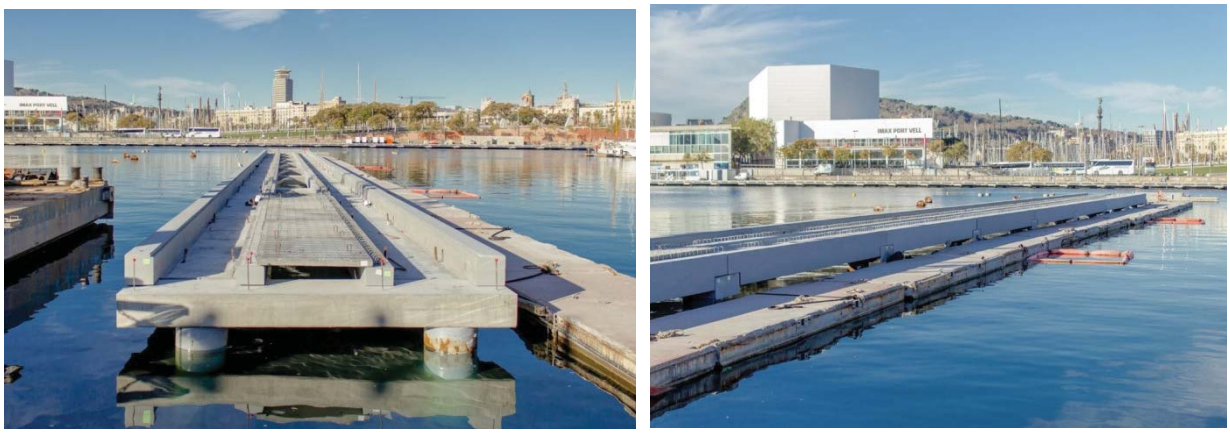


Fig. 18. Ejecución de Pantalán C y Gasolinera

3.7. Muelle de Pescadores

El muelle de Pescadores está formado por una estructura pilotada con pilotes de 950 mm y superestructura formada por jácenas de hormigón armado y prelosas de 20 cm y hormigón in situ de 20 cm de canto. Se aprovecha el muelle existente para el empotramiento de las jácenas y se ejecuta una viga de hormigón armado en toda la longitud del muelle para aumentar la capacidad portante del muelle.

La geometría del nuevo Muelle de Pescadores difiere de la del muelle existente de tal manera que el nuevo muelle puede albergar amarres de embarcaciones de hasta 90 m de eslora.

Debido a la proximidad de edificios al muelle fue necesario realizar una campaña de auscultación de los mismos, para controlar las posibles afecciones que pudieran tener las obras en ellos.

La fabricación de las jácenas se realizó en obra en un espacio reducido, al igual que su colocación. En una de las imágenes que se muestran a continuación se puede ver el escaso espacio disponible para la fabricación de las mismas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 19. Ejecución del Muelle de Pescadores

En las siguientes imágenes se puede ver el estado final del Muelle de Pescadores tras las obras.



Fig. 20. Estado final de muelle de Pescadores

3.8. Edificio Gallery y Edificio Restaurante

En las dos edificaciones construidas sobre las plataformas pilotadas se priorizó la integración en el entorno, el diseño y los acabados singulares. Esto se puede apreciar en las siguientes imágenes de ambos edificios.



Fig. 21. Edificio Gallery



Fig. 22. Edificio Restaurante One Ocean

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.9. Otras actuaciones realizadas en la Marina

Además de la adecuación de la totalidad de los muelles y pantalanes que constituyen la Marina Port Vell de Barcelona, se realizaron una serie de actuaciones necesarias para la explotación de la Marina y su integración paisajística. Estos son:

- Limpieza de fondo de la dársena
- O.C. y colocación de instalaciones de servicios para los clientes
- Fabricación y colocación de Trenes de Fondeo
- Ejecución de pasarela en Muelle Barceloneta y del Reloj
- Pañoles
- Paisajismo: cerramiento perimetral y jardinería



Fig. 23. Paisajismo

4. Conclusiones

Las obras de rehabilitación de la Marina del Port Vell han supuesto una remodelación integral de la misma, adecuando los muelles a los nuevos esfuerzos provocados por las embarcaciones de gran eslora, así como los provocados por el oleaje creado por la apertura de la nueva bocana del Puerto de Barcelona. Además, se ha dotado a la Marina de prestaciones exclusivas para los nuevos usuarios de las mismas.

La ejecución de las obras se realizó con medios propios de SATO y medios creados por el equipo de obra, cumpliendo los plazos estipulados para cada una de las fases.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El Problema de la Gestión de los Dragados de Mantenimiento en Pequeños Puertos Autonómicos

Magallanes-Fernández, María Luisa[a]; Casanueva-Arpide, Juan[b] y Gafo-Álvarez, Amador[c]
[a]CMC Ingenieros, Cantabria, España mmagallanes@cmcingenieros.es, [b]CMC Ingenieros, Cantabria, España jca@cmcingenieros.es y [c]Servicio de Planificación de Infraestructura Portuaria del Gobierno de Cantabria, España gafo_a@cantabria.es

Resumen

Los puertos españoles de pequeña entidad emplazados en áreas con fuentes de contaminación por metales, antiguas cuencas mineras, presentan el problema de tener que afrontar unos costes de dragado de mantenimiento elevados ante la aplicación de las Directrices (2015). Su comportamiento como decantadores del material trasportado por los ríos, implica que el sedimento, en lugar de ser trasladado hasta el mar mediante el régimen fluvial, se vea atrapado y depositado en estos cuencos planteando un problema posterior de gestión. En ocasiones se da la paradoja de que los niveles de contaminación del material dragado son similares al del medio receptor natural y aun así, su gestión por vertido en medio marino se ve impedida.

La falta de diferenciación del medio receptor por las características naturales de la cuenca, puede ser fuente de una paradoja, como la apuntada, ya que las Directrices (2015) obvian la particularidad local de cada cuenca, aspecto sin embargo sí considerado en la normativa estatal de suelos contaminados mediante los niveles genéricos de referencia. Esto supone que un material que de forma natural se depositaría en el medio marino por aporte fluvial termine ocupando un vertedero terrestre, implicando un coste medioambiental y económico cuestionable.

Palabras clave: *dragado de mantenimiento, caracterización, sedimento, contaminación, costes, metales.*

1. Introducción y problemática

El Puerto de Suances es una pequeña instalación de competencia autonómica destinada al atraque de embarcaciones pesqueras y deportivas con un espejo de agua de aproximadamente 10.000 m^2. Se encuentra ubicado en la desembocadura de la Ría de San Martín, tradicionalmente ligada al uso industrial, en la que se encuentran instalaciones de diversa índole, como la fábrica situada a unos 4 km de distancia aguas arriba cuya actividad consistió en la tostación de concentrados de sulfuros metálicos. Además, en su cuenca hidrológica se localiza la mina de Reocín, explotada desde mediados del siglo XIX (1853) hasta el año 2003 para la extracción de diversos metales, fundamentalmente sulfuros de Zinc (ver Fig. 1).



Fig. 1. Localización del Puerto de Suances señalado con círculo azul. Mina de Reocín (izq.). Fábrica de concentrado de sulfuros metálicos (dcha.)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El emplazamiento del puerto en una ría y cercano a la desembocadura (ver Fig. 2) se traduce en una elevada sedimentación de entre 15 y 25 cm/año. Esta reducción de calado paulatina obliga a un dragado periódico de mantenimiento variable, entre 5 y 10 años, con el objeto de mantener las adecuadas condiciones de seguridad de la navegación y estancia de las embarcaciones en la dársena.



Fig. 2.Ubicación del puerto en la Desembocadura (círculo en la imagen izq.). Planta del puerto (dcha.)

Los materiales depositados en el fondo se corresponden con alternancias de episodios en los que predomina la hidrodinámica fluvial (materiales más fangosos) o la hidrodinámica de la desembocadura (materiales arenosos). En el primer caso, la dársena actúa como un decantador con la alternancia de mareas: se produce entrada de flujo fluvial con presencia de material en suspensión que ve frenado su transporte en el interior de la dársena produciéndose una decantación gradual desde la bocana hacia el fondo de la dársena, mientras que, en el segundo caso, la dársena funciona como una trampa siendo una zona de depósito de las arenas que entran desde la bocana queriendo rellenar la dársena hasta alcanzar un perfil de equilibrio similar al perfil de la desembocadura de las zonas anexas.

2. Caracterización

2.1 Marco normativo y distribución de muestras

En el estudio de dónde reubicar el material dragado de la dársena, se establecen dos posibles vías para su gestión:

- Reubicación en medio marino en DPMT (Dominio Público Marítimo-Terrestre), cuya normativa de referencia son las Directrices para la caracterización del material de dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo-terrestre (2015).
- Reubicación en medio terrestre, en el que la normativa marco es la Ley 22/2011, de residuos y suelos contaminados y el Real Decreto 1481/2001, por el que se regula la eliminación de residuos en vertederos.

En el año 2016 se programó una campaña de caracterización que cubriera ambas vías de gestión dados los precedentes de dragados anteriores (2001, dragado de primera implantación, 2007 y 2012, dragados de mantenimiento) en los que el material de dragado había sido finalmente depositado en vertedero. La distribución y número de muestras fueron definidos de acuerdo con las Directrices (2015) para ambas opciones de gestión (ver Fig. 3) siguiendo las recomendaciones del órgano ambiental autonómico para su gestión en medio terrestre. El material extraido de cada punto de muestreo es dividido en 2 submuestras: una por cada vía de gestión.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

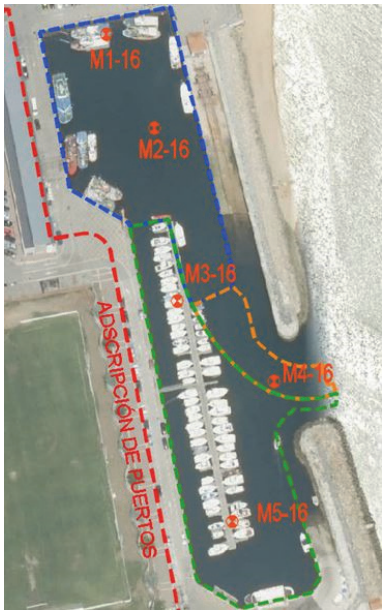


Fig. 3.Distribución espacial de muestras según Directrices (2015)

2.2 Análisis de la posible reubicación en dominio público marítimo terrestre

De acuerdo con la Directrices (2015), se inician los ensayos de caracterización preliminar y caracterización química, obteniendo los resultados que se acompañan en la Tabla 1. Los resultados son lógicos con la distribución espacial de las muestras, resultando que las muestras ubicadas en las zonas más alejadas de la bocana, en las que el porcentaje de finos es mayor, presentan un mayor nivel de contaminación de metales. No se llegan a realizar los ensayos de caracterización biológica debido a que el Zinc supera el nivel de acción C y de acuerdo con el apartado 7.ii del artículo 24 de las Directrices (2015), el material es clasificado como de categoría C. Por otra parte y en relación con el apartado 3.7 del artículo 24 de las Directrices (2015), el porcentaje de material que excede el nivel de acción C es superior al 10% del total, por lo que no podrían aplicarse concentraciones medias.

VALORES DE REFERENCIA					CARACTERIZACIÓN 2016					
DIRECTRICES 2015					ENSAYOS 2016					
Parámetro	NAA	NAB	NAC	N.P	M1-16	M2-16	M3-16	M4-16	M5-16	CLASIFICACIÓN SEGÚN CONTAMINANTE
COT (%)	<2%				4.85	3.73	1.44	<1	3.16	
TPT	2000				265	1058	998	4263	735	
Hg (mg/kg)	0.35	0.71	2.84	17	1.84	1.01	0.6	<0,1	0.9	C
Cd (mg/kg)	1.2	2.4	9.6	72	5.9	4.3	4.5	1.33	4.91	C
Pb (mg/kg)	80	218	600	1000	384	339.2	258.7	48.6	324.1	C
Cu (mg/kg)	70	168	675	2500	37.6	36.3	17.7	1.57	31.4	A
Zn (mg/kg)	205	410	1640	2500	1993	1603	1640	515.6	1953	NP
Cr (mg/kg)	140	340	1000	1000	11.3	9.5	4.2	0.93	11.4	A
Ni (mg/kg)	30	63	234	1000	10.5	8.7	5.7	<0,05	10.5	A
As (mg/kg)	35	70	280	1000	26.9	18.7	17.1	4.78	23.9	A
∑ 7 PCBs(28,52,101,118,138,153,180)	0.05	0.18	0.54	4	0.012	0.016	0.005	<0,001	0.01	A
∑ 9 HAPs* (mg/kg)	1.88	3.76	18.8	110	1.32	0.91	1.02	0.011	1.41	A
TBTs (mg/kg)	0.05	0.2	1	1.2	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	A
Hidrocarburos C10-C40 (mg/kg)	-			2500	1485	1101.4	384.7	72.7	806.8	NP
COLIFORMES FECALES (NMP)					34	12	28	8	37	
ESTREPTOCOCOS FECALES (NMP)					9	1	12	2	3	
CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA					C	C ó B	C ó B	C ó B	C	

Tabla 1. Resultados de la caracterización. Fuente: elaboración propia.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los materiales ensayados presentan contaminación exclusivamente por metales, siendo el Zinc el metal que provoca su clasificación como categoría C.

Esta clasificación como categoría C del material implica que su reubicación en las aguas del DPMT sólo podrá realizarse de manera confinada. Sin embargo, las características de los puertos autonómicos, carentes de áreas de expansión en las que poder confinar estos materiales, no permiten esta opción de una forma sencilla, por ejemplo en rellenos de estructuras portuarias, y su confinamiento en recintos subacuáticos en mar abierto requeriría de elaborados y costosos diseños.

A su vez, con la caracterización realizada, el material queda clasificado como sedimento No Peligroso de acuerdo con el artículo 23 de las Directrices (2015) a efectos de la Ley 22/2011 de residuos y suelos contaminados.

2.3 Análisis de la reubicación en vertedero

De forma paralela al análisis de gestión en DPMT, se inició la caracterización del material para su reubicación en vertedero. De dicha caracterización se concluye que los parámetros que exceden el límite de vertederos de residuos inertes son los sólidos totales disueltos (STD), por el contenido en cloruros debido a su procedencia marina, y la materia orgánica, siendo posible su gestión en vertedero de residuos no peligrosos (ver Tabla 2).

			CARACTERIZACIÓN CMC 2016 PARA EL PROYECTO DE DRAGADO DE TODA LA DÁRSENA DEL 2016						Valores límite para los residuos admisibles en vertederos para residuos:		
			FANGOS	FANGOS	ARENAS LIMOSAS CON FANGOS	ARENAS	FANGOS	FANGOS ARENOSOS			
			DRENADAS (acopio previo de 1 semana)								
Parámetro		Uds	M1-16	M2-16	M3-16	M4-16	M5-16	*MEDIA*	Inertes	No Peligrosos	Peligrosos
Lixiviado UNE-EN 12457-4	**As** (arsénico)	mg/kg	0.11	0.033	0.10	0.042	0.011	***0.06***	**0.5**	**2**	**25**
	Ba (bario)	mg/kg	0.83	<0,20	<0,20	<0,20	5.2	***1.3***	**20**	**100**	**300**
	Cd (cadmio)	mg/kg	0.00063	0.0012	0.00079	<0,00040	<0,00041	***0.0007***	**0.04**	**1**	**5**
	Cr total (cromo total)	mg/kg	<0,0050	0.0057	0.0088	0.0054	0.051	***0.015***	**0.5**	**10**	**70**
	Cu (cobre)	mg/kg	<0,020	<0,020	<0,020	<0,020	1.3	***0.3***	**2**	**50**	**100**
	Hg (mercurio)	mg/kg	0.0012	0.0011	0.00091	<0,00010	0.00030	***0.0007***	**0.01**	**0.2**	**2**
	Mo (molibdeno)	mg/kg	0.28	0.58	0.26	0.021	0.17	***0.26***	**0.5**	**10**	**30**
	Ni (níquel)	mg/kg	0.020	0.017	0.020	0.010	0.12	***0.04***	**0.4**	**10**	**40**
	Pb (plomo)	mg/kg	0.039	0.018	<0,0050	0.0093	0.084	***0.031***	**0.5**	**10**	**50**
	Sb (antimonio)	mg/kg	0.034	0.023	0.033	0.023	0.011	***0.025***	**0.06**	**0.7**	**5**
	Se (selenio)	mg/kg	0.0034	0.014	0.0068	0.0024	0.0081	***0.0069***	**0.1**	**0.5**	**7**
	Zn (zinc)	mg/kg	<0,040	0.15	<0,040	0.082	0.091	***0.08***	**4**	**50**	**200**
	Cloruro	mg/kg	37,000	54,000	15,000	4,400	28,000	***27,680***	**800**	**15,000**	**25,000**
	Fluoruro	mg/kg	6.5	3.9	4.0	2.4	9.2	***5.2***	**10**	**150**	**500**
	Sulfato	mg/kg	5,000	9,300	2,700	880	2,400	***4,056***	**1,000**	**20,000**	**50,000**
	COD (carbono orgánico disuelto)	mg/kg	120	60	63	<20	89	***70***	**500**	**800**	**1,000**
	STD (sólidos totales disueltos)	mg/kg	95,000	100,000	32,000	13,000	54,000	***58,800***	**4,000**	**60,000**	**100,000**

Tabla 2. Resultados de la caracterización según legislación de vertederos. Fuente: elaboración propia.

Los siguientes criterios fueron claves en el proceso de caracterización del material:

- La comprobación de su caracterización como sedimento No Peligroso según las Directrices (2015). El órgano ambiental consultado insistió en este aspecto tanto durante la redacción del proyecto como al emitir la autorización del traslado del residuo. En caso de no haber cumplido con este criterio, habría sido necesario confirmar la no peligrosidad del sedimento mediante la comprobación de que no presente ninguna de las características de peligrosidad enumeradas en el Anexo del Reglamento (UE) nº 1357/2014. Esta novedad de las Directrices (2015) desde el punto de vista normativo de clasificación del material como "sedimento no peligroso" resultaba imprescindible (Buceta, 2015).
- La utilización en la clasificación del material de los Sólidos Totales Disueltos, en lugar de los contenidos en cloruros. Según el artículo 2.2.2 de la Orden AAA 661/2013, para la clasificación de material como residuo admisible en vertedero de residuos no peligrosos, puede utilizarse el valor de Sólidos Totales Disueltos (STD)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

como alternativa a los valores de sulfato y cloruros. En los casos en que el material es de procedencia marina y especialmente cuando presentan un contenido de finos elevado, los valores de cloruros (sal marina) exceden los valores límite de vertederos de residuos no peligrosos e, incluso, el de vertedero de residuos peligrosos. En caso de no poder aplicar este criterio, sería preciso endulzar el material antes de trasladarlo a vertedero, con el correspondiente coste económico y ambiental de agua dulce y de tiempo posterior de secado.

2.4 Comparativa con el sedimento del medio litoral

Durante el desarrollo del estudio, se consultaron diversos documentos relacionados con la calidad del medio litoral. En concreto se analizaron los valores de contaminación del sedimento de zonas costeras y de masas de transición de los documentos de Vigilancia de las Aguas Litorales (2005-2006 y 2007-2008) y del Informe de síntesis de la red de control del litoral de Cantabria (2009-2010). En la tabla adjunta (Tabla 3) se comparan los valores de metales de los sedimentos de zonas costeras frente a la Ría de San Martín con los obtenidos en caracterizaciones anteriores de los sedimentos de la dársena objeto de estudio.

	CARACTERIZACIÓN 2016					RESULTADOS PREVIOS								
	ENSAYOS 2016					ENSAYOS 2005	ENSAYOS 2010 ARENAS	Red de control de Calidad del litoral de Cantabria 2009-2010 (IH Cantabria)		Vigilancia de las Aguas Litorales 2007-2008 (IH Cantabria)		Vigilancia de las Aguas Litorales 2005-2006 (IH Cantabria)	
Parámetro	M1-16	M2-16	M3-16	M4-16	M5-16	Promedio	Promedio	Masas de aguas costeras	Relación Costa/Dársena Suances-2005 (%)	Masas de aguas costeras	Relación Costa/Dársena Suances-2005 (%)	Masas de aguas costeras	Relación Costa/Dársena Suances-2005 (%)
Hg (mg/kg)	1,84	1,01	0,6	<0,1	0,9	3,5	0,35	5-1	71%	1-2	43%		
Cd (mg/kg)	5,9	4,3	4,5	1,33	4,91	12,4	11,95	11	89%	23-9	129%		
Pb (mg/kg)	384	339,2	258,7	48,6	324,1	699,5	84,3	350-700	75%	600-200	57%		
Cu (mg/kg)	37,6	36,3	17,7	1,57	31,4	20,6	<14,4						
Zn (mg/kg)	1993	1603	1640	515,6	1953	5441,5	2287	5.200-6.000	96%	11.000-2.500	124%	7.000	129%
Cr (mg/kg)	11,3	9,5	4,2	0,93	11,4	9,9	7,25						
Ni (mg/kg)	10,5	8,7	5,7	<0,05	10,5	11,425	<6,3						
As (mg/kg)	26,9	18,7	17,1	4,78	23,9	22,675	13,35	50	274%	58-28	190%		

Tabla 3.Comparación de los resultados de contaminantes por metales pesados de diferentes campañas de caracterización del sedimento de la dársena frente a sedimentos de masas de aguas costeras. Fuente: elaboración propia.

En la Tabla 3 se ha sombreado la fila de los contenidos en Zinc de las muestras, que es el contaminante que otorga la Categoría C al sedimento. El porcentaje que aparece en la tabla hace referencia al valor medio obtenido en la campaña de 2005, periodo en el que análisis del contaminante se ejecutaba sobre la fracción granulométrica inferior a 63 µm (equivalente a los valores de los ensayos de los sedimentos en las zonas costeras) y en el que se ensayó sedimento representativo de toda la dársena. No se ha realizado la comparación con los ensayos de la campaña del año 2010, porque en esta campaña se analizaron sólo las arenas de la bocana (también sobre la fracción granulométrica inferior a 63 µm). La comparación directa con los ensayos de la campaña realizada en el año 2016 sería errónea pues, de acuerdo con la Directrices (2015), los resultados de la caracterización química de esta última campaña se corresponden con la fracción granulométrica inferior a 2 mm.

A la vista de los resultados podemos decir que el material de dragado de la dársena del Puerto de Suances presenta un grado de contaminación por metales similar al del sedimento del entorno de la desembocadura, por lo que la opción que se propone en las Directrices (2015) de confinamiento subacuático parece excesivamente conservadora, pues no tienen en cuenta la particularidad local del posible medio receptor.

2.5 Resumen de la caracterización

El material de dragado de la dársena del Puerto de Suances ha sido caracterizado según dos posibles vías de gestión-reubicación: en dominio público marítimo-terrestre y en vertedero. La clasificación del material según las distintas opciones de vertido se resume en la Tabla 4.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL DE DRAGADO		
LUGAR DE REUBICACIÓN	AGUAS DEL DOMINIO PÚBLICO MARÍTIMO TERRESTRE	VERTEDERO
NORMA O CRITERIOS DE REFERENCIA	DCMD - DIRECTRICES PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL DE DRAGADO Y SU REUBICACIÓN EN EL D.P.M.T. (2015)	R.D. 1481/2001 y ORDEN AAA 661/2013
CLASIFICACIÓN	CATEGORÍA C SEDIMENTO NO PELIGROSO	RESIDUO NO PELIGROSO
COMENTARIOS	Su reubicación en aguas de DPMT podrá realizarse únicamente de manera confinada	Se excede el valor límite de vertedero de inertes de: Carbono Orgánico Total (COT) y Sólidos Totales Disueltos (STD)

Tabla 4. Resumen de la caracterización del material. Fuente: elaboración propia.

3. Gestión y costes

La única gestión que se consideró viable durante el desarrollo del proyecto fue su traslado a vertedero de residuos no peligrosos, reproduciendo el tipo de gestión de las campañas de dragado de mantenimiento anteriores.

Gestiones alternativas del material como podría ser su uso en urbanizaciones (industriales o urbanas), no se contempló por diferentes razones. En primer lugar, los elevados valores de humedad, contenido en materia orgánica y porcentaje de finos, hacen difícil su aceptación como material de relleno por su elevada deformabilidad. Además, el contenido de hidrocarburos totales también superó los NGRs (Niveles Genéricos de Referencia) para cualquier uso: industrial, urbano y otros; por lo que sería preciso realizar un análisis de riesgos específico. Por otra parte, los órganos ambientales consultados son reticentes a la reutilización de los sedimentos de dragado como suelo en áreas ajenas al ámbito portuario.

En esta situación aparece un nuevo condicionante relacionado con el valor límite del grado de humedad del material para su entrada en vertedero, el cual está limitado al 65%. Del sedimento hay una pequeña parte que adquiere dicho grado de humedad según es extraído como son los materiales más granulares (arenas de la bocana), mientras que el resto del material con porcentajes de finos superiores al 30%, requieren un proceso de secado previo a su traslado. Este secado se puede ejecutar por vía mecánica mediante filtros prensa o por desecación natural al aire en eras de secado. En este último caso, los periodos mínimos de estancia dependen de las condiciones climáticas de la época en que se realice, oscilando entre días (3-8 días) en época estival hasta semanas (2-3 semanas) en época invernal.



Fig. 4. Procedimiento de dragado con grúa y traslado a era de secado

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

El tener que gestionar el material en un vertedero terrestre, tanto por el canon del vertedero como por la baja productividad condicionada por el tiempo de secado y el transporte terrestre, supone un coste aproximado de 40-50 €/m^3, frente a los 3-6 €/m^3 que podría costar la reubicación en el mar por vertido en el caso de ausencia de contaminación.

4. Síntesis y Conclusiones

Se ha presentado el resumen del trabajo realizado y las decisiones adoptadas para la gestión del dragado de mantenimiento del Puerto de Suances, puerto autonómico emplazado en la desembocadura de una cuenca minera. Se han planteado posibles vías de gestión del material siguiendo la normativa estatal: en medio terrestre y en medio marino.

A modo de conclusiones podríamos destacar los siguientes aspectos que se deducen de este trabajo:

a) La presencia de niveles de contaminación en el material de dragado conlleva costes de gestión elevados.
b) La carencia de áreas de expansión en los puertos autonómicos implica que la gestión del material de dragado contaminado se deba realizar en vertedero.
c) Esta gestión en vertedero conduce a una afección ambiental sobre la población local, el turismo y la explotación del puerto, ya que precisa de áreas extensas para el secado del material previo a su traslado.
d) La comparativa entre el material de dragado de la dársena de Suances y el sedimento litoral del entorno de la desembocadura de la ría de San Martin presenta niveles de contaminación por metales similares.
e) Se considera, a juicio de los autores, que la legislación relativa a la reubicación del material en el medio marino (Directrices, 2015), debería reflejar de alguna forma las características locales del medio receptor, al igual que la legislación de suelos contaminados incorpora las particularidades geológicas locales con la definición de los Niveles Genéricos de Referencia (NGRs) (Real Decreto 9/2005).
f) La novedad de las Directrices (2015) desde el punto de vista normativo de clasificación del material como "sedimento no peligroso" resultaba imprescindible para la aplicación de la Ley 22/2011.
g) El uso del valor de Sólidos Totales Disueltos (STD) como alternativa a los valores de sulfato y cloruros en la clasificación de material como residuo admisible en vertedero, puede evitar costes adicionales como el riego inicial con agua dulce en la era de secado.

Referencias

Comisión Interministerial de Estrategias Marinas (2015). *Directrices para la caracterización del material de dragado y su reubicación en aguas del dominio público marítimo terrestre*. España.

BUCETA MOLINA, J.L. et al (2015). "Nuevo *marco para la caracterización y clasificación del material dragado en España*" *en RIBAGUA*, vol. 2, p. 105-115.

España. Ley 22/2011 de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados. *BOE*, 29 de julio de 2011, núm. 181, p. 85650-85705.

España. Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero. *BOE*, 29 de enero de 2002, núm. 25, p. 3507-3521.

España. Orden AAA/661/2013 de 18 de abril, por la que se modifican los anexos I, II y III del Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero. *BOE*, 23 de abril de 2013, núm. 91, p. 31080-31111.

España. Real Decreto 9/2005, de 14 de enero, por el que se establece la relación de actividades potencialmente contaminantes del suelo y los criterios y estándares para la declaración de suelos contaminados. *BOE*, 18 de enero de 2005, núm. 15, p. 1833-1843.

UE. Reglamento (UE) nº1357/2014 de la comisión de 18 de diciembre de 2014, por el que se sustituye el anexo III de la Directiva 20008/98/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, sobre los residuos y por la que se derogan determinadas Directivas. *DOUE*, 19 de diciembre de 2014, núm. I/365, p. 89-95.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

GOBIERNO DE CANTABRIA. Consejería de Medio Ambiente. *Vigilancia de las Aguas Litorales. 2005-2006* <http://dmacantabria.cantabria.es/informacion/Documentos/Red_de_calidad_Cantabria_2005_AguasTransicion_Costeras.pdf> [Consulta: 31 de octubre de 2017]

GOBIERNO DE CANTABRIA. Consejería de Medio Ambiente. *Vigilancia de las Aguas Litorales. 2007-2008* <http://dmacantabria.cantabria.es/informacion/Documentos/Red_de_calidad_Cantabria_2007_AguasTransicion_Costeras.pdf> [Consulta: 31 de octubre de 2017]

GOBIERNO DE CANTABRIA. *Informe de síntesis de la red de control de calidad del litoral de Cantabria*. 2009-2010<http://dmacantabria.cantabria.es/informacion/Documentos/Red_de_calidad_Cantabria_2009_AguasTransicion_Costeras.pdfl> [Consulta: 31 de octubre de 2017]

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Reflexiones sobre el empleo de modelos numéricos "user friendly" en la práctica profesional de la ingeniería marítima

Chamorro, Gabriel[a]; Galán, José Manuel[a]; Negro, Vicente[b]; Muñoz, Juan José[c]; Cabrera, Pablo[c]; Contreras, Antonio[c]

[a]ETSI Univ.Sevilla, Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería, Camino de los Descubrimientos S/N, 41092. Sevilla. gchamorro1@us.es, mfernan@us.es, [b]ETSICCP U.P.M. Grupo de Medio Marino, Costero y Portuario, Campus Ciudad Universitaria, C/ Prof. Aranguren, 3, 28040. Madrid. vicente.negro@upm.es, [c]Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz. juanjose.munoz@uca.es, antonio.contreras@uca.es, pablo.cabrera@acoport.es

Resumen

La enorme potencia computacional que el ingeniero marítimo tiene hoy a su alcance y la eficiencia de los modelos matemáticos existentes contrasta con el insuficiente conocimiento que, por lo general, éste dispone de las bases e hipótesis básicas con las que se han desarrollado estos modelos, lo que los convierte en auténticas "cajas negras" de excelente interfaz y fácil empleo ('user friendly'), pero que podrían generar resultados espurios alejados de la realidad que pasan fácilmente desapercibidos (Muñoz-Pérez, et al. 2010).

La simple observación de los dos experimentos numéricos mostrados en este artículo muestra la sensibilidad del resultado a la adecuada simulación de las condiciones de contorno del problema. El Usuario de un software comercial tiene la obligación de conocer estas limitaciones de los modelos comerciales y ser capaz de idear estrategias que eviten o sorteen estos problemas; eso se logra con experiencia y conocimiento de las bases teóricas del modelo.

Palabras clave: *método de los elementos finitos, Mild-slope equation, condiciones de contorno de primer orden (Sommerfeld-Like).*

1. Introducción

El empleo de modelos numéricos avanzados en el desarrollo cotidiano de la profesión como ingeniero marítimo es un hecho innegable e irrenunciable. Los procedimientos manuales clásicos de propagación de oleajes en fondos con batimetría recta y paralela o fondo de profundidad constante, con los que se han diseñado muchos de los puertos españoles de otras épocas, han quedado relegados al ámbito de los estudios de encaje preliminar y anteproyectos (Chamorro Sosa, et al.2016).

La enorme potencia computacional que el ingeniero marítimo tiene hoy a su alcance y la eficiencia de los modelos matemáticos existentes contrasta con el insuficiente conocimiento que, por lo general, éste dispone de las bases e hipótesis básicas con las que se han desarrollado estos modelos, lo que los convierte en auténticas "cajas negras" de excelente interfaz y fácil empleo ('user friendly'), pero que podrían generar resultados espurios alejados de la realidad que pasan fácilmente desapercibidos (Muñoz-Pérez, et al. 2010).

Más allá de la hipótesis de onda de pequeña amplitud de la teoría lineal de ondas, existen otras limitaciones mucho menos conocidas. Tal es el caso del planteamiento de las condiciones de contorno (CDC) en problemas de propagación de tipo elíptico como la Mild-Slope Equation (MSE) (Berkhoff.1976). Dichas CDC dependen del ángulo con el que las ondas reflejadas por los bordes físicos del dominio de integración cerrado alcanzan dichos contornos, siendo este ángulo desconocido a priori. Los modelos existentes en el mercado ofrecen sólo soluciones aproximadas a este problema. Cuando la estimación que el modelo matemático hace del ángulo de aproximación del potencial de velocidad al contorno no es afinada, éste genera una onda reflejada espuria hacia el interior del dominio de integración que se superpone y contamina la solución numérica; el usuario debería ser consciente siempre de ello.

Con frecuencia, el ingeniero dedicado al ejercicio de la profesión y usuario de este tipo de software comercial está alejado del mundo de los modelos numéricos, y viceversa. Se evidencia, por tanto, un importante escollo entre los dos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

mundos que resulta sorprendente. Los manuales de uso y referencia de los modelos matemáticos comerciales son excelentes textos en los que se indican explícitamente las bases teóricas e hipótesis de partida de los modelos; no esconden las limitaciones de sus modelos pero a la postre resultan muy difíciles de entender para muchos ingenieros usuarios de la herramienta informática con probada y extensa experiencia profesional pero alejados de los entresijos de los métodos numéricos en ingeniería.

En el artículo se expondrán varios modelos que simulan fenómenos de propagación simples y bien conocidos: difracción en una dársena portuaria, propagación de onda sobre fondo constante, etc. El empleo de modelos tan sencillos facilita que el lector disponga de una batería de ejemplos de verificación que pongan de manifiesto los problemas y limitaciones de los modelos numéricos al emplear CDC de primer orden.

Se empleará un modelo de elementos finitos de la ecuación elíptica lineal de la MSE, desarrollado por los autores, en el que de forma muy gráfica e intencionada se observan y comparan los resultados del modelo, simplemente cambiando las condiciones de contorno o la geometría del dominio de integración.

2. Experimentos numéricos simples

2.1 Difracción en dársena de fondo plano constante.

Comenzaremos con un sencillo problema de difracción en dársena de fondo constante al que accede un potencial de módulo unidad por su bocana. Se suponen condiciones de contorno completamente absorbentes en los bordes interiores de la dársena, excepto en el dique donde se supone una condición de reflexión total. El borde derecho se simula con condiciones de simetría, lo que equivale a una condición de reflexión total.

Emplearemos una aproximación de primer orden (Sommerfeld-Like) de las condiciones de contorno; es decir, suponemos que los potenciales llegan perpendicularmente a los contornos, lo que a priori no es cierto.

Sabiendo esto, se estudia el mismo problema de propagación pero variando ligeramente la geometría del dominio de integración. En la siguiente figura 1 se observan los dominios adoptados en cada caso.

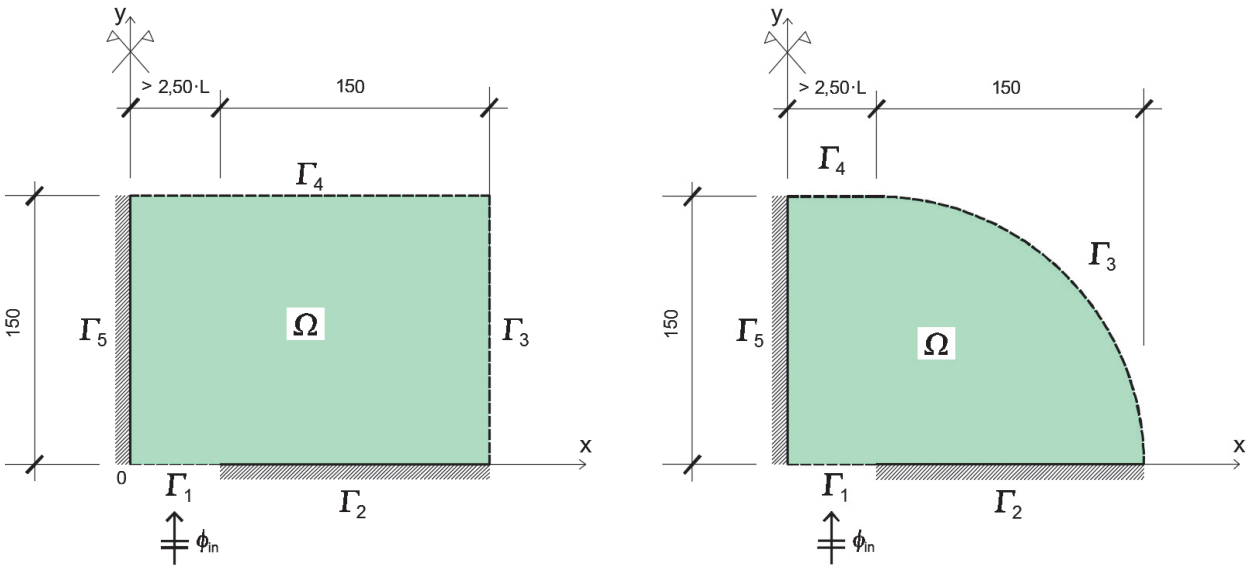


Fig. 1. Modelo de difracción en fondo plano y horizontal. Dominios de integración.

Es claro visualizar que la onda difractada por el morro del dique generará una onda circular que se propaga hacia el interior de la dársena (ver figura 2). Como se ha supuesto una condición de contorno absorbente de primer orden, es de esperar que el resultado numérico del experimento sea más afinado en el caso del dominio redondeado en el interior de la dársena, pues en este caso nos aseguramos de que el ángulo de incidencia de las ondas difractadas sea exactamente perpendicular al contorno, por lo que eliminaríamos el error numérico provocado por la onda espuria del contorno.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

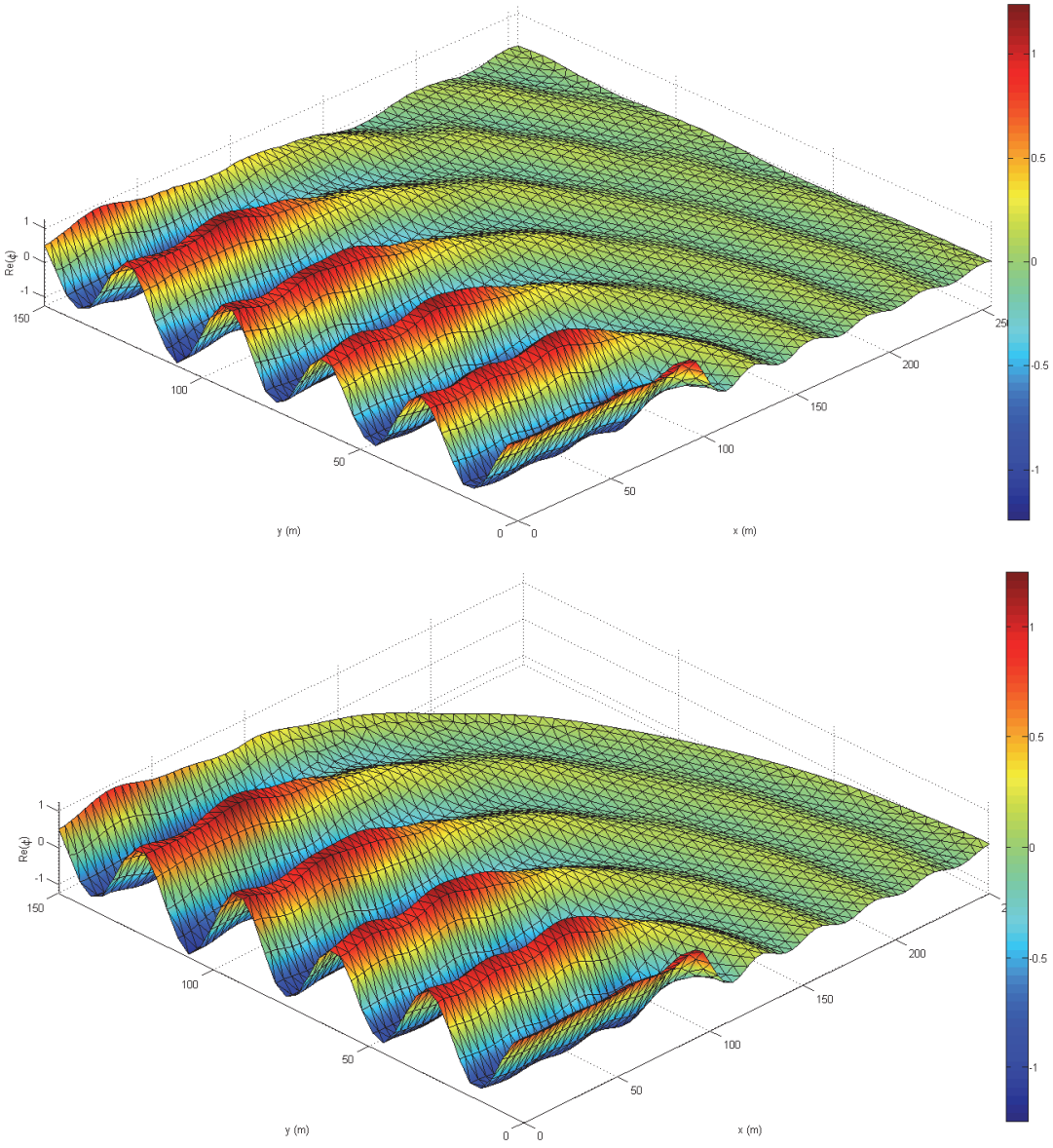


Fig. 2. Modelo de difracción en fondo plano y horizontal. Superficie libre en t=0.

En las siguientes figuras se observa las ligeras diferencias en los resultados obtenidos que evidencia el efecto de la onda espuria generada por el contorno en el caso del dominio rectangular. En este caso las diferencias son leves debido a que la onda espurie reflejada por los contorno llega a ellos muy atenuada por la difracción. No obstante, podemos apreciar diferencias, simplemente variando la geometría del dominio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

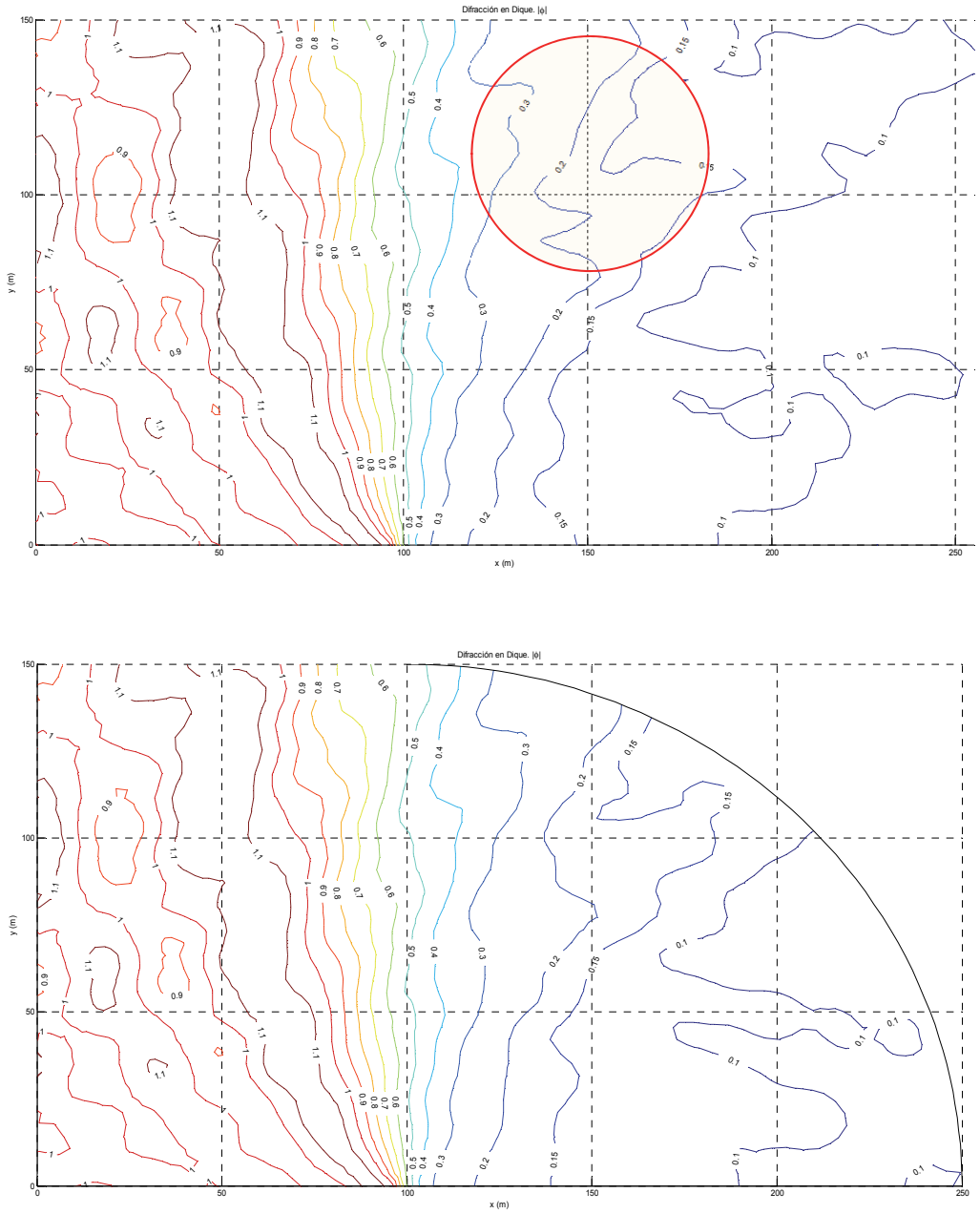


Fig. 3. Resultados del modelo MSE en caso de difracción en bocana ancha (B>5L).

2.2 Onda circular producida por una perturbación puntual en el interior del dominio.

Veamos ahora otro ejemplo sencillo consistente en un dominio cerrado de fondo plano horizontal y condiciones de contorno de borde completamente absorbente. En un punto central interior del dominio producimos una perturbación de modulo unidad; se generará una onda circular que se propaga radialmente desde el punto de perturbación atenuando su amplitud a medida que se aleja del punto de generación.

Por razones de ahorro computacional supondremos condiciones de simetría radial (se trata de un problema axil-simétrico) por lo que generamos un sector al que aplicaremos condiciones de simetría. En este caso también simularemos el mismo problema con dos dominios de integración diferentes en cuanto a su geometría como se observa en la siguiente figura 4.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

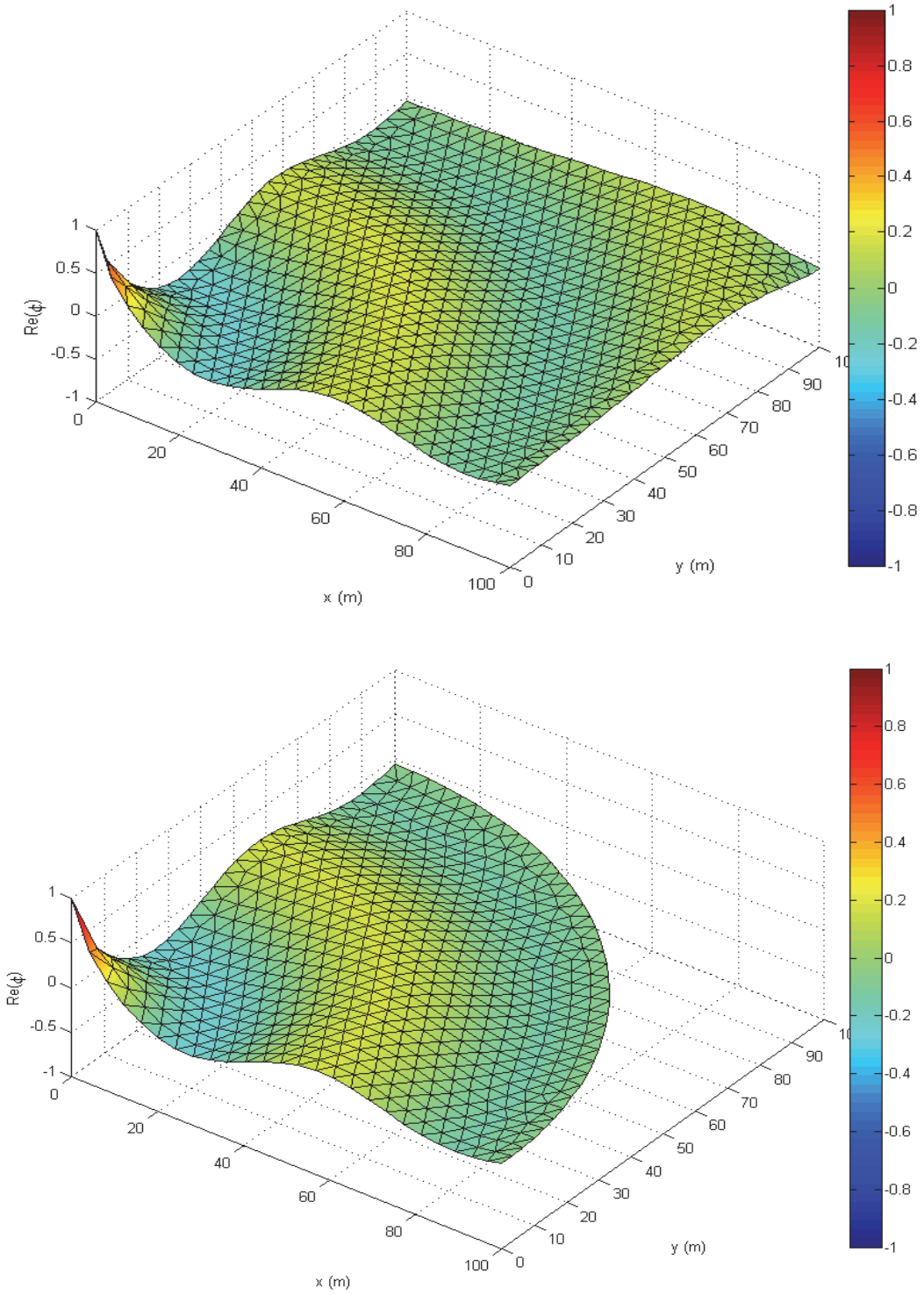


Fig. 4. Dominios de integración distintos para el problema de propagación de una perturbación puntual en un punto del dominio.

Como ocurría en el experimento anterior (difracción) el dominio de borde circular es el más adecuado para simular en contorno pues a él los potenciales llegan con dirección perpendicular, cumpliendo exactamente la condición de contorno de primer orden. Si embarco en el dominio rectangular los potenciales llegan al contorno con cierto ángulo por lo que sería esperable un peor comportamiento de la condición de contorno.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Esto puede visualizarse perfectamente en las siguientes figuras (figura 5) donde se representan las curvas de nivel de la solución del módulo de potencial de la onda propagada. Como es de esperar el resultado sería una configuración de curvas concéntricas circulares con centro en el punto donde se produce la perturbación.

Para el caso del dominio circular se cumple claramente este resultado esperado. Sin embargo esto no es así en el dominio rectangular, pues a la solución numérica se superpone una onda espuria generada por la mala calidad de la aproximación de primer orden.

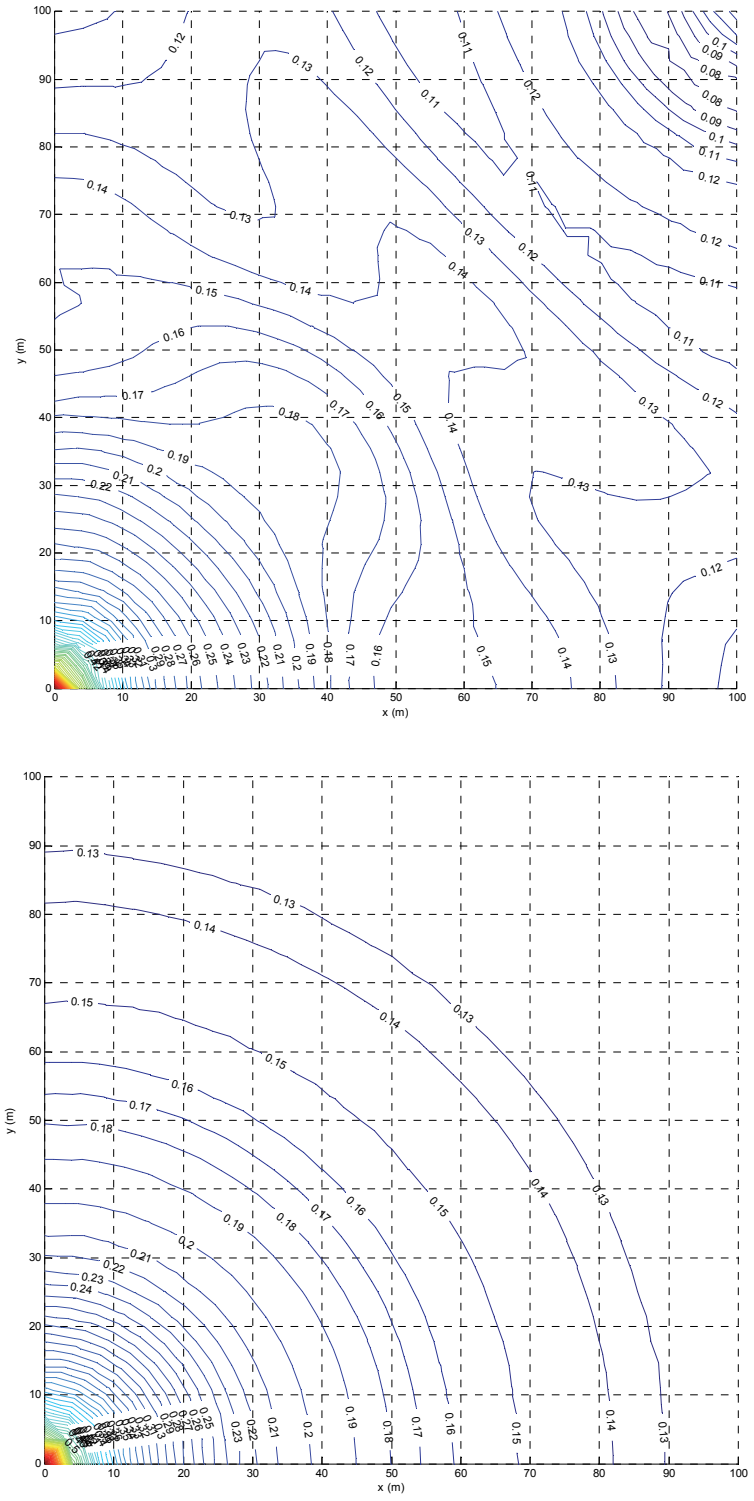


Fig. 5. Comparativa de resultados del valor del módulo del potencial propagado para diferentes dominios de integración. Dominio rectangular (izq.) y dominio circular (der.).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3. Conclusiones

La simple observación de los dos experimentos numéricos mostrados en este artículo muestra la sensibilidad del resultado a la adecuada simulación de las condiciones de contorno del problema. El Usuario de un software comercial tiene la obligación de conocer estas limitaciones de los modelos comerciales y ser capaz de idear estrategias que eviten o sorteen estos problemas; eso se logra con experiencia y conocimiento de las bases teóricas del modelo.

En este artículo no se ha ahondado en otros problemas importantes asociados al modelo de la ecuación elíptica MSE, como es el caso de la simulación de los bordes abiertos con entrada de potencial conocido. En estos casos se realizan aproximaciones más o menos plausibles consintientes es suponer valores del potencial entrante en los bordes abiertos obtenidos de modelos de propagación parabólicos en fondo con batimetría recta y paralela, lo que no deja de ser una aproximación que en algunos casos puede resultar extremadamente burda. Igualmente puede decirse en este caso que es necesaria la experiencia del usuario del software para que los resultados obtenidos por el modelo sean creíbles para su uso práctico en diseño y proyecto de obras marítimas.

Referencias

BERKHOFF, J. (1976). *Mathematical Models for Simple Harmonic Linear Water Waves. Wave Diffraction and Refraction.* Delft Hydraulics Laboratory. Publication No.163.

CHAMORRO SOSA, G. (2016). *Modelización Numérica de los Fenómenos de Propagación del Oleaje. Aplicación del MEF a la Ecuación de la Pendiente Suave (Mild-Slope Equation)*, Tesis de Máster. Universidad de Sevilla.

CHAMORRO SOSA, G., CABRERA, P., MUÑOZ-PÉREZ, J.J. (2016). "A Return to the 'Rules of Thumbs' in Maritime Engineering for Digital Native Students", *9th Annual International Conference of Education, Research and Innovation*. Proceedings of ICERI2016 Conference. ISBN: 978-84-617-5895-1/2340-1095. 10.21125/iceri.2016.0134. pp. 1522-1531.

MUÑOZ-PEREZ, J.J., CABALLERO, I., TEJEDOR, B., GÓMEZ-PINA, G, 2010. "Reversal in Longshore Sediment Transport without Variations in Wave Power Direction", *Journal of Coastal Research*, vol. 26, nº 4.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Estudio numérico del efecto de las bateas mejilloneras en la propagación del oleaje

Castro-Rodríguez, Gladis[a]; Díaz-Hernandez, Gabriel[b] y Sopelana-Peralta, Javier[c]
[a]Alumna curso 2015-2016 del Máster en Ingeniería Costera y Portuaria de la Universidad de Cantabria. gladis.castro.rodriguez@gmail.com
[b]Instituto de Hidráulica Ambiental, Universidad de Cantabria, Avda. Isabel Torres, 15, Parque Científico y Tecnológico de Cantabria, CP 39011, Santander (Cantabria). gabriel.diaz@unican.es
[c]Aquática Ingeniería Civil. S.L. C/Areal 42, 2ºDcha 36201 Vigo (Pontevedra). jsopelana@aquaticaingenieria.com

Resumen

En España el cultivo del mejillón representa el 90% del total de la acuicultura marina, siendo Galicia la comunidad donde se da el 99% de la producción de este molusco.

Este mercado introduce zonas de cultivo conformadas por conjuntos ordenados (polígonos mejilloneros) de elementos tipo batea en amplias zonas litorales de especial interés ecológico, económico y logístico. A pesar de la gran importancia del sector, es poca o prácticamente inexistente la investigación que hace referencia a la propagación del oleaje a través de estas estructuras, sus efectos inducidos y los posibles cambios que puedan inducir en las dinámicas e infraestructuras costeras. El presente estudio se encarga de estudiar el efecto de las bateas mejilloneras en la propagación del oleaje, antes, durante y después de estas, siguiendo una aproximación numérica acoplada para el campo cercano y lejano al elemento batea.

Esta aproximación numérica pretende dar luz sobre los procesos principales que pueden verse afectados en relación al oleaje que se propaga a través del campo mejillonero, dando prioridad a los procesos de disipación que experimenta el flujo oscilatorio en la zona interior del cuerpo de las bateas.

Palabras clave: *CFD, propagación de oleaje, disipación, dinámica costera, clima marítimo*

1. Introducción

En España el cultivo del mejillón representa el 90% del total de la acuicultura marina, siendo Galicia la comunidad donde se da el 99% de la producción de moluscos, alcanzando regularmente las 250.000 toneladas anuales. El sector del mejillón en Galicia es un sector ya tradicional y consolidado; hay más de 3.300 bateas. El sector genera más de 11.500 puestos de trabajo directos (de los que 8.500 son fijos) y 7.000 indirectos. En términos monetarios, el sector mueve 385 millones de euros anuales.

A pesar de la gran importancia de la producción mejillonera, las investigaciones de los efectos en el oleaje inducidos por la presencia de polígonos mejilloneros durante su propagación han tenido una exploración mínima, ya sea en el laboratorio, en campo o con aproximaciones numéricas.

Dada la escasa investigación en el ámbito de las dinámicas del oleaje, el presente estudio plantea analizar numéricamente el efecto de las bateas mejilloneras en la propagación del oleaje, pasando por el análisis pormenorizado del campo cercano al elemento batea, así como el estudio en el campo lejano y su posible afección en las zonas costeas que se encuentran influenciadas por los polígonos de bateas mejilloneras.

La metodología que se sigue se estructura en tres grandes bloques que integran la metodología de trabajo:

i. Estudio numérico del campo cercano.

ii. Estudio numérico del campo lejano.

iii. Acoplamiento y aplicación de los dos puntos anteriores a un caso real.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Objetivo y descripción general de la metodología

El objetivo fundamental del presente estudio es aportar una nueva metodología numérica que permita evaluar cuantitativamente los efectos de cambio/modificación/transformación que experimenta el oleaje debido a la presencia de polígonos mejilloneros, con la finalidad de poder obtener un clima marítimo modificado por dichos elementos singulares y ejemplificar su aplicación práctica en proyectos de ingenierñia de costas y puertos.

Para ello, se presenta la metodología que integra dos análisis bien diferenciados:

- **Análisis del campo cercano:** consiste en evaluar y obtener un coeficiente de cambio (disminución o aumento) de altura de ola por la influencia de una batea en el oleaje mediante un caso control en condiciones físicas y geométricas controladas.
- **Análisis del campo lejano:** consiste en incluir el coeficiente de cambio de altura de oleaje (obtenido en el análisis de campo cercano), calibrarlo y aplicarlo a un modelo de propagación de oleaje regional para finalmente aplicarlo a un caso real (Ría de Arousa, Galicia).

En el presente apartado se presentan las herramientas numéricas empleadas para ambos campos de análisis, indicando únicamente los pasos generales seguidos para cumplir los objetivos planteados y los passo a seguir para aplicarlo a un caso real. En los apartados siguientes se presenta la aplicación de dicha metodología y los resultados obtenidos.

2.1 Herramienta para el análisis del campo cercano

IH-FOAM (Higuera et al. 2014a&b) es un novedoso modelo numérico basado en OpenFOAM®, un código de *Computational Fluid Dynamics* (CFD) de código abierto que se utiliza ampliamente en múltiples aplicaciones industriales. IH-FOAM sigue la resolución de procedimientos de interFoam, que resuelve el tridimensional ecuaciones RANS de dos fases incompresibles (agua + aire) utilizando una discretización de volúmenes finitos y la técnica VOF.

Las ecuaciones RANS incluyen conservación de masa (1) y conservación del momento (2):

$$\nabla . \boldsymbol{U} = 0 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial \rho \boldsymbol{U}}{\partial t} + \nabla . (\rho \boldsymbol{U}\boldsymbol{U}) - \nabla . \left(\mu_{eff} \nabla \boldsymbol{U}\right) = -\nabla p^* - \boldsymbol{g}.\boldsymbol{X} \nabla \rho + \nabla \boldsymbol{U} . \nabla \mu_{eff} + \sigma k \nabla \alpha \qquad (2)$$

Para el análisis del campo cercano se siguen los siguientes pasos:

- Definición geométrica del elemento principal, la batea.
- Análisis del dominio computacional.
- Definición de los experimentos a ejecutar
- Obtención de datos de pérdida de altura de ola por la interacción de la batea con el oleaje. Se calcula un coeficiente de pérdida de altura de ola para diferentes oleajes que posteriormente se introducirá, una vez calibrado, en el estudio del campo lejano.

2.2 Análisis del campo lejano

El modelo SWAN (Booij, et al. 1999) se basa en la ecuación de balance de la energía (1) de las ondas considerando todas las fuentes y sumideros y es totalmente espectral (en todas las direcciones y frecuencias). Esto último implica que los campos de ondas de cresta corta aleatorios pueden propagarse simultáneamente desde diferentes direcciones.

$$\left(E(f,\theta)\Delta x \Delta y + \frac{\partial E(f,\theta)}{\partial t}\Delta x \Delta y \Delta t\right) - E(f,\theta)\Delta x \Delta y = \frac{\partial E(f,\theta)}{\partial t}\Delta x \Delta y \Delta t \quad (1)$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Una vez se tenga hallado el coeficiente de pérdida de altura de ola del campo cercano, se seguirán los siguientes pasos para su la resolución:

- Se introducirá este coeficiente como una función sumidero, es decir, como una pérdida de energía puntual, recurriendo, para ello, al algoritmo OBSTACLE (Ruehl, et al., 2014), que ofrece el SWAN.
- Se repetirán los casos ejecutados en el campo cercano, con la finalidad de validad/calibrar los resultados obtenidos de pérdida de altura de ola en el SWAN.
- Análisis de sensibilidad del coeficiente de pérdida de altura de ola aplicado sobre una serie de bateas dispuestas en serie y paralelo.
- Una vez calibrada la pérdida de altura de ola que nos proporciona una batea de manera individual, se extrapolará a un polígono de bateas real situado en la Ría de Arousa (Galicia) y se analiza la influencia del polígono en la zona costera de la Ría.

2.3 Aplicación en la ría de Arousa

Tras el cálculo de los coeficientes de disipación (campo cercano) de los experimentos numéricos y la calibración/validación (campo lejano) de los mismos, se procede a aplicar lo estudiado a un caso real en la ría de Arousa.

Para ello se siguen los pasos siguientes:

- Selección de una zona adecuada, para ello se busca una zona donde haya un polígono de bateas que pueda afectar a elementos costeros como playas y puertos.
- Análisis del clima marítimo, utilizando la herramienta AMEVA (Análisis Matemático y Estadístico de Variables Ambientales) desarrollado por IHCantabria, la cual se aplica a los datos de la base de oleaje de reanálisis *Downscaled Ocean Waves DOW* (Camus, et al. 2013).
- Generación de mallas (malla general y de detalle), buscando una orientación y discretización adecuada.
- Regionalización del oleaje siguiendo el método híbrido propuesto por Camus et al. (2011 a&b): a) selección de olajes a propagar, a partir de la herramienta MAXDISS, b) propagación de los oleajes seleccionados con el modelo numérico SWAN (con y sin la presencia del polígono mejillonero y sin dicho polígono para analizar las posibles afecciones y c) reconstrucción del oleaje en la zona de estudio con el algoritmo *Radial Basis Functions* (RBF).
- Finalmente, se hace un estudio morfodinámico de la playa de Corna, es decir, un estudio del estado modal de la playa mediante el cálculo de los parámetros que controlan en estado model de las playas Ω y M'.

3. Modelado numérico del campo cercano

Se diseña en este apartado experimentos numéricos controlados con la finalidad de obtener el coeficiente de dispersión, en los cuales se han tomado datos de altura de ola antes y después de la batea, con el fin de confeccionar el coficiente general de disipación en función de las características geiométricas del elemento-batea y el forzamiento de oleaje incidente.

3.1 Diseño de los experimentos numéricos

Se diseñan los experimentos para una batea cuyas dimensiones del emparrillado corresponden a una tipología estándar (27 x 20 m), con sistema de flotación que consta de 6 flotadores cilíndricos de chapa de hierro.

Cada experimento numérico controlado está compuesto de una única batea estándar a la que se le introducen diferentes oleajes monocromáticos (ver tabla 1).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Experimento	Altura de ola (m)	Periodo (s)
1	1	3
2	1	5
3	1	7
4	1	9
5	1	14
6	1	18

Tabla 1. Experimentos numéricos

3.2 Análisis de resultados

En la figura 1 se muestran resultados gráficos de altura de ola H para cuatro de los eperimentos ejecutados, que son T=3s, T=9s, T=14s y T=18s.

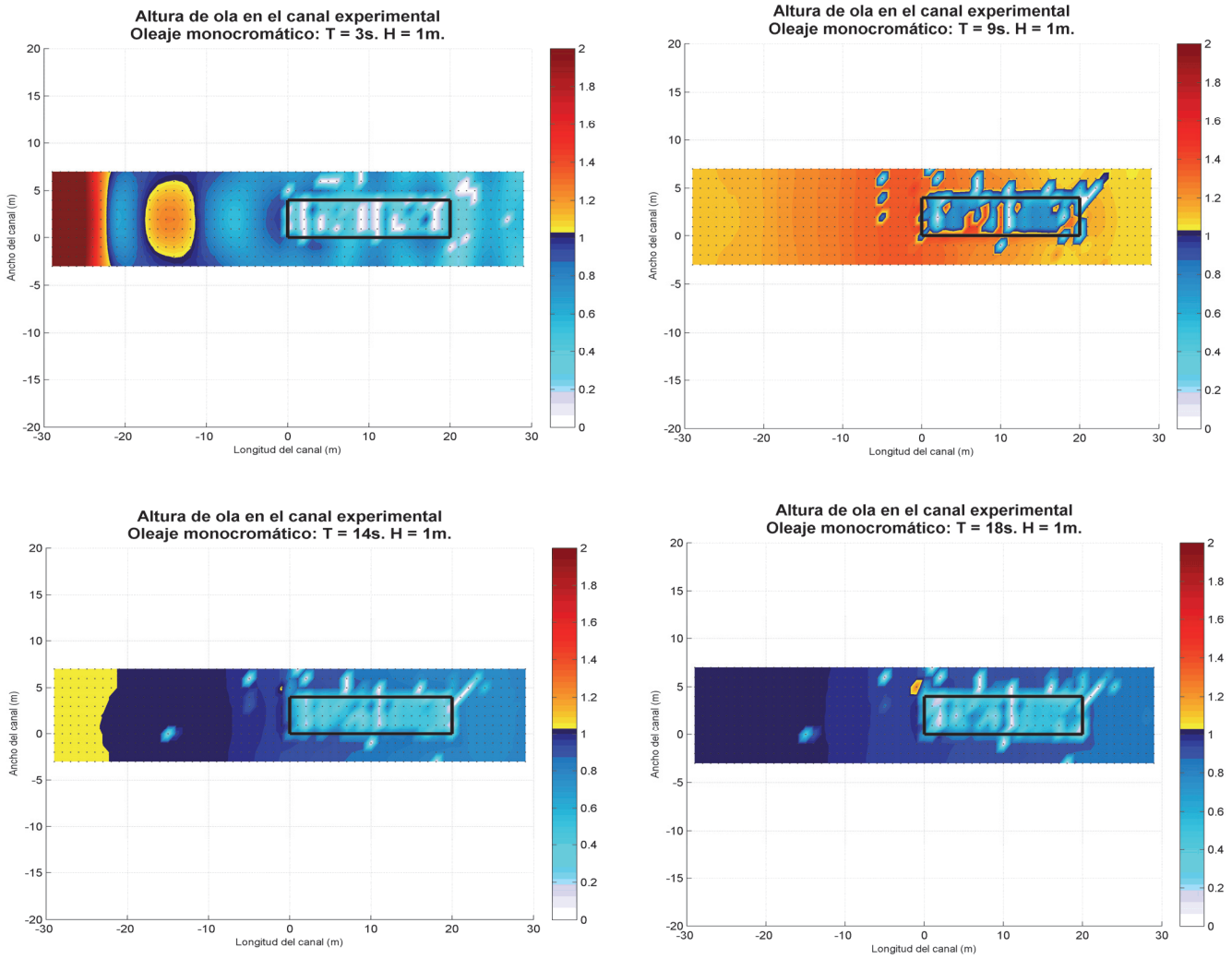


Fig. 1. Altura de ola de los experimentos T=3 s, T=9 s, T=14 s y T=18 s.

Los resultados que se obtienen de la simulación de los diferentes experimentos revelan que, en general, existe una pérdida de altura de ola por la presencia del elemento-batea. Se conoce el coeficiente de disipación de la altura de ola a través del estudio de las alturas de ola comparando la altura de ola media de el transecto anterior y posterior al elemento batea. Los resultados obtenidos se recogen el la siguiente tabla.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Experimento	Perido (s)	Coeficiente de disipación
1	3	0.32920
2	5	0.29053
3	7	0.25187
4	9	0.21320
5	14	0.17340
6	18	0.11190

Tabla 2. Experimentos numéricos.

En términos generales, se obtiene una perdida de altura de ola entre 10% y el 35%, siendo mas acusado este efecto para los periodos más pequeños tal y como suelen comportarse este tipo de elementos disipadores del oleaje para las longitudes de onda menores. Estos fectores dependientes del periodo son empleados en el siguiente análisis e campo lejano.

4. Modelado numérico del campo lejano

Para el desarrollo de este apartado se utiliza el algoritmo OBSTACLE y la herramienta SNL-SWAN para introducir el coficiente de pérdida de altura de ola.

El comando OBSTACLE es un algoritmo dentro del paquete SWAN, que proporciona al usuario las características (línea de) obstáculo, insertado en la malla, a través del cual se transmiten ondas, se reflejan ondas o ambas a la vez.

Existen cuatro tipos de OBSTACLE dentro de la herramienta SNL-SWAN (*Sandia National Laboratories-Simulating Waves Nearshore*). Se aplica el OBCASE 4 que permite introducir diferentes coeficientes de transmisión dependientes de la frecuencia.

4.1 Diseño de los eperimentos numéricos

Con la finalidad de asegurar un adecuado comportamiento del modelo SWAN respecto a la presencia de las bateasasimiladas numéricamente con el algoritrmo OBSTACLE, se plantea el diseño de los experimentos en reproducir exactamente los mismos casos que en el estudio del campo cercano (ver tabla 1 y 2) y con ello obtener una validación/ calibración del coeficiente de disipación de altura de ola.

4.2 Análisis de resultados

Se muestran los resultados en los cuales se vuelve a obtener el coeficiente de disipación de altura de ola para los experimentos estudiados (calculados con el algoritmo OBSTACLE modelo numérico SWAN y calculados con el algoritmo OBSTACLE desarrollado por SNL-SWAN/OBCASE 4).

Se compara, en la Tabla 3, el coeficiente de disipación de altura de ola que se obtienen en el estudio del campo cercano (SWAN y SNL-SWAN) y los obtenidos en el estudio del campo lejano (IH-FOAM), para los diferentes experimentos estudiados.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Perido (s)	IH-FOAM	SWAN	SNL-SWAN
3	0.32920	0.32877	0.32908
5	0.29053	0.28990	0.28955
7	0.25187	0.25122	0.24775
9	0.21320	0.21304	0.22110
14	0.17340	0.17336	0.16855
18	0.11190	0.11323	0.10971

Tabla 3. Coeficiente de disipación obtenido por diferentes métodos (IH-FOAM, SWAN y SNL-WAN).

A la vista de la Tabla 3 se considera que la validación/calibración del coeficiente de disipación de altura de ola es adecuado. Las diferencias que se observan entre los diferentes métodos son mínimas y por lo tanto, se demuestra que la estrategia SWAN/OBSTACLE es extrapolable para evaluar la disipación del oleaje debido a la presencia del elemento-batea.

4.3 Análisis de sensibilidad

Previo a la aplicación del método al estudio en prototipo/campo, es conveniente estudiar el comportamiento de un conjunto de bateas dispuestas en serie y en paralelo, aplicando los oleajes monocromáticos de los experimentos realizados, todo ello con la estrategia SWAN/OBSTABLE y con el objetivo de aprender y visualizar el comportamiento disiopador de campos de bateas trabajando en serie o en paralelo.

4.3.1 Disposición de bateas en serie

El estudio numérico de bateas en serie se realiza para un conjunto de 4 bateas, separadas entre sí 100 metros. La línea obstáculo, que representa las bateas, tiene una dimensión de 27 m; con todo ello se pretende simular una disposición lo más aproximada a la realidad.

Aplicando el coeficiente de transmisión (Tabla 3) y cada uno de los oleajes experimentales (Tablas 1 y 2) se tienen los resultados que se muestran en la figura 2.

4.3.2 Disposición de bateas en paralelo

En este apartado se muestran resultados de la simulación de 4 bateas dispuestas en paralelo. Las bateas se disponen separadas 100 metros entre sí y la línea obstáculo, que representa las bateas, tiene una dimensión de 27 m; con todo ello se pretende simular una disposición lo más aproximada a la realidad.

La dimensión del dominio se ha simulado con las condiciones de diseño que se muestran en la figura 3 es decir, dos longitudes de onda entre la zona de generación y las bateas y una longitud de onda después de las bateas.

4.3.3 Conclusiones

Del análisis de sensibilidad de la disposición de bateas en serie y en paralelo se concluye que el algoritmo tiene un comportamiento lineal ante un oleaje experimental, donde las características del oleaje (H, T, Dir) se mantienen constantes.

Al tratarse de experimentos con oleajes monocromáticos se observan “sombras” muy definidas, sin embargo cabe esperar “sombras” más difusas al aplicar el algoritmo OBSTACLE a in oleaje espectral direccional, ya que para diferentes componentes frecuencuales se tiene un coeficiente de transmisión diferente.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

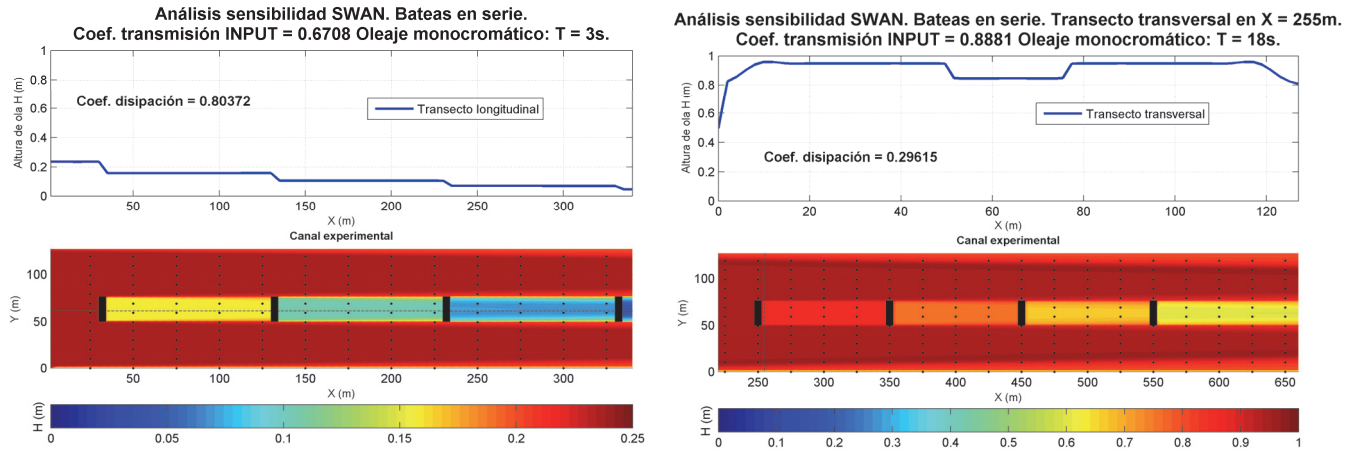


Fig. 2. Altura de ola de los experimentos para bateas dispuestas en serie T=3 s y T=18 s.

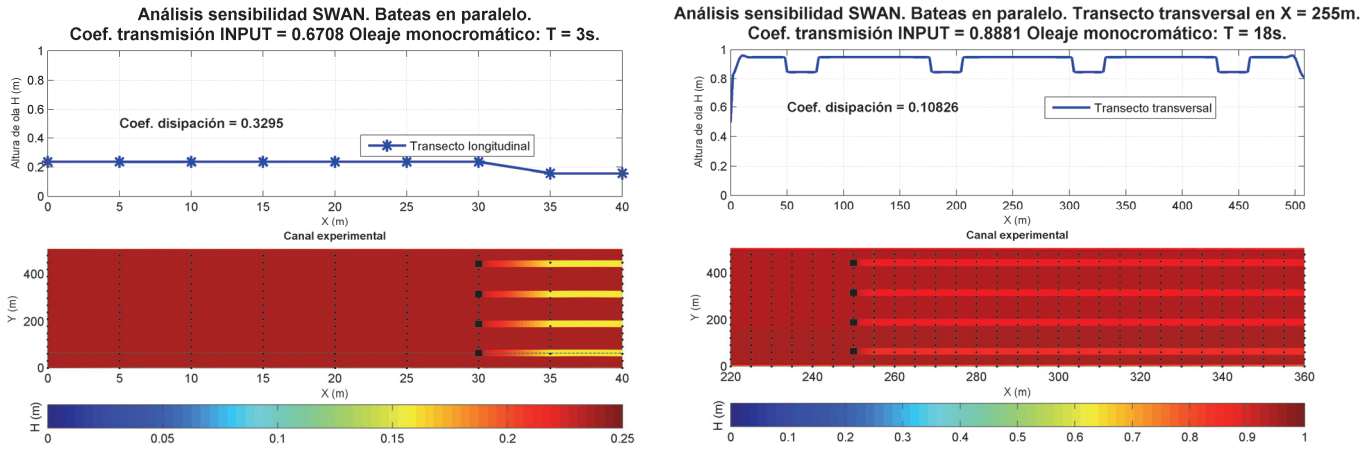


Fig. 3. Altura de ola de los experimentos para bateas dispuestas en paralelo T=3 s y T=18 s.

5. Aplicación de un caso real

Se aplica lo desarrollado en el estudio del campo cercano y campo lejano a un caso real en la Ría de Arousa. Se estudia la magnitud de afección del polígono mejillonero a la costa aplicando los coeficientes numéricos de transmisión obtenidos en los análisis presentados anteriormente.

Se ha elegido esta zona de estudio debido a que cuenta con mayor producción mejillonera en batea de Galicia y cuenta con una morfología muy compleja y variada para poder aplicar el análisis método desarrollado y así estudiar la afección de los polígonos mejilloneros en la costa adyacente.

En concreto, se estudia la zona afección de un polígono de bateas situado a 850 metros, aproximadamente, de la zona central de la playa de Corna (ver figura 4).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

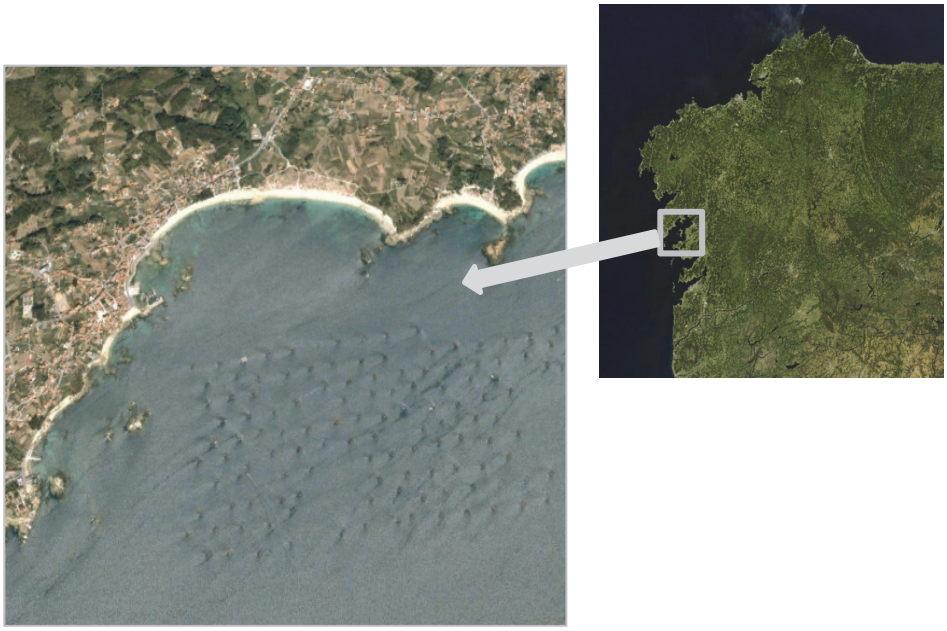


Fig. 4. Localización y disposición de las bateas en el polígono mejillonero seleccionado dentro de la Ría de Aurosa.

5.1 Clima marítimo

Se comienza por el análisis del clima marítimo de la zona de estudio. Para ello, se utiliza la base de datos DOW y datos de viento (CFSR, *Climate Forecast System Reanalysis*). La base de datos de viento es el Reanálisis NCEP Climate Forecast System Reanalysis (CFSR), el cual presenta una resolución espacial de 0.3°. Esta base de datos corresponde a un Reanálisis NCEP relativamente nuevo que tiene como principales ventajas el acoplamiento con el océano durante la generación de los campos de 6 horas y una mayor resolución espacial que el Reanalisis NCEP anterior (0.5°).

5.2 Batimetría

Se muestra los datos de batimetría de la zona de estudio. En la figura 5 se represnta la imagen de los datos batimétricos para la Ría de Arousa completa proyectada sobre la malla de cálculo. La zona central de la ría se corresponde con la más profunda, alcanzando profundidades máximas de aproximadamente 60 metros, en la zona de la bocana.

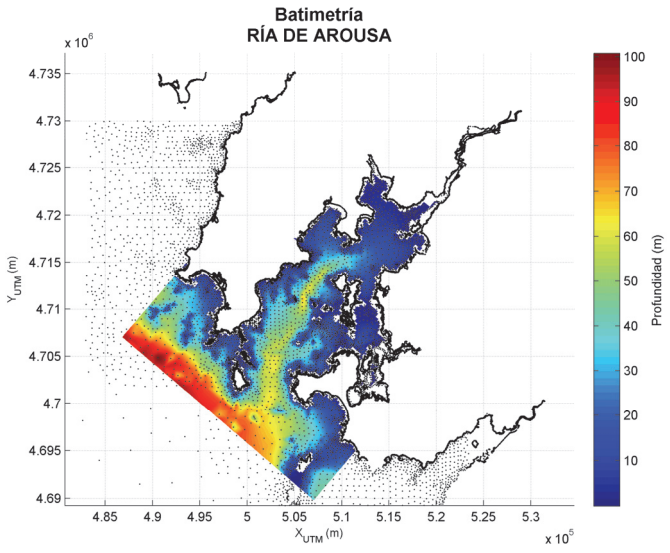
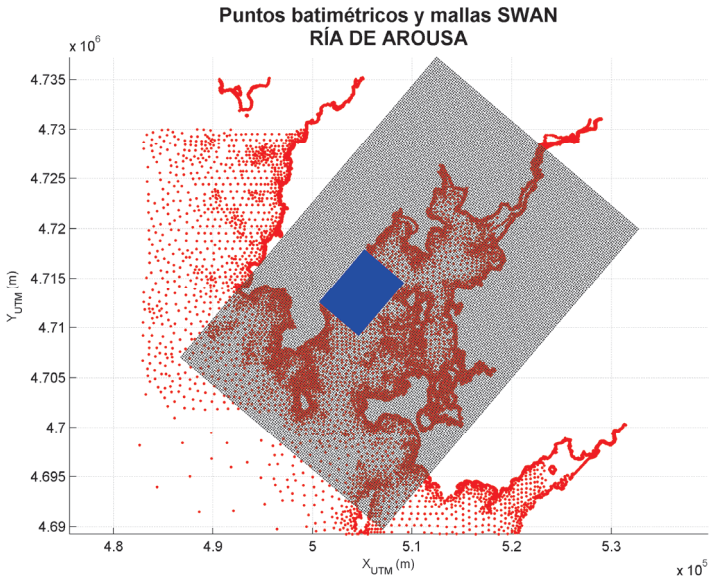


Fig. 5. Batimetría proyectada sobre la malla numérica del modelo SWAN.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.3 Generación de mallas

En este caso se ha generado una malla general y una malla de detalle anidada para el modelo SWAN con las siguientes características (ver figura 6).



MALLA GENERAL:

Δx = Δy = 200 metros

Longitud (Dirección X): 39600 metros

Longitud (Dirección Y): 26600 metros

Ángulo: 49.60º

MALLA DE DETALLE:

Δx = Δy =10 metros

Longitud (Dirección X): 7000 metros

Longitud (Dirección Y): 5200 metros

Ángulo: 49.60º

Fig. 6. Malla numérica del modelo SWAN.

5.4 Selección de casos

Siguiendo el método de regionalización de oleaje híbrido propuesto por Camus et al (2001a&b), se procede a realizar la selección de casos a propagar se lleva a cabo con la herramienta MAXDISS, desarrollada por el IHCantabria. Se ha realizado una selección de 200 casos (MAXDISS), siendo este número de casos suficientemente representativos para la zona de estudio.

5.5 Propagación del oleaje

Una vez seleccionados los casos, se procede a propagar los 200 casos con y sin presencia (caso control) del polígono mejillonero, con la finalizar de comparar ambos resultados. A continuación se presentan los resultados de dicha comparación.

5.5.1 Análisis de los resultados comparativos

Se obtienen los resultados de 3 casos característicos (ver la tabla 3) de la situación sin bateas y con bateas. Para ello se muestran en las figuras 7, 8 y 9 los mapas de altura de ola significante en la malla general y en la malla de detalle y en la tabla 4 los valores de Hs obtenidos con presencia de bateas y sin estas.

Caso	H (m)	T (s)	Dir (º)	Marea (m)	Gama	Sigma	Wind (m/s)	Dir_W (º)
1	3.174	11.636	249.075	4.21	3.3	20	6.934	358.899
2	10.061	17.562	264.642	4.21	10	10	16.039	70.664
3	0.236	7.240	313.272	4.21	3.3	20	2.554	198.627

Tabla 4. Estados de mar más característicos que ejemplifican los resultados comparativos obtenidos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

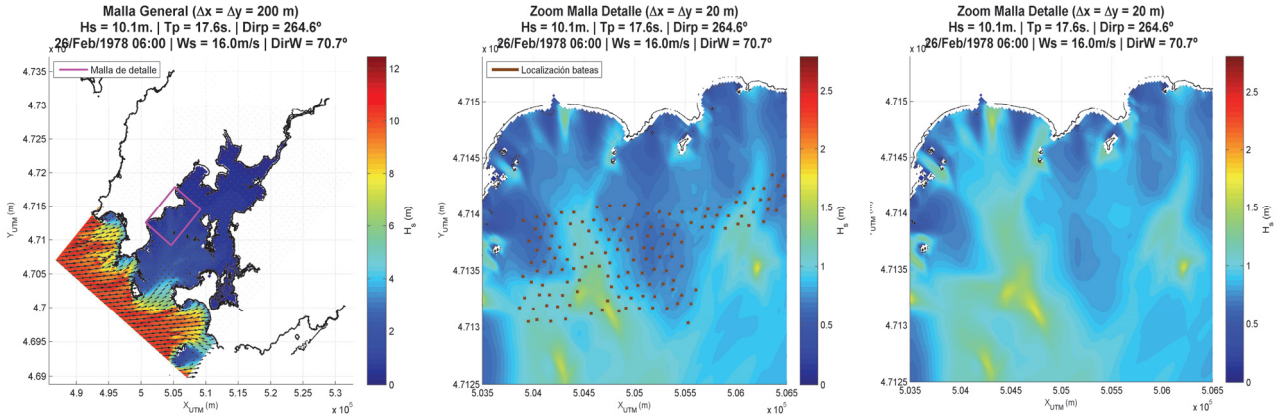


Fig. 7. Mapa de propagación de oleaje (Hs) para el caso 1. Mapa general (panel izquierdo), zoom del polígono con bateas (panel central), zoom del polígono sin bateas (panel derecho).

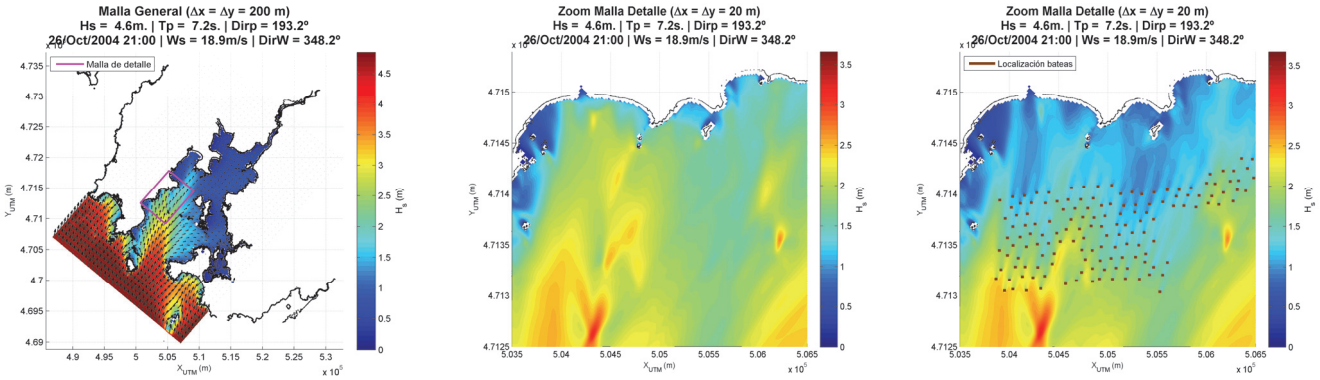


Fig. 8. Mapa de propagación de oleaje (Hs) para el caso 2. Mapa general (panel izquierdo), zoom del polígono con bateas (panel central), zoom del polígono sin bateas (panel derecho).

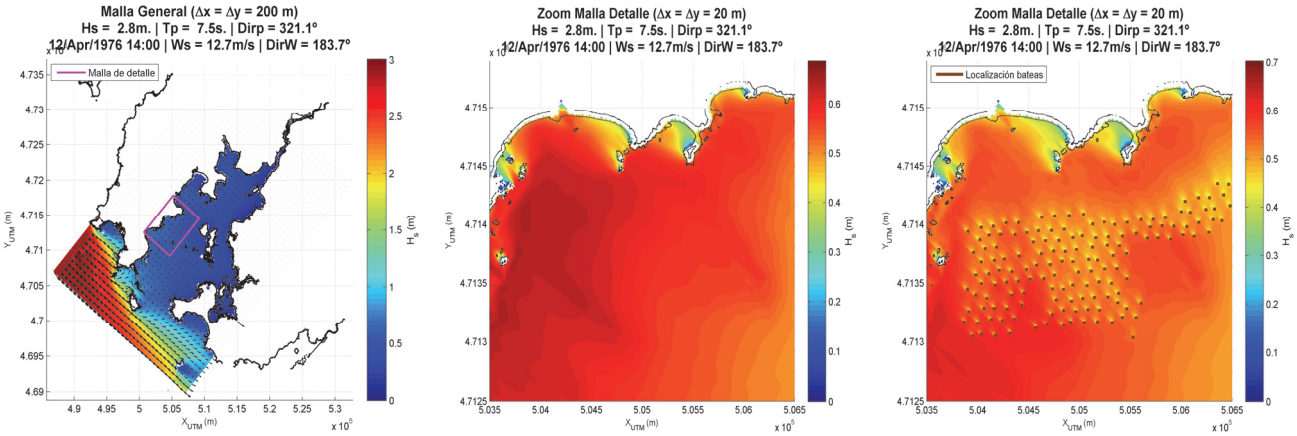


Fig. 9. Mapa de propagación de oleaje (Hs) para el caso 3. Mapa general (panel izquierdo), zoom del polígono con bateas (panel central), zoom del polígono sin bateas (panel derecho).

Comparando de manera conjunta los resultados de altura de ola (Hs), periodo pico (Tp) y dirección (Dir), obtenidos en los puntos de control de ambas situaciones (sin presencia de bateas y con presencia de bateas), se aprecia una reducción de altura de ola por la presencia el polígono de bateas que oscila entre 5-40%, mientras que las variaciones entre Tp y dirección no son relevantes (ver tabla 5).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Se han localizado tres puntos de control entre el polígono de bateas y la playa de estudio (playa de Corna) para la toma de datos de altura de ola y realizar un estudio modal de la dicha playa.

Resultados Hs, Tp, Dir en puntos de control SIN bateas									
Caso	Punto control 1			Punto control 2			Punto control 3		
	Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir
1	1.89	7.25	184.68	1.99	7.25	188.34	2.23	7.25	191.39
2	0.15	14.49	153.02	0.18	14.49	165.97	0.20	14.49	187.38
3	0.64	3.62	141.64	0.63	3.62	141.98	0.63	3.62	142.75

Resultados Hs, Tp, Dir en puntos de control CON bateas									
Caso	Punto control 1			Punto control 2			Punto control 3		
	Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir
1	1.18	7.25	188.19	1.12	7.25	189.32	1.33	7.25	194.20
2	0.11	14.49	152.62	0.13	14.49	164.33	0.14	14.49	187.28
3	0.54	3.28	137.73	0.55	2.97	138.60	0.53	2.97	137.19

Diferencia (SIN - CON)									
Caso	Punto control 1			Punto control 2			Punto control 3		
	Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir
1	0.21	0.00	0.03	0.19	0.00	0.02	0.20	0.00	0.02
2	0.38	0.00	0.02	0.44	0.00	0.01	0.40	0.00	0.01
3	0.15	0.09	0.03	0.13	0.18	0.02	0.15	0.18	0.04

Tabla 3. Resumen de resultados comparativos para los 3 casos mostrados

En general, de las propagaciones de los 200 casos, se han mostrado 3 casos representativos, los cuales indican que la presencia del polígono mejillonero reduce la altura de ola para diferentes condiciones de oleaje.

6. Conclusiones

Tras el estudio numérico del campo cercano, el estudio numérico del campo lejano y aplicación de las dos anteriores al caso particular de la Ría de Arousa, se concluye que:

- Del estudio numérico del campo cercano, el cual tiene como objetivo conocer el coeficiente de pérdida de altura de ola a partir de experimentos teóricos controlados, se concluye que a periodos bajos de oleaje se obtiene mayor disipación de altura de ola y por lo contrario, a mayores periodos del oleaje menor disipación.
- Del análisis de sensibilidad de la disposición de bateas en serie y en paralelo se concluye que el algoritmo OBSTACLE tiene un comportamiento lineal ante un oleaje experimental controlado, donde las características del oleaje (H, T, Dir) se mantienen constantes.
- Aplicando el coeficiente de disipación de altura de ola obtenido sobre una polígono mejillonero real en la Ría de Arousa se obtienen menores alturas de ola, frente a la situación sin presencia de bateas, es decir, sin aplicar el coeficiente de disipación que producen los elementos batea. Estas pérdidas de altura de ola son del orden del 5-40%.
- Del estudio morfodinámico modal de la playa de Corna, comparando la zona de estudio sin la presencia de bateas y con la presencia de las mismas, se obtiene que la playa sin bateas tiene un estado morfodinámico modal reflejante y con la presencia de bateas se acentúa este estado reflejante de la playa.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

HIGUERA, P., LARA, J.L. Y LOSADA, I.J, (2014), *"Three-Dimensional Interaction of Waves and Porous Coastal Structures using OpenFOAM®. Part II: Application."* Santander: Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. Coastal Engineering [Vol. 83, pp. 259-270].

HIGUERA, P., LARA, J.L. Y LOSADA, I.J, (2014), *"Three-Dimensional Interaction of Waves and Porous Coastal Structures using OpenFOAM®. Part II: Application"*. Santander: Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria. Coastal Engineering [Vol. 83, pp. 243-258].

BOOIJ, N., RIS, R.C. y HOLTHUIJSEN, L.H. (1999), "A third-generation wave model for coastal regions, Part I, Model description and validation" *en J. Geophys.* Res. C4, 104, 7649-7666.

RUEHL, K., CHARTRAND, C. y PORTER, A. (2014), *"SNL-SWAN Manual"*. Albuquerque, NM: Sandia National Laboratories. Editorial SAND Report.

CAMUS P. et al. (2013), High resolution downscaled ocean waves (DOW) reanalysis in coastal areas, en *Coastal Engineering*, Volume 72, P. 56-68

CAMUS P. et al (2011), Analysis of clustering and selection algorithms for the study of multivariate wave climate, en *Coastal Engineering*, Volume 58, P. 453-462

CAMUS P, Méndez F. y Medina R. (2011), A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas, en *Coastal Engineering*, Volume 58, P. 851-862

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Respuesta mareal y de la distribución de la salinidad en el Estuario del Guadalquivir por cambios en la morfología de la red de canales

Siles-Ajamil, Reyes [a]; Díez-Minguito, Manuel [b] y Losada-Rodríguez, Miguel Ángel [c]
Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Instituto Interuniversitario del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada. CEAMA Avda. del Mediterráneo, s/n, E-18006, Granada, Spain.[a]reyess@ciccp.es [b]mdiezm@ugr.es [c]mlosada@ugr.es

Resumen

Un sistema prototípico de conflictos humanos y ambientales es el estuario del Guadalquivir. No sólo los procesos de intercambio naturales en el estuario alteran la morfo-hidrodinámica del sistema. El estuario, con mayor intensidad desde el siglo XIX, ha sido dragado y modificado en sus trazados originales con cortas y canalizaciones para favorecer la navegación hasta el Puerto interior de Sevilla, se han ocupado sus áreas intermareales y marismas para conferirle nuevos usos, y se construyen presas para regular las avenidas y el reducir el riesgo de inundación. Estas actividades requieren de la intervención de administraciones de manera que, para tomar las medidas adecuadas y coordinadas, estos organismos demandan herramientas idóneas para diagnosticar y pronosticar las consecuencias de éstas sobre un estuario. En este sentido, modelos semi-analíticos idealizados son lo suficientemente sencillos y flexibles como para proporcionar una primera evaluación de tendencias bajos diferentes escenarios. En este trabajo se estudian escenarios de gestión, para evaluar el impacto en amplitudes mareales y salinidad. Entre los escenarios de gestión considerados se modelan:(1) La variación de la profundidad en el canal de navegación, (2) La eliminación de su barrera aguas arriba, (3) La reconexión de un canal de marea y (4) La recuperación de los humedales salobres. Su aplicación al estuario del Guadalquivir ha sido posible por su calibración mediante los datos de campo de la red de monitorización (2008-2011). Esto permite mostrar, entre otros aspectos, que (1) El dragado aumenta la intrusión salina y la amplitud de las elevaciones y de las corrientes mareales. (2) Si la barrera se desplaza aguas arriba, la fricción actuaría a lo largo de una mayor longitud y la amplitud de las elevaciones mareales presentaría una menor amplificación cerca de la barrera. (3) La presencia del nuevo canal mareal provoca una interacción entre los dos tramos reconectados, que depende de la geometría y los parámetros físicos del canal reconectado. Además, su reapertura podría compensar algunos de los efectos de un dragado. (4) En el espacio de parámetros explorado, la recuperación de las marismas en la parte baja del estuario no supone cambios significativos en la onda de marea y distribución de salinidad.

Palabras clave: *modelo idealizado, escenarios de gestión, respuesta mareal, salinidad, Guadalquivir.*

1. Introducción

Los estuarios son zonas de transición entre el medio fluvial y marino, donde interactúa el flujo fluvial con el mareal y existe un gradiente de densidad con importantes efectos dinámicos. Se trata de cuerpos semicerrados en conexión con el mar abierto cuyo límite aguas arriba del estuario se define hasta donde alcanza la marea, (Officer, 1976). La importancia social, económica y ambiental de los estuarios para el medio ambiente es difícilmente sobreestimada.

No sólo procesos morfo-hidrodinámicos naturales han modificado los estuarios. La influencia antrópica ha variado artificialmente sus características: dragando, modificando su trazado original con cortas y canalizaciones, ocupando terrenos para conferirle nuevos usos, principalmente agrícolas, o construyendo presas. Numerosos cambios con la finalidad de captar agua para riego, favorecer la navegabilidad o evitar inundaciones han propiciado conflictos socio-económicos y ambientales, afectando directamente a la Directiva Marco del Agua, (Ruiz, 2015).

La problemática generada en torno a los estuarios y la toma de decisiones por parte de Administraciones para promover un uso sostenible del agua, prevenir su deterioro, garantizar la reducción progresiva de contaminantes y contribuir a paliar los efectos de inundaciones y sequías, requiere modelos de gestión que permitan optimizar y ayuden compatibilizar los usos y actividades.

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommonsCC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Estuario del Guadalquivir

Este trabajo plantea diseñar un modelo idealizado aplicado al estuario del Guadalquivir que permita evaluar los efectos de cambios morfológicos en la dinámica mareal y salinidad. Los modelos 1D son teóricamente sencillos y flexibles, lo suficiente para ser implementados fácilmente con el fin de proporcionar una evaluación rápida del comportamiento mareal en los diferentes escenarios. Para ello se analizó una revisión básica de este problema basándose en trabajos como (Ippen and Harleman, 1961; Ippen, 1966; Fischer, 1979).

El análisis de propagación de la onda a través de la red mareal se establece con las soluciones de las ecuaciones linealizadas, unidimensionales, de conservación de la masa y de cantidad de movimiento en aguas someras para canales rectangulares. Además el modelo (semi-analítico) incluye la linealización de la fricción mediante un coeficiente que es apto en diferentes tramos del GRE con los datos registrados durante una extensa campaña de monitoreo (2008-2011) (Navarro, 2011). Además el campo de sal es acoplado y descrito por la ecuación de advección-difusión unidimensional. El proceso de dispersión está representado por un único coeficiente de dispersión longitudinal, D_x (Prandle, 1981). Este autor asumió un valor constante para D_x. Otros estudios han usado valores de D_x relacionados con el gradiente de concentración a lo largo del estuario, ya que su magnitud no se puede definir fácilmente.

Este trabajo analiza posibles escenarios de gestión, promovidos actualmente por las diferentes administraciones públicas, con la finalidad de evaluar los efectos de cambios morfológicos en la dinámica mareal y salinidad del GRE. El siguiente epígrafe evoca un breve recorrido histórico con las principales intervenciones humanas realizadas en el estuario del Guadalquivir, las cuales nos darán las claves para seleccionar los cuatro escenarios modelados.

2.1 Trasfondo histórico del GRE



Fig. 1. Área de estudio. El estado actual del estuario Guadalquivir (topología base) está representado con línea continua azul (__) y los tramos eliminados en naranja. Las diferentes intervenciones humanas simbolizadas son: zonas de acumulación de sedimentos (▲, triángulos amarillos), zonas dragadas (, asteriscos rojos), cortas (Ω, omegas verdes), construcciones como diques, presa,… (■, rectángulos rosas); humedales (//,rayado azulado) y zonas desecadas (#, grid azulado).*

Todas las modificaciones del estuario del Guadalquivir reseñadas a continuación aparecen ilustradas en la Figura 1.

Desde el Digesto del Decreto Perpetuo del Pretor "*donde se implanta el primer código de aguas del río Guadalquivir destinado al conservacionismo del tráfico fluvial* " (Blázquez, 1978), el estuario ha sido sometido a obras hidráulicas para continuar mejorando su navegabilidad.

Pero el Bajo Guadalquivir es y ha sido un río con un régimen muy irregular, (Borja Palomo, 1877) y un complejo ensamble socio-económico y cultural repleto de intereses.

Las embarcaciones se construían más voluminosas para desarrollar los fines comerciales con las Américas y donde las primeras medidas para sortear el difícil paso por la barra de Sanlúcar y navegar hasta Sevilla las insta en el año de 1508 Dña. Juana La Loca, Reina de España creando los antepuertos de Sanlúcar de Barrameda y Cádiz, con la finalidad de hacer trasbordo y transportar hasta Sevilla los alijos con otras embarcaciones de menor envergadura. Se intenta un dragado en la barra de Sanlúcar y se abandona por la poca efectividad de la maquinaria.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Datos históricos como el navegante y cartógrafo Juan de Escalante de Mendoza 1573 nos muestra información de un cementerio de embarcaciones hundidas en el río desde la barra de Sanlúcar hasta Sevilla, siendo un escollo a resolver por el rey Felipe II que dio orden de limpieza y retirada de las mismas a un ingeniero genovés.

Ya en la edad moderna, en plena lucha por los intereses económicos y políticos (traslado de la Casa de Contratación) de las ciudades de Cádiz y Sevilla donde se defienden intereses aduaneros y mercantiles se encarga el dragado de la Barra de Sanlúcar financiada por el gremio empresarial de Sevilla no resultando efectivo para sus intereses.

Descrito con un breve trazo el Río Grande con calificación de gran torrente (Vanney, 1970), el estuario del Guadalquivir es un río con un caudal de 185 m^3/s llegando en estiaje a 10 m^3/s sin ser sometido a la regulación de caudal actual, experimenta crecidas de hasta 5000 m^3/s y 9000 m^3/s con periodos de recurrencia de 5 y 100 años respectivamente, dando como resultado un proceso de intensa intervención sobre el cauce que por medio de diferentes cortas o rectificaciones ejecutadas en los últimos 200 años ha reducido en cerca de 40 km el desarrollo inicial del estuario, las cuales se detallan a continuación: (del Moral Ituarte, 1991),

- La Corta de Merlina de 1795 para salvar los cerrados tornos con calados poco profundos entre Coria y Sevilla.
- La Corta de la Fernandina de 1816, realizada por la Compañía del Guadalquivir para evitar el meandro y de nuevo limpiar los aterramientos en los bajos del río. También se realiza dragados en el Arenal y San Juan de Aznalfarache con máquina de vapor y cazoletas tipo rosario pero sin efectividad.
- La Corta de los Jerónimos de 1880 también para salvar un meandro, no alcanzó los objetivos previstos puesto que solo se pudo conseguir un canal de 40 metros de ancho y 3,34m de de calado en bajamar, junto al bajo del Mármol. No permitiendo el paso de dos buques al mismo tiempo siendo necesaria la semaforización. Unas obras posteriores con diques pudieron dar por terminadas las obras. (Iáñez, 2008)
- La Corta de Tablada y aterramiento de los Gordales 1926, para disminuir la distancia que tenían que recorrer los barcos para llegar al puerto y proporcionar un calado de 7 m. Dio lugar a la verdadera ampliación el Puerto de Sevilla. En 1931 se realiza la presa de embalse de Alcalá del Río con fines de producción de electricidad y proyecto mediante esclusas de navegabilidad hasta Córdoba aunque nunca se puso en marcha. En 1953 el consejo de Ministros de Franco dicta que pase el puerto de 17 pies de calado a 30 pies, resolución general del V Consejo Económico Social.
- La Corta de los Olivillos de 1971 para salvar los meandros en Isla Menor.
- La Corta de la Isleta de 1972 en la Puebla del Río con el mismo fin.
- La Corta de Punta Verde de 1973 en las proximidades de Gelves con el mismo fin.
- La Corta de la Cartuja de 1983 para salvar el meandro de San Jerónimo y formar parte del sistema de defensa actual (del Moral Ituarte, 1989), aparte de disponer de terrenos adecuados para la celebración de la feria internacional Expo 92.

Actualmente el dragado del estuario del río Guadalquivir se encuentra paralizado por la Comisión Europea.

Con estos antecedentes este trabajo analiza cuatro posibles escenarios de gestión, promovidos actualmente por las diferentes administraciones públicas con la intención de restaurar el GRE a las condiciones morfo dinámicas anteriores o ahondar en el desarrollo de infraestructuras.

Los escenarios seleccionados para su modelado son: (1) el cambio de calado en el canal de navegación; (2) la eliminación de la presa de Alcalá del Río, situada en la cabecera de nuestro tramo de estudio; (3) la re conexión de un canal mareal, con datos del denominado Brazo del Oeste y (4) la recuperación de marismas en la parte baja del estuario, en clavado en el Parque Natural de Doñana.

2.2 Características actuales del área de estudio

Tras los cambios el GRE presenta el siguiente aspecto general: se encuentra en la Península Ibérica SW (Figura 1), y desemboca en el Golfo de Cádiz (Océano Atlántico). El canal de marea principal se extiende 110 km, siendo convergente desde su única desembocadura en Sanlúcar de Barrameda hasta la presa de Alcalá del Río en cabecera, más allá de Sevilla. La presa de Alcalá del Río representa el último punto de control de agua dulce, y el límite aguas arriba de la marea entrante. El GRE es navegable hasta el puerto de Sevilla, a 85 km de la desembocadura, donde se establece

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

el origen de coordenadas 0 km (positivo aguas arriba). Su profundidad mínima de 6,5 metros se mantiene por dragados periódicos para favorecer la navegabilidad.

Se trata de un estuario mesomareal (hasta 3,5m aprox.) y semidiurno. La relación entre la luni-solar K1 (TK1 = 23,93horas) y la principal lunar M2 (TM2 = 12,42horas) constituyentes en la desembocadura es 0,07. La propagación barotrópica de la onda de marea en régimen de aguas bajas se controla principalmente por la reflexión de las mareas, la fricción y la convergencia de los canales. Después de la amortiguación en el curso bajo del estuario, el rango mareal se amortigua conforme se propaga tierra adentro: en comparación con los rangos de la desembocadura que se reducen aprox. 40 % (20 %) durante las mareas vivas (muertas). Las amplitudes mareales no experimentan ningún cambio significativo en el curso medio. Sin embargo, en el tercio superior del estuario, el rango mareal se amplifica hasta valores similares a los indicados en la desembocadura como consecuencia de la reflexión de la onda y la convergencia del estuario. En cuanto a la variación longitudinal de la amplitud de la corriente mareal, aumenta de manera significativa en los primeros 15 km de estuario (del orden de 0,1cm/s y 1m/s). Después de este aumento, la tendencia general aguas arriba es disminuir (Díez-Minguito, 2012).

Además, las descargas de agua dulce, Q_d, son por lo general inferiores a 40 m^3/s. Estas son las condiciones de los ríos de aguas bajas en las que el estuario es marealmente energético y bien mezclado. La interacción fluvio-mareal es débil y las corrientes intramareales están bien descritas por la propagación co-oscilante de las mareas. En lo referente a la distribución longitudinal de sal, el estuario es positivo, es decir, las pérdidas por evaporación se compensan por la descargas de agua dulce. Todo el análisis presentado en este trabajo se limita a condiciones del caudal fluvial en la desembocadura hasta aproximadamente 0 psu en la cabecera.

La zona de estudio ha sido tramificada por los tramos definidos con los ocho nodos establecidos: seis en el canal principal, entre la desembocadura (Puerto de Bonanza) y la presa de Alcalá del Río, y dos en el ramal secundario de acceso al Puerto de Sevilla.

Los coeficientes de fricción y dispersión del modelo se han calibrado haciendo uso de las observaciones registradas por una Red de Monitorización en Tiempo Real desplegada en el estuario entre 2008 y 2011 (Navarro, 2011; Díez Minguito, 2012; Díez Minguito, 2013). Se establece la configuración de referencia como la actual: con un canal de navegación con profundidad media de 6,5 m y que corresponde al canal principal desde Bonanza a la presa de Alcalá del Río y un ramal secundario que parte del nodo localizado en el Puerto de Sevilla y recorre unos 800 km y corresponde a la construcción de la Nueva Esclusa finalizada en el año 2013. Ésta es la topología base sobre la que se modelan los cuatro escenarios seleccionados diseñados para la evaluación de: (1) los efectos de la profundización o reducción del calado del canal de navegación, (2) la eliminación de la presa de Alcalá del Río situada en cabecera, (3) la reconexión del canal secundario más largo conocido como Brazo del Oeste y (3) la recuperación de las marismas en la parte baja del estuario del Guadalquivir.

3. Metodología

Se ha implementado un modelo de gestión idealizado para la propagación de la onda de marea y la salinidad que proporcione las componentes mareales y promediadas de las elevaciones, corrientes y salinidad considerando secciones uniformes y en régimen de aguas bajas que son las condiciones predominantes casi todo el año en el estuario. Este trabajo generaliza desarrollos previos de (e.g.) (Prandle and Rahman, 1980). A partir de las ecuaciones unidimensionales hidrodinámicas para aguas someras con fricción linealizada, se resuelve analíticamente el campo de salinidad mareal acoplado y se aplican sus soluciones al estuario del Guadalquivir.

Sea L, la longitud del estuario, b el ancho del canal mareal y h la profundidad se consideran las ecuaciones unidimensionales para un canal recto de sección rectangular a resolver son:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{b}\frac{\partial (hbu)}{\partial x} = 0 \qquad (1)$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

$$\frac{\partial u}{\partial t} + g\frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{r}{h}u = 0 \qquad (2)$$

$$\frac{\partial s}{\partial t} + u\frac{\partial s}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}(D_x \frac{\partial s}{\partial x}) \qquad (3)$$

donde η es la elevación mareal respecto al nivel medio del agua, u es la corriente mareal promediada en la sección, s la distribución longitudinal de sal, r el coeficiente linealizado según Lorentz, D_x el coeficiente de difusión, g la constante gravitacional, x la distancia y t el tiempo.

Para su resolución se asumirán las siguientes simplificaciones, por un lado la onda de marea es asumida barotrópica, $L>>h$, lineal ($\eta/h<<1$) e.g. (Ianniello, 1977), y la rotación despreciada (las anchuras son infinitamente inferiores comparadas con el radio de deformación de Rossby).

La estructura lineal de las ecuaciones sugiere soluciones de la forma:

$$\eta(x,t) = \overline{\eta}(x) + \hat{\eta}(x,t) \qquad (4)$$

$$u(x,t) = \overline{u}(x) + \hat{u}(x,t) \qquad (5)$$

$$s(x,t) = \overline{s}(x) + \hat{s}(x,t) \qquad (6)$$

El primer sumando indica el valor promediado en el tiempo y el segundo la desviación respecto al valor promediado. Ésta última componente es considerada oscilatoria, considerando a escala submareal que el movimiento es estacionario.

Por primera vez este trabajo resuelve la componente mareal de la salinidad (Siles-Ajamil, 2017) y establece la siguiente secuencia de cálculo: en primer lugar ajustado los coeficientes r y D_x se calculan las elevaciones y corrientes mareales. El siguiente paso será teniendo en cuenta el caudal de descarga obtener las elevaciones promediadas, las cuales nos permitirán calcular las componentes promediadas de corrientes y salinidad. Finalmente podremos obtener el valor de la salinidad mareal.

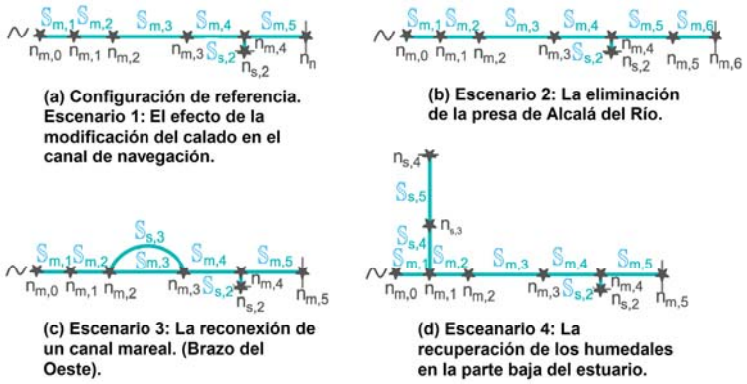


Fig. 2. Los paneles (a), (b), (c) y (d) muestran la topología de los diferentes escenarios coincidiendo (a) con la configuración de referencia. Los siguientes símbolos son comunes en todos los casos: nodos(✱,$n_{i,j}$ donde i=m;s y j=0,…,6), tramos en línea continua azul(—, $S_{i;j}$ donde i=m, s y j=0, …, 6), barrera (▬), y forzamiento mareal en desembocadura ~.

En la figura 2 se muestra de manera esquemática la topología utilizada para cada uno de los escenarios. Para poder modelar estos cuatro escenarios de gestión elegidos, hemos dividido el estuario del Guadalquivir en cinco tramos ($S_{m,1}$, $S_{m,2}$, $S_{m,3}$, $S_{m,4}$ y $S_{m,5}$) delimitados por seis nodos. El primer nodo, $n_{m,0}$, coincide con nuestro origen de referencia y está localizado en la desembocadura (Bonanza). A 12 kilómetros de la desembocadura aguas arriba está el segundo nodo,

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

$n_{m,1}$, que facilitará el modelo del escenario 4 ya que es la intersección con el ramal de humedales. El tercer y cuarto nodo, $n_{m,2}$ y , $n_{m,3}$, corresponden a la intersección del Brazo del Oeste con el canal principal, escenario 3, siendo sus p.k. 16 y 60, respectivamente. El quinto nodo, $n_{m,4}$, localizado en el Puerto de Sevilla, a unos 79 kilómetros de nuestro origen de coordenadas, conecta con el ramal secundario de la Nueva Esclusa, $S_{s,2}$. Éste canal secundario tiene una longitud aproximada de 800 metros y constituye el canal de navegación comprendido desde el nodo, $n_{s,2}$, hasta la desembocadura a considerar para modelar el escenario 1. El límite aguas arriba y sexto nodo, $n_{m,5}$, del canal principal se encuentra en la presa de Alcála del Río a 110 km de la desembocadura. De esta manera tenemos discretizada nuestra zona de estudio para facilitarnos el modelado de las cuatro configuraciones elegidas.

4. Resultados

Del conjunto de resultados obtenidos para la propagación de onda de marea y la salinidad promediada y mareal se han seleccionado en las figuras de este apartado, aquéllos de las amplitudes de las elevaciones mareales para cada escenario para el armónico M2, que es el más significativo en el estuario del Guadalquivir.

En primer lugar resaltar, el acortamiento del ramal del Puerto de Sevilla con la construcción de la Nueva Esclusa, aumenta tres centímetros las amplitudes de las elevaciones mareales a lo largo de todo el estuario. Esto se puede admitir gracias a la información medida por Puertos del Estado del Gobierno de España.

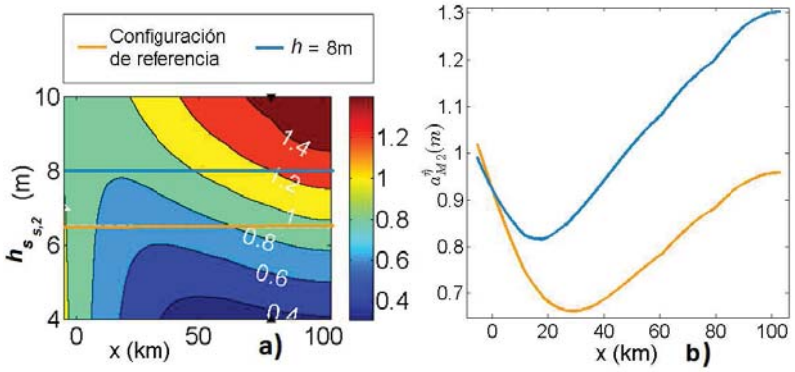


Fig. 3. Resultados de las amplitudes de las elevaciones mareales en metros para el escenario 1. A la izquierda los resultados para las profundidades del canal de navegación entre 4 y 10 metros donde el triángulo,▲, del eje de abscisas representa el nodo del Puerto de Sevilla. A la derecha en línea continua naranja (—) las amplitudes de las elevaciones mareales para la configuración de referencia y en azul (—) para una profundidad de 8 metros.

Respecto a los resultados del escenario 1, donde se consideran profundidades del canal de navegación desde 4 m a 10 m, (figura 3, panel izquierdo) se observa que la elevación (o la profundización) del canal disminuye (aumenta) la amortiguación de la propagación de la onda de marea, disminuye (aumenta) el efecto de la fricción y aumenta (disminuye) la reflexión. De modo que, el dragado aumenta las amplitudes de elevaciones y corrientes mareales y la intrusión salina, pero disminuye el gradiente de salinidad. Esto apunta a un aumento de sólidos en suspensión y consecuencias ambientales. A modo de ejemplo en el panel de la derecha se muestra los resultados para una profundidad de 8 metros, es decir, un metro y medio por encima de la considerada en la configuración de referencia. En este panel se puede apreciar un aumento de las amplitudes de las elevaciones mareales a lo largo de todo el estuario del Guadalquivir pasando a incrementarse su valor en cabecera en torno a un 30%.

La eliminación de la presa de Alcalá del Río, figura 4, muestra un incremento de la amplitud de las elevaciones mareales en el tramo medio, siendo menos acusado aguas arriba cuando por la ausencia presa. En general, la amplificación de las elevaciones es consecuencia a la convergencia del canal y la reflexión, siendo este último factor el de mayor efecto.

Este modelo permite estudiar el comportamiento de la propagación de la onda de marea aguas arriba de la presa de Alcalá del Río. En primer lugar consideraremos que no existe barrera aguas arriba y modelaremos el escenario 2 con diferentes valores de profundidades para el sexto tramo, por ejemplo 4, 5 y 6,5 metros, respectivamente, se desprende que el lugar hasta donde se propaga la onda de marea es mayor para el menor valor de profundidad considerado. De manera que, la nueva longitud del estuario resulta estar en torno a 450 km, 335 km o 280 km dependiendo de la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

diferencia entre las profundidades de los dos últimos tramos del estuario (véase la posición de los triángulos, ▲, colocados en el eje x de la figura 4). En realidad estas longitudes resultan ser inferiores ya que las descargas de agua dulce amortiguan la propagación de la onda de marea, siendo el coeficiente de fricción mayor al considerado.

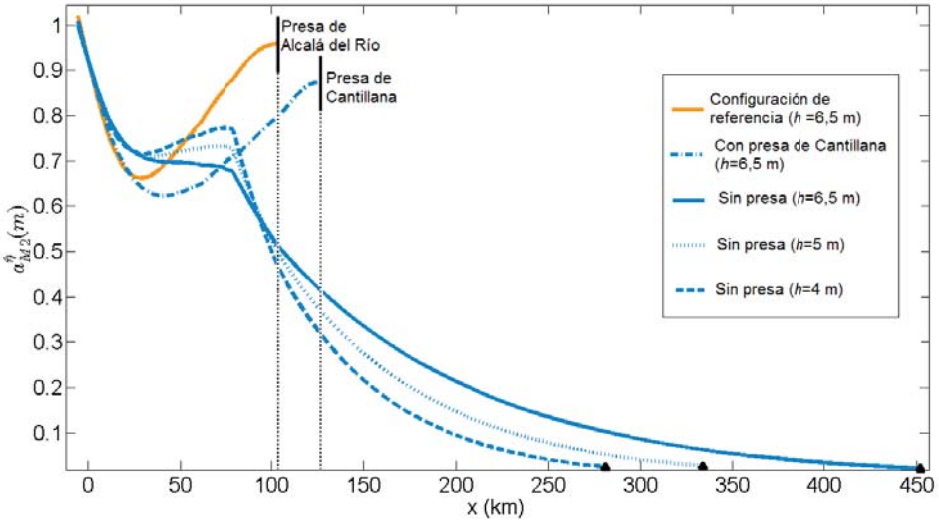


Fig. 4. Resultados de las amplitudes de las elevaciones mareales en metros para el escenario 2 a lo largo del estuario del Guadalquivir considerando diferentes profundidades y la existencia o no de barrera aguas arriba en distintas localizaciones: Presa de Alcalá del Río y Presa de Cantillana, como detalla la leyenda. En el eje x se indica con triángulos,▲, la longitud en km donde la velocidad es nula.

Además si suponemos que el sexto tramo, $S_{m,6}$ está delimitado por el nodo $n_{,m,5}$, punto donde se encuentra localizada la presa de Alcalá del Río y el nodo $n_{m,6}$, donde se encuentra la presa de Cantillana, siendo la longitud que separa ambas presas de 22,4 km. En esta nueva situación se desprende que al desplazar el foco reflector la energía de la onda incidente es menor debido a la amortiguación por efecto de la fricción, por lo tanto la onda reflejada tendrá menos energía, y esto supone una menor amplificación cerca de la presa.

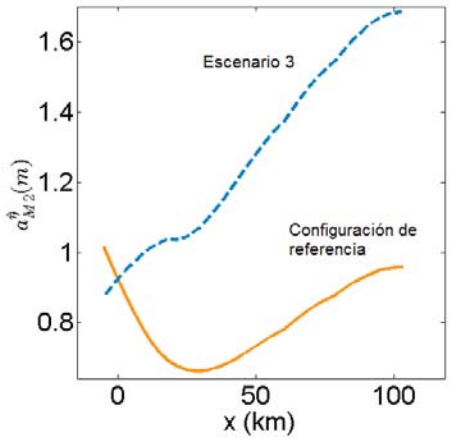


Fig. 5. Resultados de las amplitudes de las elevaciones mareales en metros para el escenario 3 con la configuración de referencia a lo largo del estuario del Guadalquivir.

Para el escenario 3 se ha adoptado las características diseño del Brazo del Oeste con una longitud de 56 km aproximadamente. Como se muestra en la figura 5, la reconexión de este canal mareal produce modificaciones importantes en todo el estuario, llegando casi a duplicar los valores en cabecera de las amplitudes de las elevaciones de la configuración de referencia. Estos resultados son fruto de la interacción entre los dos tramos, el ramal reconectado y el tramo del canal principal delimitado por los nodos $n_{m,2}$ y $n_{m,3}$, ya que ambos segmentos están conectados. Esta interacción consigue efectos similares a los obtenidos en el escenario 1 si le conferimos al brazo las características adecuadas. De forma que, la reapertura del ramal se convierte en una solución alternativa, sostenible medioambientalmente, para evitar el dragado del estuario.

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por último, la figura 6 muestra la recuperación de los humedales en la parte baja del estuario, escenario 4. En ésta podemos observar que el comportamiento del estuario con la geometría de diseño adoptada apenas cambia. El nuevo canal conectado está dividido en dos tramos de áreas 100x4000 y 16000x16000 m2 respectivamente y con la misma profundidad, h = 1 m, y por lo tanto dominados por los efectos de la fricción. En particular si la anchura del ramal secundario considerado en el nodo $n_{m,1}$ tuviera una anchura máxima de 60 m el efecto sobre el GRE sería imperceptible, revelando la viabilidad de recuperar el Parque Natural de Doñana.

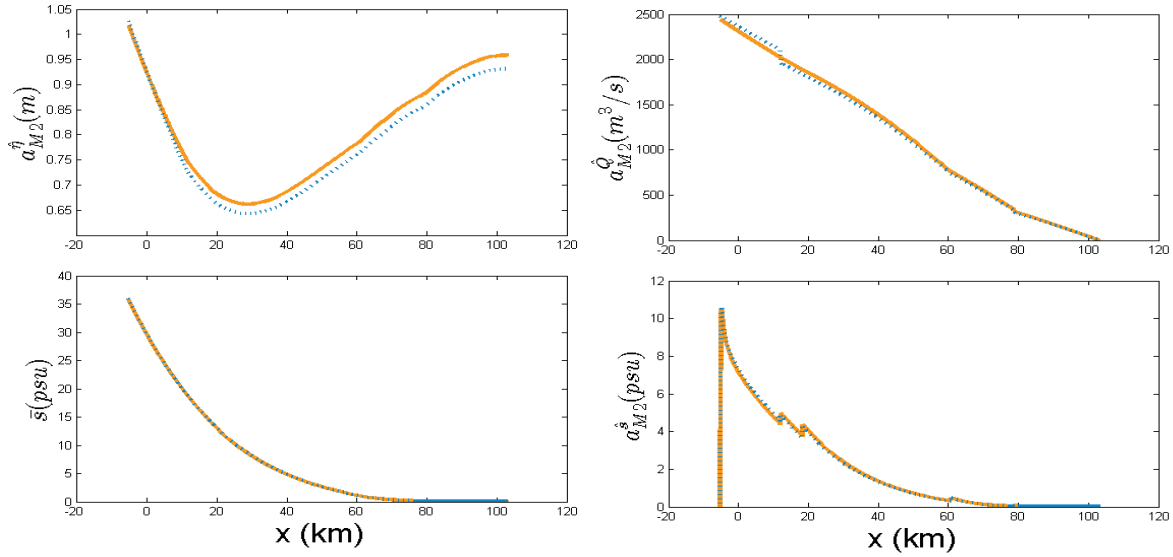


Fig. 6. Los resultados del escenario 4 aparecen representados por la línea punteada azul (…) y la configuración de referencia en línea continua naranja (—), en cada uno de los paneles. De arriba izquierda hasta abajo derecha se muestran: las amplitudes de las elevaciones mareales en metros, $a^{\tilde{\eta}}_{M2}$; amplitudes de los caudales mareales en m^3/s, $a^{\tilde{Q}}_{M2}$; la salinidad promediada en psu, $\bar{s}$, y amplitud de la salinidad mareal en psu, $a^{\tilde{s}}_{M2}$, respectivamente.

5. Conclusiones

Un modelo unidimensional, lineal, mareal, para aguas someras se ha utilizado para evaluar cuatro escenarios de gestión en el estuario GRE. Sus resultados son las elevaciones y las corrientes mareales, así como la distribución longitudinal de la salinidad, lo que permite evaluar tendencias y mejorar el conocimiento y entendimiento del comportamiento del GRE.

Respecto al primer escenario, en general, un incremento (decremento) de la profundidad media reduce (aumenta) el amortiguamiento de la onda de marea, dando lugar a un aumento (reducción) de elevaciones y corrientes mareales y mayor (menor) intrusión salina. La reconexión del Brazo del Oeste modifica fuertemente la propagación de onda de marea en todo el estuario cuya magnitud depende de las características morfológicas otorgadas al Brazo. Es interesante notar que, en función de éstas, podría conseguirse efectos similares a los observados al profundizar el canal de navegación o bien compensar los efectos del dragado en la propagación mareal o la distribución de salinidad. La eliminación de la presa de Alcalá del Río reduciría la amplitud de las elevaciones mareales en el estuario. La recuperación de los humedales en el tramo bajo del estuario, al menos dentro del rango de parámetros estudiados, apenas tiene efecto sobre el comportamiento mareal en todo el estuario del Guadalquivir.

Con este modelo semi-analítico propuesto se ha contribuido a una mejor comprensión de las intervenciones humanas sobre la hidrodinámica mareal y salinidad en el estuario del Guadalquivir.

Agradecimientos

Este estudio ha podido ser realizado gracias a la financiación del MICINN (CTM2009-10520), la JA (P09-TEP-4630) y por el convenio de colaboración entre el ICMAN-CSIC y la Universidad de Granada en el año 2008.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Referencias

BLÁZQUEZ, J. M. (1978). *Historia económica de la Hispania romana*. Ediciones cristiandad.

DE BORJA PALOMO, F. (1877). "Memoria. Histórico Crítica sobre las riadas o grandes avenidas del Guadalquivir en Sevilla desde principios del siglo XV hasta nuestros días". *Sevilla: el Español*. Catedrático Numerario de la Facultad de Derecho en la Universidad Literaria de Sevilla.

DEL MORAL ITUARTE, L. (1989). "Un intento frustrado de acondicionamiento del Guadalquivir: la actuación de la Real Compañía de navegación en la primera mitad del siglo XIX: nuevas aportaciones y replanteamiento geo-histórico de un tema polémico". *Mélanges de la Casa de Velázquez*, 25(1):327–353.

DEL MORAL ITUARTE, L. (1991). *La obra hidráulica en la Cuenca Baja del Guadalquivir, siglos XVIII-XX: Gestión del agua y organización del territorio*. (Vol. 3). Universidad de Sevilla.

DÍEZ-MINGUITO, M., BAQUERIZO, A., ORTEGA-SÁNCHEZ, M., NAVARRO, G., & LOSADA, M. A. (2012). "Tide transformation in the Guadalquivir estuary (SW Spain) and process-based zonation". *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 117(C3).

DÍEZ-MINGUITO, M., CONTRERAS, E., POLO, M. J., & LOSADA, M. A. (2013). "Spatio-temporal distribution, along-channel transport, and post-riverflood recovery of salinity in the Guadalquivir estuary (SW Spain)". *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 118(5), 2267-2278.

FISCHER, H. B., LIST, J. E., KOH, C. R., IMBERGER, J., AND BROOKS, N. H. (1979). *Mixing in inland and coastal waters*. Elsevier.

IANNIELLO, J. (1977). "Tidally induced residual currents in estuaries of constant breadth and depth". *Journal of Marine Research*, 35:755–786.

IÁÑEZ, F.J. (2008) "Las transformaciones de la ría y sus protagonistas más destacados". *Revista nº 58. Prácticos de Puerto. Curiosidades históricas 21*, p. 36-38.

IPPEN, A. T. AND HARLEMAN, D. R. (1961). *One-dimensional analysis of salinity intrusion in estuaries*. Technical report, DTIC Document.

IPPEN, A. T. (1966). *Estuary and coastline hydrodynamics*. McGraw-Hill Book Co.

NAVARRO, G., GUTIÉRREZ, F. J., DÍEZ-MINGUITO, M., LOSADA, M. A., & RUIZ, J. (2011). "Temporal and spatial variability in the Guadalquivir estuary: a challenge for real-time telemetry". *Ocean Dynamics*, 61(6), 753-765.

OFFICER, C. B. (1976). *Physical oceanography of estuaries and associated coastal waters*. In Physical oceanography of estuaries and associated coastal waters. John Wiley.

PRANDLE, D., & RAHMAN, M. (1980). "Tidal response in estuaries". *Journal of Physical Oceanography*, 10(10), 1552-1573.

PRANDLE, D. (1981). "Salinity intrusion in estuaries". *Journal of Physical Oceanography*, 11(10), 1311-1324.

RUIZ, J., POLO, M. J., DÍEZ-MINGUITO, M., NAVARRO, G., MORRIS, E. P., HUERTAS, E., ... & LOSADA, M. A. (2015). "The Guadalquivir estuary: a hot spot for environmental and human conflicts". In Environmental Management and Governance (pp. 199-232). Springer International Publishing.

SILES-AJAMIL, R., DÍEZ MINGUITO, M., LOSADA, M.A. (2017), "Tide propagation and salinity distribution response to changes in sea water depth and channel network in the Guadalquivir River Estuary: An exploratory model approach". En preparación.

VANNEY, J. R. (1970). *L'hydrologie du bas Guadalquivir.* Inst. de Geografía Aplicada. CSIC. Madrid.

Esta obra está bajo una Licencia CreativeCommons CC BY-NC-ND 4.0

Estudio experimental del transporte de cantidad de movimiento bajo la influencia de viento

Lira-Loarca, Andrea[a]; Addona, Fabio[b]; Clavero, María[a]; Longo, Sandro[b]; Baquerizo, Asunción[a]; Losada, Miguel Ángel[a]

[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA), Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada, Granada, España; aliraloarca@ugr.es, mclavero@ugr.es, abaqueri@ugr.es, mlosada@ugr.es;

[b]Dipartimento di Ingegneria e Architettura (DIA), Università di Parma, Italia; fabio.addona@studenti.unipr.it, sandro.longo@unipr.it

Resumen

En este trabajo se presentan los resultados preliminares de una serie de ensayos realizados en el Canal de Interacción Atmósfera-Océano (CIAO) del Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía. Se realizaron ensayos para analizar la influencia del viento en el transporte de cantidad de movimiento y en las componentes del tensor de Reynolds bajo una combinación de oleaje generado mediante palas y oleaje generado por viento. Se pone en evidencia las inconsistencias respecto a orden de magnitud y signo de la componente turbulenta en estudios previos y se estudia el coeficiente de reflexión y la fase como parámetros fundamentales en la caracterización del estudio y la necesidad de profundizar en éstos en trabajos futuros.

Palabras clave: *cantidad de movimiento, oleaje por viento, tensor de Reynolds, interacción oleaje-viento*

1. Introducción

En las últimas décadas se ha ampliado el interés por el conocimiento de los procesos de intercambio entre la atmósfera y el océano a diferentes escalas. La capa límite atmosférica marina (ABL) y la capa límite oceánica (OBL) están repletas de procesos de flujo de pequeña y gran escala. Fenómenos como la formación de spray, burbujas, turbulencia, vórtices y ondas superficiales e internas influyen en gran medida en el transporte vertical de cantidad de movimiento, calor, vapor de agua, etc. Numerosos estudios se han enfocado en el análisis del transporte de cantidad de movimiento ya que es de gran interés para la comprensión de diversos fenómenos hidrodinámicos como la rotura del oleaje, las corrientes, la sobreelevación al paso de una borrasca (*storm surge*), etc. y tiene aplicaciones inmediatas en ingeniería como por ejemplo en el desarrollo de modelos para la predicción del oleaje.

La metodología general del estudio de flujos con una componente turbulenta se basa en la descomposición de las variables en el valor medio, la componente periódica y las fluctuaciones, $u = \bar{u} + \tilde{u} + u'$ y $w = \bar{w} + \tilde{w} + w'$ para las velocidades horizontal y vertical respectivamente. Las soluciones lineales y no-lineales de oleaje regular sobre fondo horizontal indican que existe un desfase de $\pi/2$ entre las velocidades horizontal $\tilde{u}$ y vertical $\tilde{w}$ del movimiento oscilatorio y, por tanto, no existe un término equivalente al tensor de Reynolds asociado al movimiento periódico ($\overline{\tilde{u}\tilde{w}} = 0$). Sin embargo, numerosos estudios experimentales y de campo han comprobado que $\overline{\tilde{u}\tilde{w}} \neq 0$ aunque sin llegar a un consenso respecto a su origen y orden de magnitud (Olfateh et al., 2017).

En condiciones de viento, esto implica que la componente turbulenta del tensor no es el único mecanismo que transfiere cantidad de movimiento del aire al agua. De hecho, en los fenómenos de generación de oleaje y de sobrelevación por viento existe un mecanismo asociado a la componente periódica que es proporcional a $\overline{\tilde{u}\tilde{w}} < 0$ gracias al cual el transporte de cantidad de movimiento y de energía debido al viento se transfiere a la columna de agua (Nielsen et al., 2011). En la literatura se encuentran distintas teorías sobre la razón por la cual el viento proporciona una distribución de presión no uniforme sobre la superficie libre, aunque ninguno proporciona una explicación simple de por qué esto genera un desfase distinto entre $\tilde{u}$ y $\tilde{w}$.

Olfateh et al. 2017 realizan estudios experimentales y apuntan a la reflexión y la circulación secundaria como posibles fuentes de las inconsistencias encontradas en el orden de magnitud del transporte de cantidad de movimiento. Desde el año 2011 se llevan a cabo estudios sobre el intercambio de la cantidad de movimiento entre atmósfera y océano en el Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales en colaboración con la Universidad de Parma. Los ensayos se realizan en un

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

túnel de viento abierto, de baja velocidad, de 3 metros de longitud y sección de ensayo de 43x36 cm. En su interior se introduce un tanque con agua, de forma que la lámina libre del tanque es forzada por el viento generado en el túnel y se estudia la estructura y evolución de las capas límites atmosférica y oceánica. (Longo, 2012; Longo et al., 2012a, 2012b; Longo y Losada 2012). Siguiendo estas líneas de trabajo se plantea una serie de ensayos para el análisis del transporte de cantidad de movimiento teniendo en cuenta la reflexión y la fase de la onda reflejada, parámetro no tenido en cuenta en estudios anteriores.

2. Metodología

2.1 Canal de Interacción Atmósfera-Océano

Para la realización de este trabajo se han planteado ensayos con oleaje regular e irregular generado mediante palas y oleaje generado por viento en el Canal de Interacción Atmósfera-Océano (CIAO) del Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (Figura 1). El canal está dedicado al estudio de la interacción entre las capas límite atmosférica y oceánica y los dispositivos que se encuentren en esta interface (Nieto et al., 2015). Es una instalación única a nivel nacional y puntera a nivel internacional con tres componentes principales:

- Un sistema de generación de oleaje (canal de oleaje), de anchura 1 m, profundidad de agua de diseño 0.70 m, y longitud 15 m con posibilidad de generación de olas de 1 a 5 segundos de periodo y hasta 25 cm de altura.
- Un sistema de generación de viento (túnel de viento) de circuito cerrado de 24 m de longitud y capacidad de generar vientos de hasta 12 m/s por lo que es posible la generación de oleaje con una longitud efectiva de fetch de aproximadamente 1 m.
- Un sistema de generación de corrientes doble (para generar corrientes a doble altura) con velocidad máxima de 0.75 m/s.

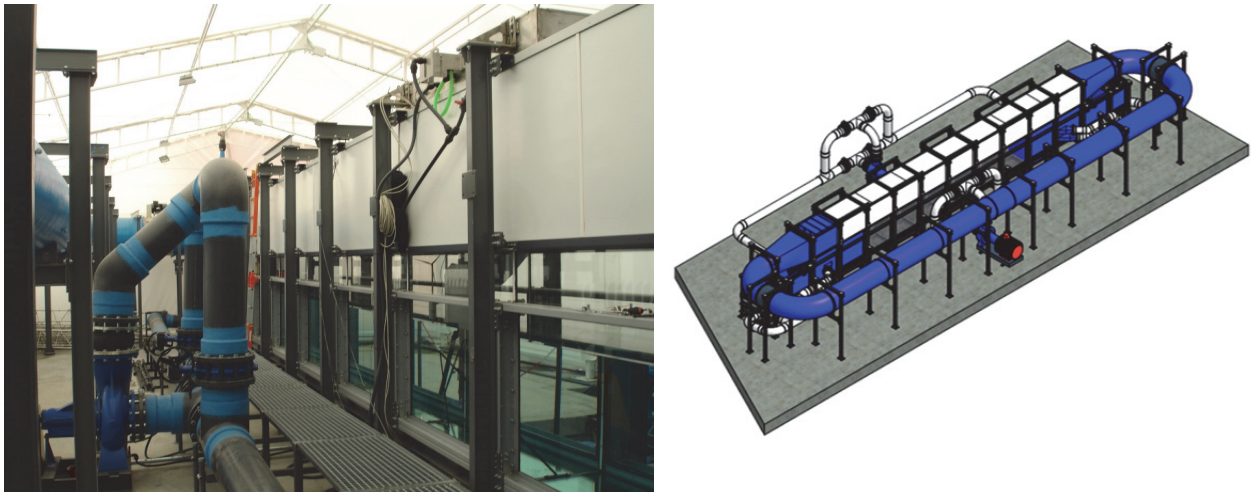


Fig. 1. Vista e infografía 3D del Canal de Interacción Atmósfera-Océano

Tanto el sistema de oleaje como de corrientes son reversibles, de tal manera que pueden simularse todos los fenómenos en direcciones de propagación iguales u opuestas. Este aspecto es fundamental para este estudio, ya que, al tener dos palas de generación controladas mediante software en los extremos opuestos del canal es posible controlar la reflexión de oleaje generado y obtener completa absorción o reflexión parcial de las ondas. En este estudio se plantearon ensayos con oleaje regular e irregular generado mediante palas y oleaje generado por viento.

2.2 Instrumentación

En la Figura 2 se puede observar el dispositivo experimental utilizado para la realización de este trabajo. Para las medidas de nivel se utilizaron sensores acústicos en distintos puntos a lo largo de la longitud del canal. Las medidas del campo de velocidad en la columna de agua se realizaron mediante Anemometría Laser Doppler 2D en una sección del

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

canal donde el oleaje se puede considerar como completamente desarrollado (Sensor 4). En este mismo punto se tomaron medidas de la velocidad de viento en la columna de aire utilizando un tubo Pitot para las distintas velocidades angulares del motor utilizado en los ensayos.

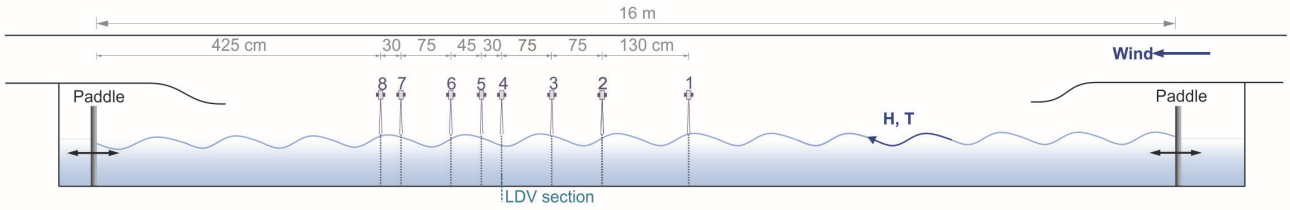


Fig. 2. Dispositivo experimental

3. Resultados

En este trabajo se presenta una serie de resultados preliminares de ensayos realizados en el CIAO bajo condiciones de oleaje regular e irregular generado mediante palas y su combinación con oleaje generado por viento. En primer lugar, era necesaria la caracterización del perfil de viento en la sección de medida de velocidades (Sensor 4) para el correcto análisis de la influencia del viento en el transporte de cantidad de movimiento y la energía aportada por este. En la Figura 3 se presenta el perfil de velocidad de viento obtenido para distintas velocidades angulares del túnel de viento y distintas alturas de la columna de aire. El sistema de generación de viento trabaja hasta 100 rpm lo cual se traduce a una velocidad media de aproximadamente 9.3 m/s y en superficie alcanza una velocidad aproximada de 7 m/s. Se observa el perfil logarítmico de la velocidad de viento y el efecto de la fricción con la superficie libre en la capa límite lo que supone una reducción de la velocidad.

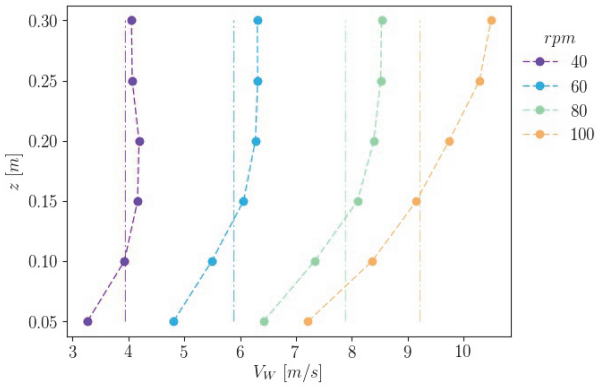


Fig. 3. Perfil de velocidad de viento

En primer lugar, se realizaron ensayos con oleaje generado solamente por viento sin generación por palas. En la Figura 4 se presentan los espectros de superficie libre en distintos puntos del canal. Se observa que los periodos picos del oleaje generado por viento oscilan entre ≈ 0.15 a 0.4 s para la velocidad de viento más alta utilizada en los ensayos. Como era de esperar se obtiene un aumento en la energía y en el periodo con velocidades de viento mayores, y conforme aumenta la longitud de fetch y el oleaje se considera desarrollado (Figura 5). Respecto a la altura de ola se obtienen valores de entre 1 y 5 cm en la zona del perfil de velocidades. Asimismo, se realizaron ensayos con una combinación de oleaje generado mediante sistema de palas y oleaje generado por viento. Es importante destacar el sistema de generación de oleaje presente en el CIAO ya que, al disponer de palas tipo pistón en ambos extremos del canal y un sistema de reflexión activa, es posible general oleaje con una completa absorción o con distintos porcentajes de reflexión controlado mediante software. En la Figura 6 se presentan los espectros de superficie libre en los ensayos de oleaje regular con características H=6 cm y T_p=1.6 s en combinación con oleaje generado por viento en la misma dirección. Se observa que el pico principal de energía corresponde al oleaje regular caracterizado por ser de banda estrecha mientras que el oleaje por viento corresponde a un espectro de banda ancha con valores de energía del orden de cien veces menor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

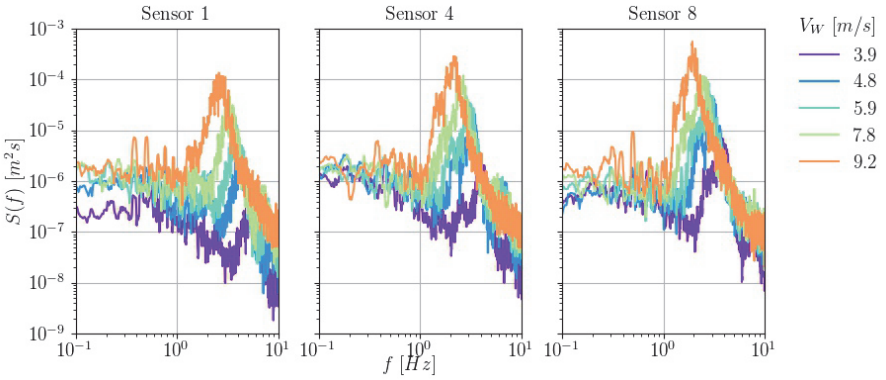


Fig. 4. Espectros de superficie libre en distintos puntos del canal durante los ensayos de oleaje generado por viento

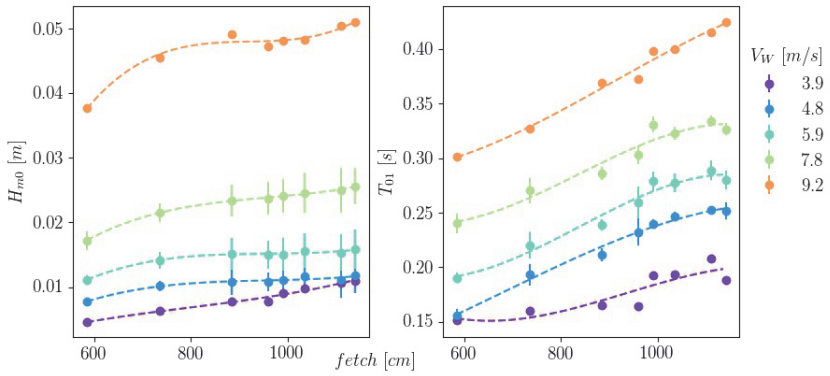


Fig. 5. Estadísticos del oleaje obtenidos en ensayos de oleaje generado por viento

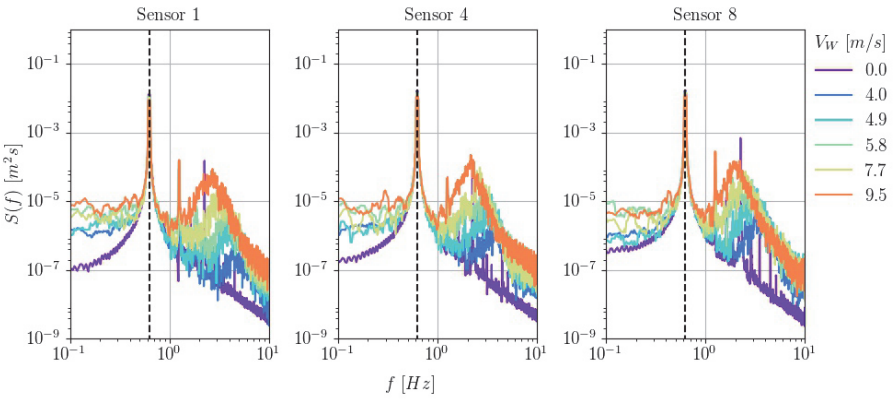


Fig. 6. Espectros de superficie libre en distintos puntos del canal durante los ensayos de combinación de oleaje regular y oleaje generado por viento.

En la Figura 7 se presentan los valores de la componente media de las velocidades horizontales y verticales obtenidas mediante el sistema de anemometría laser a lo largo de la columna de agua. Los patrones de comportamiento del flujo medio en oleaje generado por viento son complejos. Por una parte, el esfuerzo tangencial del viento sobre la superficie genera velocidades medias positivas con la distribución vertical dependiendo también de las propiedades del oleaje. Además, debido a que es un túnel cerrado, existen flujos de retorno en vertical y es posible que se genere flujo transversal que depende de las características de la instalación. Se observa como existe una influencia clara debido al viento. Se tienen velocidades medias positivas en superficie, es decir en la dirección del viento mientras que son negativas en profundidad debido a una circulación cortante en vertical. En general, las velocidades medias aumentan con la velocidad de viento. Esta circulación en vertical contribuye al transporte de cantidad de movimiento en la parte media de la columna de agua. En el tercer panel se muestra la contribución relativa del flujo medio al transporte de cantidad de movimiento.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

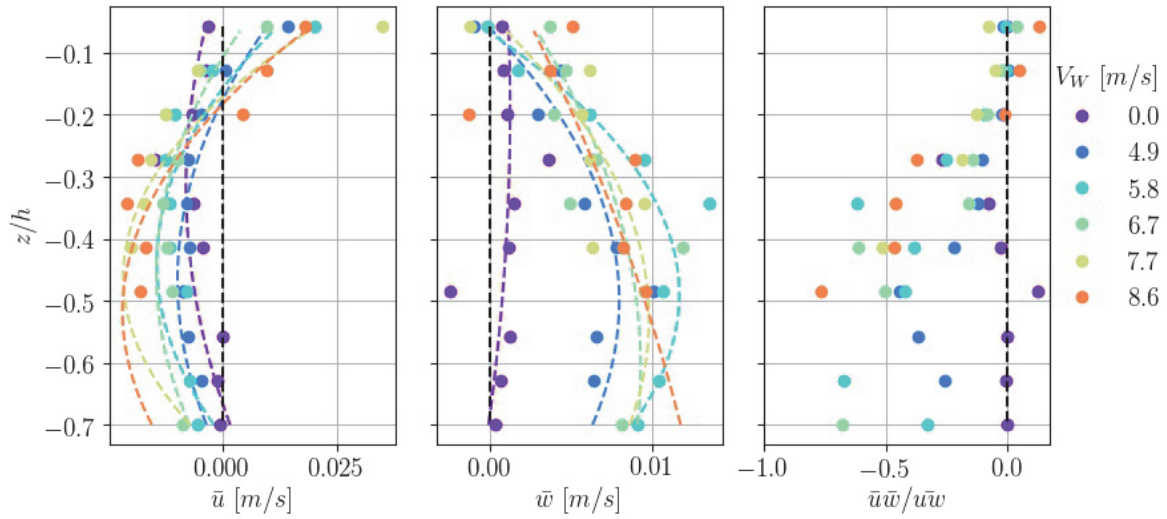


Fig. 7. Componente media de la velocidad horizontal y vertical en la columna de agua en ensayos de oleaje regular y viento

En las Figuras 8 y 9 se presentan las comparaciones de los resultados de estudio previos (Olfateh et al., 2017), de dos ensayos distintos (ADV y PIV) y los obtenidos en los ensayos realizados en el CIAO en este trabajo. Se observa que se obtiene aproximadamente el mismo orden de magnitud, sin embargo, la tendencia de los datos no es definitiva. La componente periódica puede variar debido a varios factores (Rivero y Arcilla, 1995). Olfateh et al. (2017) indican que la reflexión puede ser un factor predominante en las variaciones de los términos medios y periódicos de los esfuerzos totales si bien es necesario seguir profundizando en este estudio para intentar llegar a conclusiones definitivas. Por ello, debido a las características del CIAO y la posibilidad de controlar mediante software la absorción completa del oleaje generado por palas o la variación del coeficiente de reflexión, se plantea seguir esta línea de trabajo con una serie de ensayos para comprobar la influencia del coeficiente de reflexión y sobre todo, la fase siendo éste un término que no suele tenerse en cuenta en estudio previos al tener resultados promediados en horizontal.

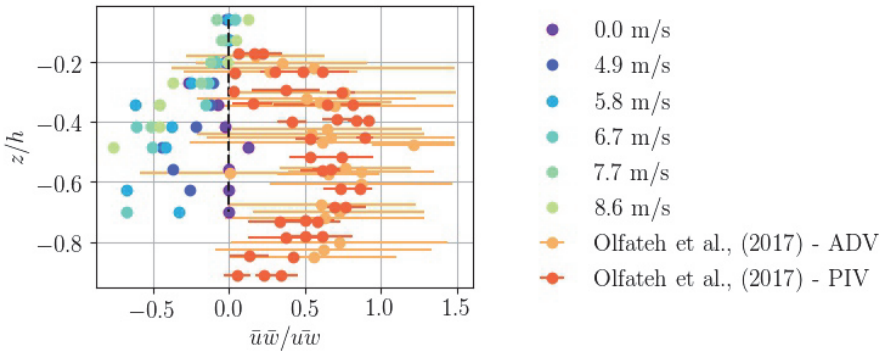


Fig. 8. Comparación con estudios previos de la correlación de la componente media en ensayos de oleaje regular y viento.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

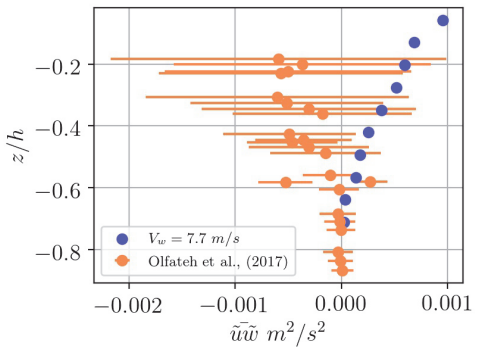


Fig. 9. Comparación con estudios previos de la correlación de la componente periódica en ensayos de oleaje regular y viento. (Datos de Olfateh et al 2017 y los obtenidos en este estudio).

4. Conclusiones

Se han realizado una serie de ensayos de con el fin de tener un mejor entendimiento del transporte de cantidad de movimiento bajo la infuencia de viento. El Canal de Interacción Atmósfera-Océano es una instalación puntera a nivel mundial que permite el análisis de fenómenos complejos como el análisis de las componentes medias y turbulentas del tensor de Reynolds bajo condiciones turbulentas. Los resultados de este trabajo y su comparación con estudios previos ponen en evidencia que existen inconsistencias respecto al orden de magnitud y signo de las componentes del tensor de Reynolds bajo la influencia de viento, sin embargo, apuntan que el coeficiente de reflexión y la fase de la onda reflejada son parámetros clave para la caracterización del transporte de cantidad de movimiento y el tensor de Reynolds y será estudiado en trabajos futuros.

Referencias

LONGO, S. (2012). "Wind-generated water waves in a wind tunnel: Free surface statistics, wind friction and mean air flow properties" en *Coastal Engineering*, 61, 27–41.

LONGO, S., CHIAPPONI, L., CLAVERO, M., MÄKELÄ, T. y LIANG, D., (2012a). "Study of the turbulence in the air-side and water-side boundary layers in experimental laboratory wind induced surface waves" en *Coastal Engineering*, 69, 67–81.

LONGO, S., LIANG, D., CHIAPPONI, L. y AGUILERA-JIMÉNEZ, L. (2012b). "Turbulent flow structure in experimental laboratory wind-generated gravity waves" en *Coastal Engineering*, 64, 1–15.

LONGO, S. y LOSADA, M. A. (2012). "Turbulent structure of air flow over wind-induced gravity waves" en *Experiments in Fluids*, 53(2), 369–390.

NIELSEN, P., CALLAGHAN, D. P., y BALDOCK, T. E. (2011). "Downward transfer of momentum by wind-driven waves" en *Coastal Engineering*, 58(12), 1118–1124.

NIETO, S., LIRA-LOARCA, A., CLAVERO, M. y LOSADA, M. A. (2015). "Canal de Interacción Atmósfera-Océano (CIAO)" en *XIII Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Avilés, España.

OLFATEH, M., WARE, P., CALLAGHAN, D. P., NIELSEN, P., y BALDOCK, T. E. (2017). "Momentum transfer under laboratory wind waves" en *Coastal Engineering*, 121, 255–264.

RIVERO, F. J., y ARCILLA, A. S. (1995). "On the vertical distribution of $\langle\tilde{u}\tilde{w}\rangle$" en *Coastal Engineering*, 25(3-4), 137–152.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Estabilidad de espaldones de diques en talud con mantos de cubos y Cubípodos

Molines, Jorge[a] y Medina, Josep Ramon[b]
[a]*Universidad Politécnica de Cartagena & iPresas Risk Analysis, ETSI Caminos, Canales y Puertos y Minas, Paseo Alfonso XIII 52, 30203 Cartagena (Murcia), jormollo@upv.es,*
[b]*Universitat Politècnica de València, ETSI Caminos, Canales y Puertos, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, jrmedina@upv.es,*

Resumen

Los diques en talud se coronan habitualmente en España con un espaldón de hormigón que permite reducir la cantidad de material de cantera y proporciona una superficie adecuada para instalaciones y el acceso de vehículos y peatones. Los métodos habituales de diseño de espaldones, como el de Pedersen (1996) o Martín et al. (1999), asumen que existe continuidad de valores entre la presión horizontal en el vértice inferior del paramento vertical y la presión vertical en la base horizontal del espaldón. De esta manera, las fuerzas verticales se calculan suponiendo una distribución triangular empleando registros de presiones en el paramento vertical. Esta consideración es razonable en estructuras en las que la cimentación está a cierta profundidad, pero es discutible en espaldones con la cota de cimentación por encima del nivel del mar. El estudio descrito en este artículo se centra en el análisis de la influencia de la cota de cimentación sobre la estabilidad del espaldón utilizando ensayos 2D a escala reducida.

Palabras clave: *Espaldón, diques en talud, contiuidad de presiones, cota de cimentación.*

1. Introducción

Los diques en talud se coronan habitualmente con un espaldón de hormigón que permite aumentar el francobordo del dique (Rc) para disminuir el rebase y la utilización de materiales de cantera (ver Fig. 1). Además, los espaldones proporcionan una superficie adecuada para el acceso rodado y peatonal así como para colocar las instalaciones necesarias para los servicios portuarios. Habitualmente, los espaldones están cimentados po rencima del nivel del mar para facilitar su construción con medios terrestres. Los espaldones deben resistir las fuerzas debidas al oleaje y el empuje debido a mantos y filtros que pueden apoyar sobre él. Bruun (1985) clasifica los modos de fallo de un espaldón en (1) deslizamiento, (2) vuelco, (3) rotura y (4) hundimiento, siendo el deslizamiento el modo de fallo principal más común en los espaldones de diques en talud.

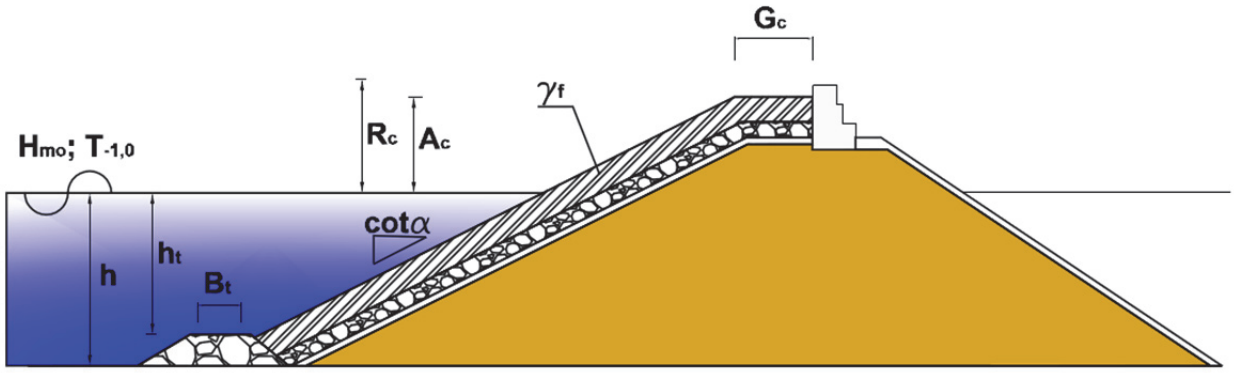


Fig. 1. Sección tipo de dique en talud convencional con espaldón.

Los métodos existentes para calcular las fuerzas sobre espaldones debidas al oleaje se pueden clasificar en dos grandes grupos:

1. Con distribuciones. Aquellos que permiten calcular la distribuciones de presión horizontal y vertical que actúan sobre el espaldón (ver Fig. 2a). Estos métodos permiten calcular (1) la fuerza horizontal asociada a una probabilidad de excedencia, (2) la presión horizontal en la esquina inferior del paramento vertical asociada a una probabilidad de excedencia y (3) asumiendo continuidad de presiones entre presiones horizontales y verticales, la presión vertical que

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

actúa en el lado de barlomar del espaldón. Sin embargo, los valores de fuerza y presión horizontal pueden no producirse en el mismo instante y la continuidad de presiones puede no producirse.

2. Sin distribuciones. Aquellos que permiten calcular las fuerzas horizontales y verticales sin detallar cuál es la distribución de presiones (ver Fig. 2b). En estos métodos, las fuerzas se han calculado asumiendo distribuciones rectangulares o trapeciales alrededor de los sensores de presión empleados en laboratorio. Estos métodos permiten calcular la fuerza horizontal (Fh) y vertical máxima (Fv(Fh)) generadas por una misma ola (aunque los eventos estén separados en el tiempo).

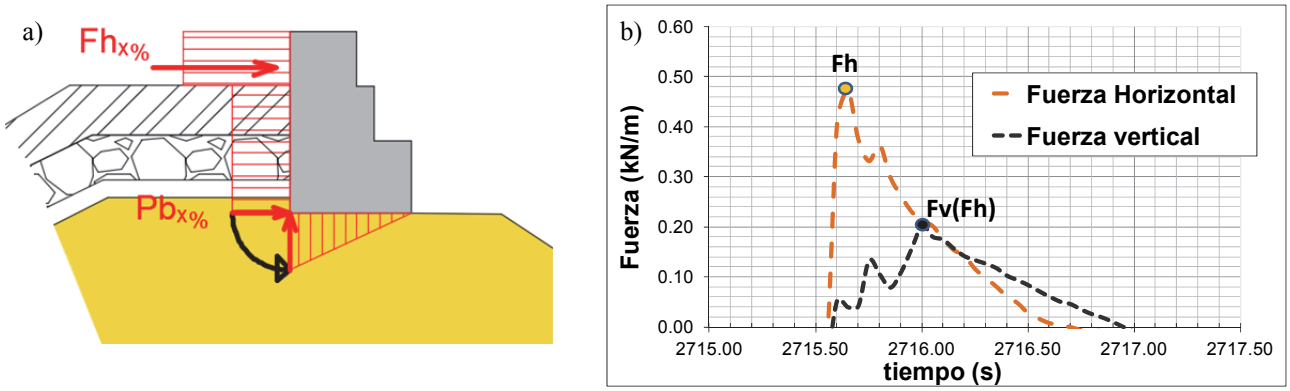


Fig. 2. Fuerzas calculadas mediante métodos que proporcionan a) la distribución de presión y b) las fuerzas sobre el espaldón.

Pedersen (1996) propone un método que proporciona la distribución de presiones sobre un espaldón basado en ensayos 2D con oleaje irregular sin rotura por fondo, asumiendo continuidad de presiones entre el paramento vertical y la base del espaldón y con tres tipos de elemento en el manto principal (escollera, cubos y Dolos). Pedersen (1996) concluye que el tipo de pieza no influye sobre las fuerzas en el espaldón y permite calcular las fuerzas y presiones asociadas a la probabilidad de excedencia del 0.1% ($Fh_{0.1\%}$ y $Pb_{0.1\%}$). Nørgaard et al. (2013) extienden el método de Pedersen (1996) para calcular las fuerzas sobre un espaldón de un dique en talud con manto de escollera atacado por oleaje rompiente.

Martín et al. (1999) realizan ensayos 2D sobre el dique de Gijón con oleaje regular sin rotura por fondo. Martín et al. (1999) asumen continuidad de presiones entre el paramento vertical y la base del espaldón e incluyen la influencia del tipo de manto principal a través de coeficientes correctores en la estimación del remonte. La singularidad de este método radica en la elevada permeabilidad del núcleo del dique de Gijón con cubos de 90t, la cual afecta los caudales de rebase, remonte y fuerzas sobre el espaldón. Martín et al. (1999) proponen emplear su método junto con la hipótesis de Saville (1962) para estimar las fuerzas generadas por oleaje irregular.

Berenguer y Baonza (2006) desarrollan una batería de ensayos 2D de diques en talud con espaldón empleando oleaje irregular sin rotura por fondo para caracterizar la estabilidad del espaldón. Berenguer y Baonza (2006) proponen una metodología de estimación de fuerzas sin considerar continuidad de presiones entre el paramento vertical y la base del espaldón. Sus fórmulas permiten calcular la fuerza horizontal asociada a una probabilidad de excedencia del 0.1% ($Fh_{0.1\%}$) y la fuerza vertical máxima asociada ($Fv(Fh_{0.1\%})$) que actúan sobre el espaldón, considerando mediante coeficientes ajustados la influencia del nivel de daño del manto y del tipo de elemento del manto principal sobre las fuerzas en el espaldón.

Molines (2011) analiza los ensayos 2D realizados por Smolka et al. (2009) de diques en talud con mantos de cubos y Cubípodos con oleaje irregular sin rotura por fondo. Molines (2011) propone una metodología de estimación de fuerzas que no considera la continuidad de presiones horizontales y verticales. Las fórmulas de Molines (2011) permiten calcular la fuerza horizontal asociada a una probabilidad de excedencia del 0.1% ($Fh_{0.1\%}$) y la fuerza vertical máxima asociada ($Fv(Fh_{0.1\%})$) que actúan sobre el espaldón. Molines (2011) considera el efecto del tipo de manto mediante el concepto de factor de rugosidad (γ_f) empleado en muchas fórmulas de rebase (ver EurOtop, 2007) y la influencia de la cota de cimentación del espaldón sobre las fuerzas debidas al oleaje.

Analizando las diferentes metodologías de estimación de fuerzas sobre los espaldones, exite una eleveda heterogeneidad en cuanto a las variables explicativas y las fuerzas estimadas. En este trabajo se analiza la respuesta del espaldón ante las acciones del oleaje y su comportamiento frente al modo de fallo deslizamiento, prestando especial atención a la

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

existencia o no de continuidad de presiones entre la presión horizontal en la esquina inferior del paramento vertical del espaldón y la presión vertical en el lado barlomar sobre la base del espaldón. Para ello se reanalizan los datos de Molines (2011) de presiones sobre el espaldón registrados en los ensayos de Smolka et al. (2009) y se propone un nuevo estimador para calcular las fuerzas sobre el espaldón debidas al oleaje.

2. Metodología experimental

En este trabajo se emplean los ensayos físicos 2D de Smolka et al. (2009) realizados en el canal de oleaje y viento (30x1.2x1.2m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV). El modelo estudiado (ver Fig. 3) representa una sección tipo de dique en talud sin berma y con espaldón, con mantos monocapa de Cubípodos, bicapa de Cubípodos y bicapa de cubos (ver Smolka y otros, 2009). Se ensayaron dos cotas de espaldón gracias a un recrecido de hormigón.

Se ensayaron dos calados (hPMVE[cm]=55 y hBMVE[cm]=50), atacando al dique en cada uno de ellos con oleajes regulares (de calibración) e irregulares (espectro JONSWAP, γ=3.3, 1000 olas) hasta que se produjo un rebase masivo. Los ensayos se realizaron variando Hs y Tp para mantener el número de Iribarren aproximadamente constante (Irp=3, 4 y 5). Los ensayos tenían las siguientes características: $5{,}5<H_s(cm)<16{,}2$; $0{,}9<T_p(s)<3{,}6$; h(cm)=50 & 55; $20{,}33<R_c(cm)<26{,}33$; $11<A_c(cm)<24$; $G_c(cm)=12$; $0{,}33<F_c(cm)<5{,}33$; $C_h(cm)=20$ & 26; $C_b(cm)=30$. Donde F_c, C_h y C_b son la cota de cimentación, altura y longitud de la base del espaldón, respectivamente.

Durante los ensayos se emplearon ocho sensores de nivel capacitivos, 7 sensores de presión en el espaldón y una báscula en el trasdós del dique para registrar el rebase. La separación de oleaje en incidente y reflejado se realizó utilizando el método LASA-V (ver Figueres y Medina, 2004), capaz de separar oleaje no estacionario y con ondas no lineales muy asimétricas (tipo Stokes V).

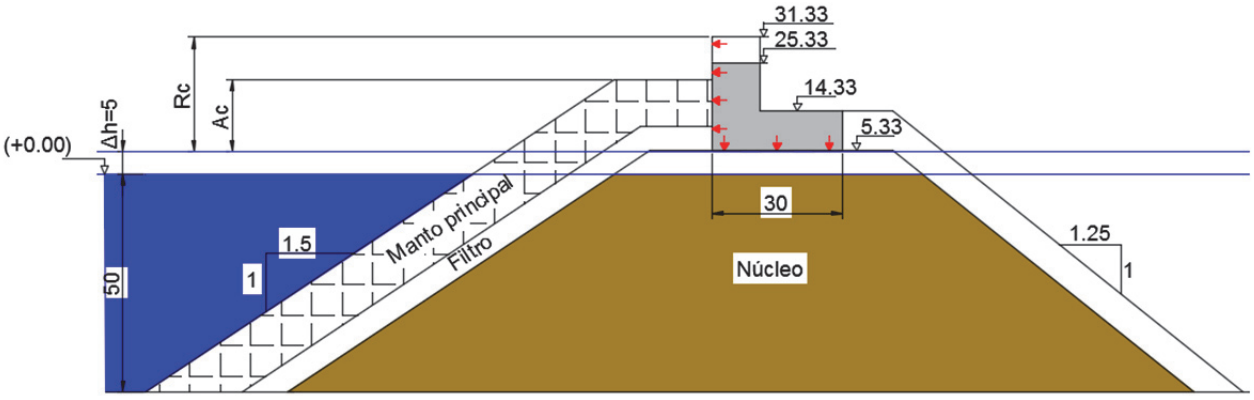


Fig. 3. Sección tipo ensayada por Smolka et al. (2009). Cotas en cm. En rojo sensores de presión.

En este trabajo se han reanalizado los datos de Molines (2011) relativos a presiones sobre el espaldón cambiando el filtrado de la señal de los registros de presión: se ha aplicado un filtrado de baja frecuencia para eliminar saltos en la señal sólo en los sensores situados en posiciones secas (ver Fig. 4a). Las fuerzas sobre el espaldón se han calculado asumiendo distribuciones rectangulares de presión con el valor de presión del sensor más cercano (ver Fig. 4b). En base a los nuevos registros filtrados de presión se ha calculado la fuerza horizontal superada por el 0.1% de las olas ($Fh_{0.1\%}$) y la fuerza vertical máxima asociada a esa ola ($Fv(Fh_{0.1\%})$).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

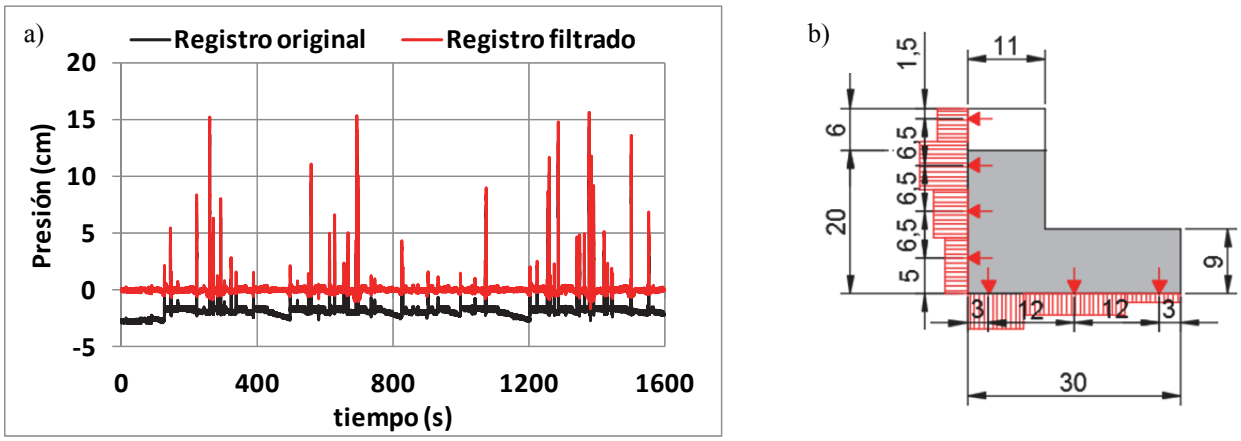


Fig. 4. a) Registro original y filtrado de un sensor de presión en posición seca
b) distribución rectangular de presión alrededor de cada sensor de presión (Cotas en cm.)

3. Análisis y resultados

En este estudio, para comparar la bondad de diferentes estimadores, se utiliza el error cuadrático medio relativo según la expresión:

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^{N} \frac{(o_i - e_i)^2}{Var(o_i)} \qquad (1)$$

donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la varianza del valor observado de la variable, N es el número de datos, o_i es el valor observado de la variable y e_i es el valor estimado de la variable. $0 \leq rMSE(\%) \leq 100$ estima el porcentaje de varianza no explicada por el modelo, cuanto menor es el valor de rMSE, mejor es el estimador.

La Figura 5a muestra la estimación de fuerzas horizontales de Pedersen (1996), Martín et al. (1999), Berenguer y Baonza (2006) y Nørgaard et al. (2013) frente a las medidas de los ensayos y sus valores de rMSE. En general, las fórmulas existentes representan razonablemente bien las fuerzas horizontales. La Fig. 5b muestra la estimación de fuerzas verticales frente a las registradas en los ensayos y sus valores de rMSE. En este caso, existe una gran dispersión de resultados en función del estimador considerado.

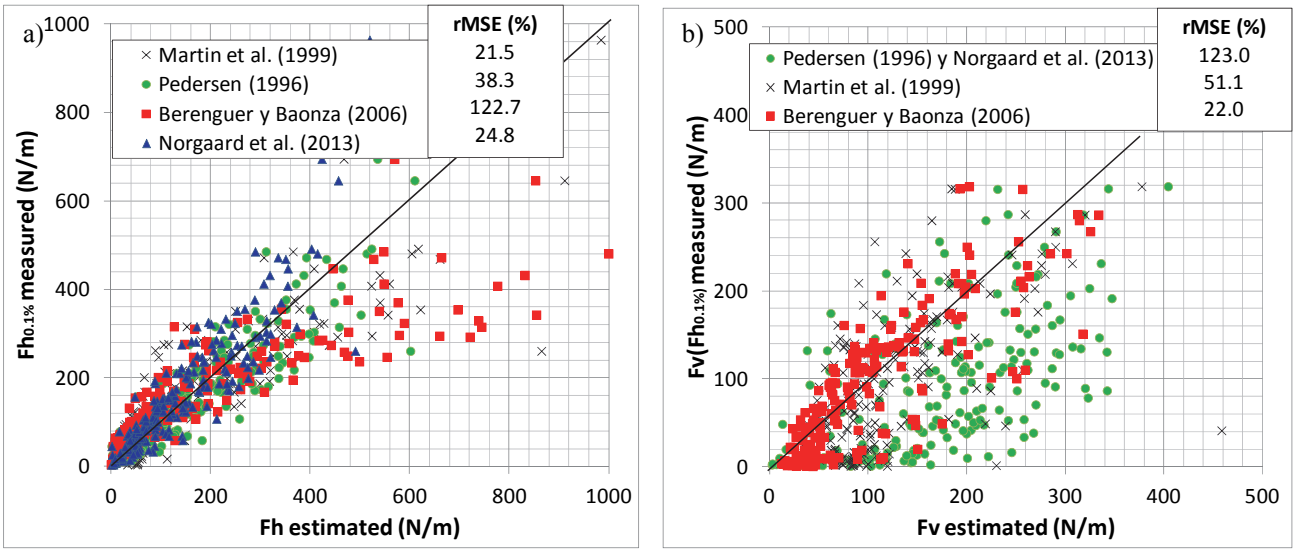


Fig. 5. Gráfico de validación de a) fuerzas horizontales y b) fuerzas verticales.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.1 Variables explicativas del modelo

En la Fig. 6 se muestran las principales variables de las que dependen las fuerzas horizontales y verticales sobre el espaldón basadas en el estudio de Molines (2011):

- $\gamma_f R_u/R_c$ relaciona el nivel de remonte con el francobordo del espaldón. Indica si existe rebase y la máxima altura de agua que alcanza el espaldón. Variables similares se emplean en las fórmulas de Pedersen (1996) o Martín et al. (1999). En este estudio se propone la aproximación de remonte de Van der Meer y Stam (1992).
- $(R_c-A_c)/C_h$ representa la zona del espaldón que no está protegida por la berma. En todas las fórmulas para estimar fuerzas sobre el espaldón, la zona protegida por la berma recibe menores fuerzas que la zona no protegida.
- F_c/C_h representa la cota de cimentación del espaldón. Mayores cotas de cimentación implican menores fuerzas sobre el espaldón ya que el espaldón está más lejos del nivel del mar.
- $\sqrt{\frac{L_m}{G_c}}$ representa la relación entre la longitud de onda local empleando T_{01} y la anchura de la berma. Bermas más anchas permiten una mayor disipación de energía y por tanto unas menores fuerzas sobre el espaldón.

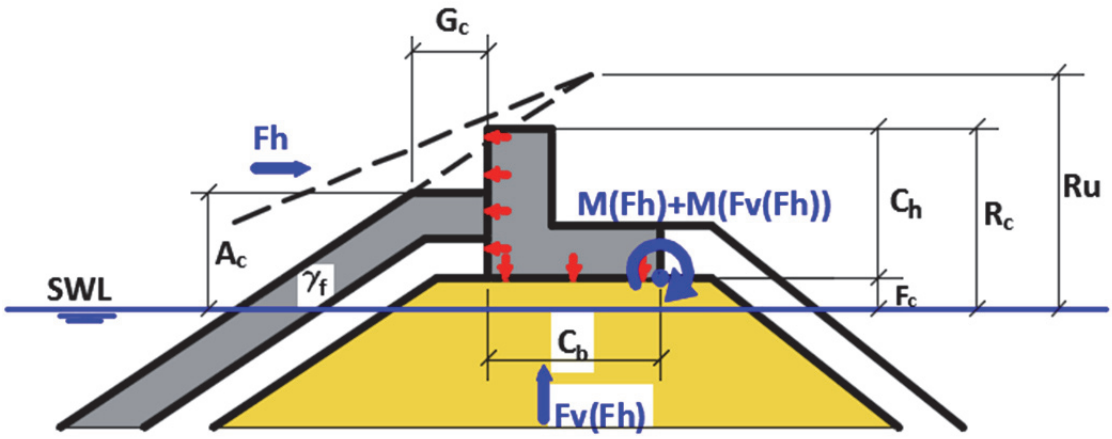


Fig. 6. Variables significativas para las presiones y subpresiones. En rojo, sensores de presión.

La fuerza se ha adimensionalizado de la siguiente manera:

- Fh, fuerza horizontal adimensionalizada con $\frac{Fh_{0.1\%}}{\rho \cdot g \cdot C_h^{\,2} \cdot 0.5}$
- Fv(Fh), fuerza vertical adimensionalizada con $\frac{Fv(Fh_{0.1\%})}{\rho \cdot g \cdot C_h \cdot C_b \cdot 0.5}$, siendo Be la anchura de la base del espaldón.

3.2 Influencia del tipo de manto en las fuerzas sobre el espaldón

La Fig. 7 representa en el eje horizontal el remonte virtual respecto al francobordo del espaldón y en el eje vertical la fuerza horizontal medida. Para ser comparables se han agrupado los ensayos en función del grado de protección que ofrecía el manto: en la Fig. 7a se representan cubos aleatorios en dos capas y Cubípodos monocapa con un valor de $0.26<(R_c-A_c)/C_h<0.28$ y en la Fig. 7b se representan los Cubípodos bicapa y Cubípodos monocapa con un valor de $0.44<(R_c-A_c)/C_h<0.47$.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

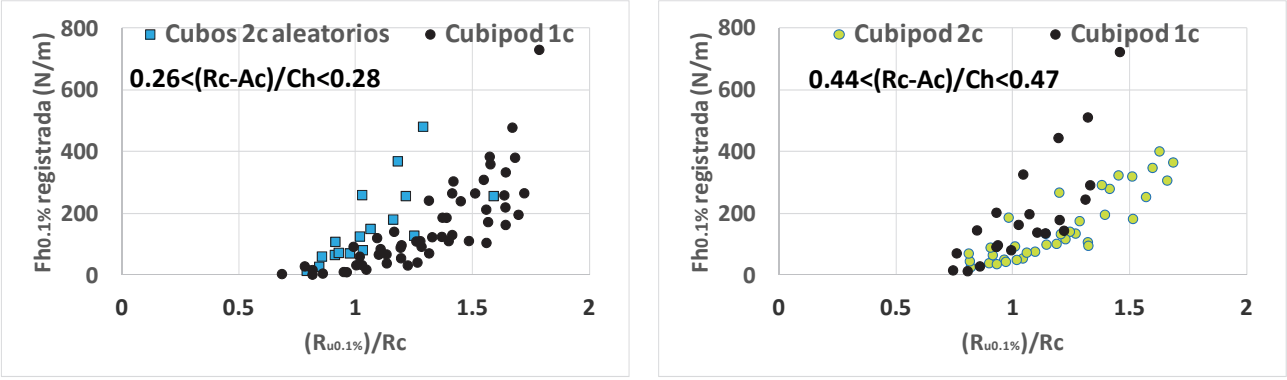


Fig. 7. Influencia del remonte y el tipo de manto principal en las fuerzas horizontales sobre el espaldón.

En la Fig. 7a se observa como el espaldón con manto de cubos bicapa presenta mayores fuerzas que el de Cubípodos monocapa para las mismas condiciones de oleaje mientras que en la Fig. 7b se observa que el manto de Cubipodos monocapa presenta mayores fuerzas que el manto de Cubípodos bicapa. Esta información es análoga a la que representa el factor de rugosidad ampliamente utilizado en los estimadores de rebase, en la que $\gamma_f = 0.50$ (Cubos 2c, aleatorios) > $\gamma_f = 0.46$ (Cubípodos 1c) > $\gamma_f = 0.44$ (Cubípodos 2c). Por tanto se puede adoptar γ_f para considerar la influencia del tipo de manto en las fuerzas sobre el espaldón.

3.3 Influencia de la cota de cimentación

El eje vertical de la Fig. 8 representa la fuerza vertical máxima asociada a la ola que ha causado la fuerza horizontal superada por el 0,1% de las olas. En el eje horizontal de la Fig. 8 se ha calculado la presión horizontal en la base del espaldón en el instante de la fuerza horizontal del 0.1% y se ha asumido continuidad de presiones con la base del espaldón. La fuerza vertical se ha calculado asumiendo una distribución triangular de presiones.

Los cuadrados negros representan los ensayos con cota de cimentación casi cero, donde ambas fuerzas proporcionan valores similares y por tanto se podría asumir la continuidad de presiones (ver Pérez et al., 2010 y Clavero et al., 2012). Sin embargo, en los ensayos con cota de cimentación elevadas (triángulos amarillos) asumir la continuidad de presiones proporciona fuerzas verticales tres veces mayores que las realmente registradas en los ensayos. Por tanto, la cota de cimentación debe incluirse explícitamente como variable explicativa independiente en la estimación de fuerzas verticales sobre el espaldón.

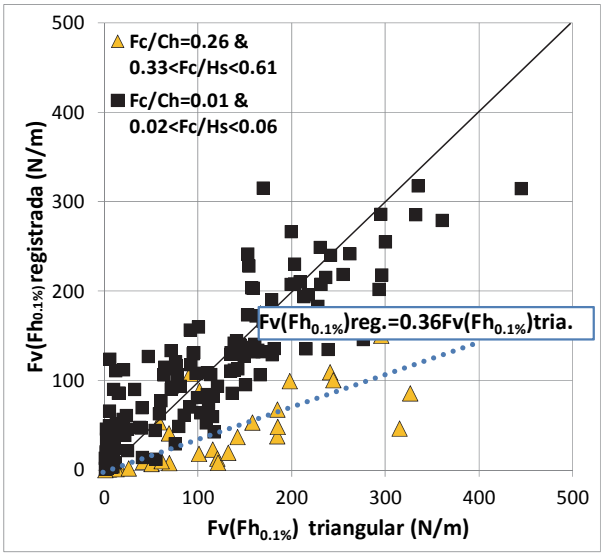


Fig. 8. Comparación entre la fuerza vertical registrada y estimada asumiendo igualdad de presiones

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.4 Estimación de fuerzas sobre el espaldón

Empleando la misma topología de formula que Molines (2011), se han ajustado estadísticamente los nuevos coeficientes que permiten calcular las fuezras horizontales y verticales sobre el espaldón (ver Molines, 2016). La ecuación (2) proporciona el ajuste de los nuevos estimadores, cuyo error en la estimación es de rMSE=20.5% para fuerzas horizontales y rMSE=7.3% para fuerzas verticales.

$$\frac{Fh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h^2)} = \left(-1.29 + 1.80\frac{\gamma_f R_{u0.1\%}}{R_c} + 0.93\frac{(R_c - A_c)}{C_h} + 0.16\sqrt{\frac{L_m}{G_c}}\right)^2 \quad (2a)$$

$$\frac{Fv(Fh_{0.1\%})}{(0.5\rho g C_h\ C_b)} = \left(-0.86 + 0.75\frac{\gamma_f R_{u0.1\%}}{R_c} + 0.41\frac{(R_c - A_c)}{C_h} + 0.17\sqrt{\frac{L_m}{G_c}} - 0.9\frac{F_c}{C_h}\right)^2 \quad (2b)$$

$$R_{u0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s \xi_{0m} & \xi_{0m} \le 1.5 \\ 1.34 H_s \xi_{0m}^{0.55} & \xi_{0m} \ge 1.5 \end{cases} \text{ con un máximo de } \frac{R_{u0.1\%}}{H_s} \le 2.58 \quad (2c)$$

Donde γ_f [cubos, 2 capas, colocación aleatoria] =0.50; γ_f [Cubipod, 1 capa] =0.46 y γ_f [Cubipod, 2 capas] =0.44, $T_m = T_{01}$, $\xi_{0m} = tan\alpha / \sqrt{2\pi H_s/(gT_m{}^2)}$ y $L_m = \frac{gT_m{}^2}{2\pi} tanh\left(\frac{2\pi h}{L_m}\right)$. Para espectros de oleaje con un solo pico y una forma similar al espectro JONSWAP, $T_p \approx 1.2 * T_m$. Asumiendo una distribución de errors gaussiana, los intervalos de confianza son:

$$\left.\frac{Fh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h^2)}\right|_{5\%}^{95\%} = \left.\frac{Fh_{0.1\%}}{(0.5\rho g C_h^2)}\right| \pm 0.46 \quad (3a)$$

$$\left.\frac{Fv(Fh_{0.1\%})}{(0.5\rho g C_h\ C_b)}\right|_{5\%}^{95\%} = \left.\frac{Fv(Fh_{0.1\%})}{(0.5\rho g C_h\ C_b)}\right| \pm 0.14 \quad (3b)$$

En cuanto a los momentos, los correspondientes a las fuerzas horizontales se estiman con la metodología de Pedersen (1996) debido a la similud de rMSE y de las distribuciones de presión en los ensayos. Los momentos correspondientes a las fuerzas verticales se propone calcuarlos asumiendo la habitual distribución triangular de presiones.

4. Conclusiones

El presente estudio reanaliza datos experimentales 2D de diques en talud convecnioanles con espaldón y mantos de cubos y Cubípodos. Se proporcionan nuevas fórmulas que permiten estimar las fuerzas sobre el espaldón debidas al oleaje con errores bajos en la predicción (rMSE=20.5% para fuerzas horizontales y rMSE=7.3% para fuerzas verticales). Las nuevas fórmulas emplean el factor de rugosidad γ_f, utilizado en los estimadores de rebase, para considerar la influencia del tipo de manto en las fuerzas sobre el espaldón debidas al oleaje. Con los mantos analizados en este artículo, $\gamma_f = 0.50$ (Cubos bicapa) > $\gamma_f = 0.46$ (Cubípodos monocapa) > $\gamma_f = 0.44$ (Cubípodos bicapa), las fuerzas sobre el espaldón de un dique con manto de cubos son mayores que si el manto es de Cubípodos monocapa y ambas son mayores que si el manto es de Cubípodos bicapa.

El estudio demuestra que considerar la continuidad de presiones entre la presión horizontal en la esquina inferior del paramento vertical y la subpresión vertical en el lado barlomar de la base del espaldón junto con una elevada cota de cimentación puede sobreestimar las fuerzas verticales por un factor 3. En diques convencionales, donde el espaldón se suele cimentar varios metros por encima del nivel del mar, debe considerarse explícitamente la cota de cimentación del espaldón para la estimación de la fuerza vertical.

En lo posible, se recomienda aumentar la cota de cimentación en el diseño del espaldón para disminuir las fuerzas verticales debidas al oleaje.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Agradecimientos

Los autores agradecen el soporte financiero de FEDER y el Ministerio de Economía y Competitividad (BIA2015-70436-R) y SATO (Grupo OHL).

Referencias

BERENGUER, J.M., y BAONZA, A. (2006). "Diseño del espaldón de los diques rompeolas". *Libro de ponencias del II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas*, pp. 35-56.

CLAVERO, M., VÍLCHEZ, M., PÉREZ, D., BENEDICTO, M.I., y LOSADA, M.A. (2012). "A unified design method of maritime works against waves". *Proceedings of 33rd International Conference on Coastal Engineering,* ASCE, pp. 3277-3285.

EUROTOP (2007). *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual* (EurOtop Manual). Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J.W. Environment Agency, UK/ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL/KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany.

FIGUERES, M., y MEDINA, J.R. (2004). "Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model". *Proceedings of 29th International Conference on Coastal Enigneering*, World Scientific, pp. 594-603.

MARTÍN, F. L., LOSADA, M. A., y MEDINA, R. (1999). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls". *Coastal Engineering*, 37, 149-174.

MOLINES, J. (2011). "Stability of Mound Breakwater Crown Walls armoured with Cubes and Cubipods", *PIANC e-Magazine On Course 143*, 29-41.

MOLINES (2016). "Wave overtopping and crown wall stability of cube and Cubipod-armored mound breakwaters" *PhD Thesis*. *Universitat Politècnica de València*. doi:10.4995/Thesis/10251/62178.

NØRGAARD, J.Q.H., LYKKE-ANDERSEN, T., y BURCHARTH, H.F. (2013). "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow˜water wave conditions". *Coastal Engineering, 80*, 137-147.

PEDERSEN, J. (1996). "Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters". Series paper 12, Hydraulic and Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.

PÉREZ, D., CORREA, M., ORTEGA-SÁNCHEZ, M., CLAVERO, M. y LOSADA, M.A.. (2010). "Pressure distributions on a vertical breakwater: experimental study and scale effects". *Proceedings of 32nd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 2889-2897.

SAVILLE, T. (1962). "An approximation of the wave run-up frequency distribution". *Proceedinbgs of 8th International Conference on Coastal Engineering*. ASCE, pp. 48-59.

SMOLKA, E., ZARRANZ, G., MEDINA, J.R. (2009). "Estudio Experimental del Rebase de un Dique en Talud de Cubípodos". *Libro de las X Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Universidad de Cantabria-Adif Congresos, pp. 803-809.

VAN DER MEER, J.W. y STAM, C.J.M. (1992). "Wave run-up on smooth and rock slopes". *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 188* (5), 534–550.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Evaluación de la atenuación de la resonancia en puertos mediante estructuras antirreflejantes

Gonzalez-Escriva, Jose Alberto[a]; Medina, Josep R.[a] y Garrido, Joaquín M.[b]
[a]Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València (España), jgonzale@upv.es, jrmedina@upv.es
[b]Ingeomar SLP, Valencia (España), jgarrido@ingeomar.es

Resumen

La resonancia portuaria es asociada, con generalidad, a la ocurrencia de ondas con periodos entre 30 y 300 s, denominadas de infragravedad. La problemática asociada implica la pérdida de operatividad por amplitud de las oscilaciones de la masa de agua y por corrientes, que pueden llegar a causar problemas de seguridad para embarcaciones y sistemas de atraque.

Las estructuras antirreflejante tipo Jarlan (1961), formadas por circuitos disipativos largos, ARJ-R, (Gonzalez-Escriva y Medina, 2012) constituidos por unidades circulares o rectangulares representan una alternativa a las soluciones existentes para la atenuación de la resonancia portuaria compatibles con la tipología vertical de muelle.

En el presente artículo se presentan los resultados numéricos de atenuación de oscilaciones resonantes en un puerto utilizando estructuras ARJ-R con coeficientes de reflexión obtenidos a partir de resultados experimentales.

Palabras clave: *Resonancia portuaria, estructuras antirreflejantes, circuitos disipativos largos, atenuación de oscilaciones portuarias, ondas de infragravedad..*

1. Introducción

La resonancia en puertos es el fenómeno de amplificación de energía que tiene lugar en un puerto o dársena cuando el oleaje incidente tiene frecuencias próximas a las naturales de oscilación de la masa de agua en el puerto o dársena, habitualmente asociadas a las ondas de infragravedad ($30 < T[s] < 300$). El acoplamiento que tiene lugar produce, para algunas frecuencias, mayores amplitudes de onda en el interior que en mar abierto, con la posible pérdida de operatividad. Sin embargo, el mayor problema es de seguridad y lo producen las corrientes horizontales que se generan en las proximidades de la bocana y en el interior del puerto, pudiendo provocar daños en los sistemas de amarre e impactos entre las embarcaciones y el atraque, o entre embarcaciones entre sí (Rabinovich, 2009; Tanaka et al, 2014).

Afortunadamente, la resonancia no es un fenómeno frecuente, pero cuando éste se produce, la solución suele ser compleja y de elevado coste ya que generalmente será necesario efectuar modificaciones relevantes en la geometría (planta y/o batimetría). Las medidas que suelen proponense para reducir sus efectos son: (1) prolongación de las obras de abrigo, (2) establecimiento de sistemas de predicción y alerta, (3) mejora de los sistemas de amarre y (4) construcción de sistemas de absorción de largo periodo (Diaz-Hernandez, Lara y Losada, 2016). La mayoría de los pocos sistemas de absorción de oleaje de largo periodo propuestos en la literatura consisten básicamente en estructuras porosas de escolleras o bloques de hormigón que suelen obstaculizar la navegación y reducir el espejo de agua disponible en la dársena, eliminando las principales ventajas de la habitual tipología de muelle vertical.

Gonzalez-Escriva y Medina (2012) presentan y estudian experimentalmente una nueva estructura marítima antirrelfejante (ARJ-R), constructiva y económicamente viable (Martinez et al., 2010), compatible con la tipología vertical de muelle, con cámaras de unidades múltiples circulares (circuitos C, Fig.1 izquierda) basada en concepto de circuito (Medina et al., 2016) para la atenuación de ondas de baja frecuencia. Posteriormente, continuando la misma línea de investigación y metodología se estudió una estructura basada en cámaras de unidades múltiples rectangulares (circuitos R, Fig. 1 derecha) que definían circuitos con ancho constante y por lo tanto con una menor resistencia al flujo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 1. Planta de las estructuras ARJ-R con circuitos conformados con celdas C (izquierda) y R (derecha)

En el presente artículo se mostrarán los resultados de la atenuación de oscilaciones resonantes en un puerto mediante modelización numérica con base en los resultados experimentales de las tipologías ARJ-R

2. Mecanismos para la atenuación de las oscilaciones resonantes en puertos y dársenas

La presencia de estructuras marítimas transforma la energía de las oscilaciones de las masas de agua confinadas en los puertos en función 1) de la tipología y disposición en planta de las estructuras y 2) de las características de la oscilación. La interacción de las estructuras marítimas convierte la energía incidente, E_i, en a) energía reflejada, b) energía transmitida, E_t, a través o sobre la estructura y c) energía disipada, E_d.

$$E_i = E_r + E_t + E_d \qquad (1)$$

Aceptando la relación entre la energía de oleaje y el cuadrado de la altura de onda, dividiendo la Ec. 1 por la energía incidente, y despejando el término de disipación, C_d queda:

$$C_d = 1 - C_r^2 - C_t^2 \qquad (2)$$

con C_r y C_t, los coeficiente de reflexión y transmisión, respectivamente.

La eficiencia de la estructura para la disipación de la energía incidente quedará determinada por la Ec. 2. En el caso de estructuras marítimas portuarias interiores, la transmisión es nula y el objetivo será minimizar la reflexión. Los mecanismos de disipación de energía (Fig. 2) que minimizan la reflexión son: 1) rotura, 2) fricción, 3) transformación del flujo, y 4) interferencia destructiva de ondas.

2.1 Rotura

El mecanismo de rotura del oleaje se asocia a estructuras en talud para oleaje u ondas de corto periodo ($1 \leq T[s] \leq 30$), cuyo límite entre la rotura y la reflexión se estima mediante el valor del número de Iribarren, $Ir \approx 2.3$ (Iribarren y Nogales, 1950). En estas condiciones, en el caso de la atenuación de las oscilaciones de largo periodo que tienen lugar en el fenómeno de la resonancia en puertos y dársenas la rotura del oleaje provocada por la variación de profundidad de una estructura en talud requeriría unos taludes muy tendidos.

2.2 Fricción

El mecanismo de disipación de energía por fricción, habitualmente referido a medios porosos, está condicionado al valor del número de Reynolds y a la porosidad y tamaño de los elementos que definen el tipo de flujo, la rugosidad relativa y las contracciones, expansiones y separaciones del flujo. Para oscilaciones resonantes serían necesarias unas longitudes horizontales de fricción grandes (Nakahima et al, 2011).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2.3 Transformación del flujo

El mecanismo de disipación de energía por transformación de flujo mediante geometrías que provocan remolinos de eje horozontal o vertical con sentidos cambiantes dependientes de la fase de la onda incidente implican la construcción de estructuras cierta complejidad constructivas y dudosa adaptabilidad a la función de muelle portuario.

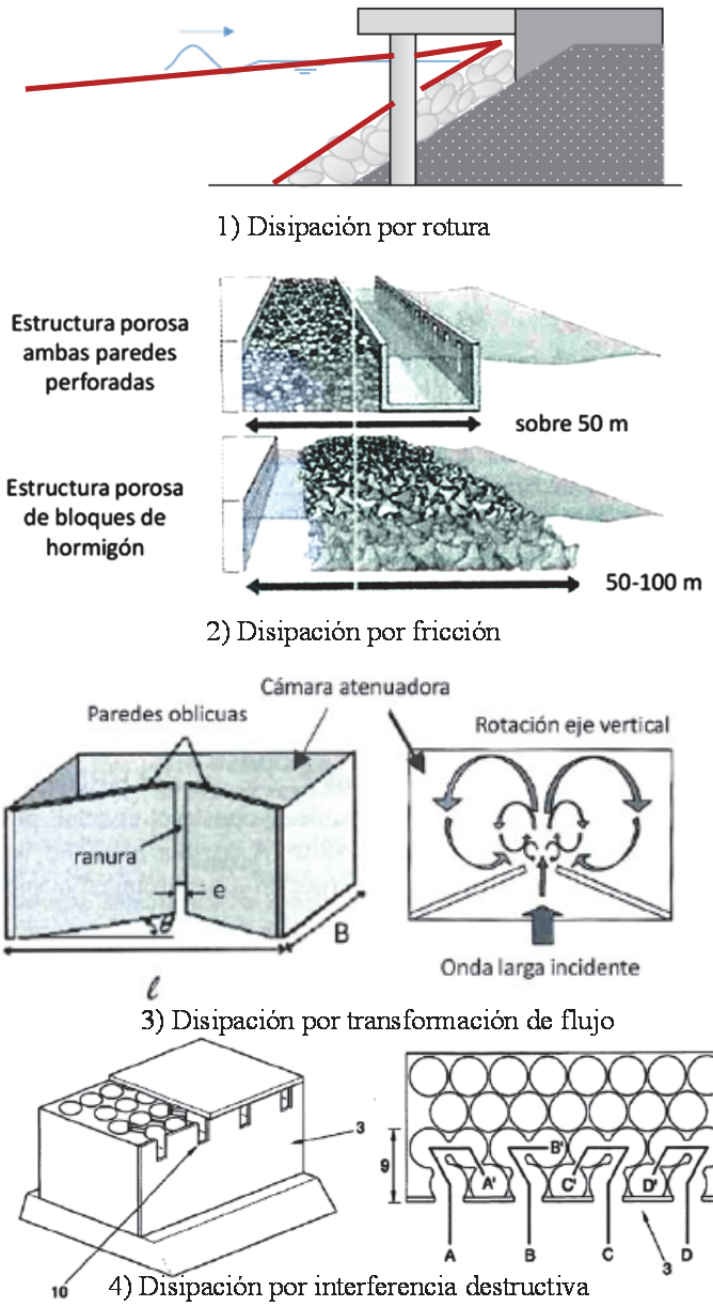


*Fig. 2. Mecanismos de disipación de energía y e*structuras antirreflejantes asociadas

2.4 Interferencia destructiva de ondas

La interferencia entre ondas se basa en la hipótesis de superposición lineal de ondas, de manera que dos ondas monocromáticas que se propagan juntas en la misma dirección, con la misma longitud de onda y la misma amplitud, pueden anularse si una está desfasada de la otra un ángulo π. En el caso en que se propaguen en sentidos opuestos se forma una onda estacionaria con amplitudes nulas en los nodos y máximas en los antinodos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El mecanismo de interferencia destructiva de ondas es el principal en las estructuras atirreflejantes ARJ o tipo Jarlan (1961). Estas estructuras antirreflejantes incorporan un paramento frontal poroso, formado por orificios o ranuras, que permite parcialmente el paso de la energía del oleaje, con un paramento trasero vertical reflejante, pudiendo incorporar otros paramentos porosos en su interior, verticales o no, definiendo así espacios o cámaras. La disipación del oleaje se produce por fricción e interferencia destructiva, producida por el desfase entre la onda que es devuelta al exterior desde el interior de las cámaras y el oleaje incidente.

El mecanismo de interferencia destructiva de las estructuras ARJ (Fig. 3) alcanza la máxima eficiencia antirreflejante cuando la onda reflejada en la pared impermeable trasera está en oposición de fase con la onda incidente en la pared frontal (Fugaza y Natale, 1992), y la diferencia en los niveles de agua a ambos lados de la pared frontal porosa es máxima, con valores típicamente en el rango $0.2 < B/L < 0.25$ (Garrido, 2012).

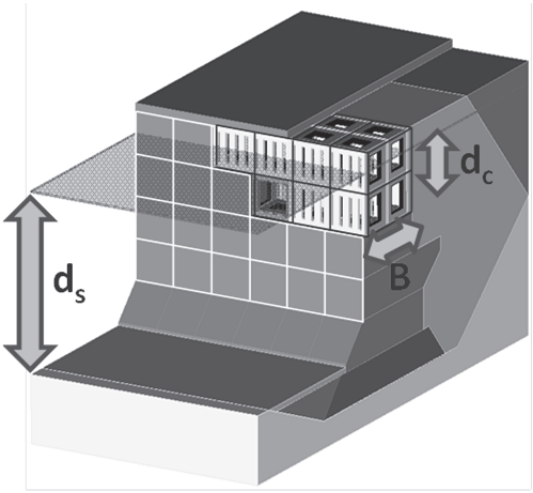


Fig. 3. Esquema de estructura ARJ y parámetros principales para la interferencia de ondas.

La aplicabilidad de las estructuras ARJ para la atenuación de oscilaciones resonantes con periodos en rango $30 < T[s] < 300$, precisaría de cámaras de atenuación de ancho B mucho mayores que utilizadas habitualmente para la atenuación del oleaje.

3. Resultados experimentales de la atenuación de oscilaciones resonantes con estructruas ARJ-R de circuitos disipativos largos

El concepto de circuito (Medina et al., 2016) permite extender a aplicabilidad de las estructuras ARJ a la atenuación de oscilaciones resonantes sin incrementar el ancho de las mismas. Un circuito define el espacio o la trayectoria a recorrer por el flujo del oleaje a través de una cámara de disipación, desde su incidencia hasta su disipación parcial y/o salida del sistema de atenuación. La importancia en la definición de circuito reside en la posibilidad de disponer de circuitos de unidades múltiples de mayor o menor longitud, sin variar la anchura de las cámaras antirreflejantes, pero pudiendo tener mayor longitud que ésta. La longitud del cirucito permite adaptar el diseño a las condiciones locales del oleaje y a las ondas largas que inciden sobre la estructura pudiendo obtenerse diseños óptimos específicos, adaptados a las condiciones locales de cada tramo de obra.

Gonzalez-Escriva y Medina (2012) presentan y estudian experimentalmente una nueva estructura marítima antirreflejante (ARJ-R), constructiva y económicamente viable (Martinez et al., 2010), compatible con la tipología vertical de muelle, con cámaras de unidades múltiples circulares (circuitos C, Fig. 1 izquierda) basada en concepto de circuito para la atenuación de ondas de baja frecuencia. Posteriormente, continuando la misma línea de investigación y metodología se estudió una estructura basada en cámaras de unidades múltiples rectangulares (circuitos R, Fig. 1 derecha) que definían circuitos con ancho constante y por lo tanto con una menor resistencia al flujo. Los resultados experimentales en los que se analiza el efecto de atenuación de las oscilaciones resonantes libres en un canal de ensayos rectangular (Fig. 4) estiman una disipación del 10-15% de la energía en cada oscilación.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

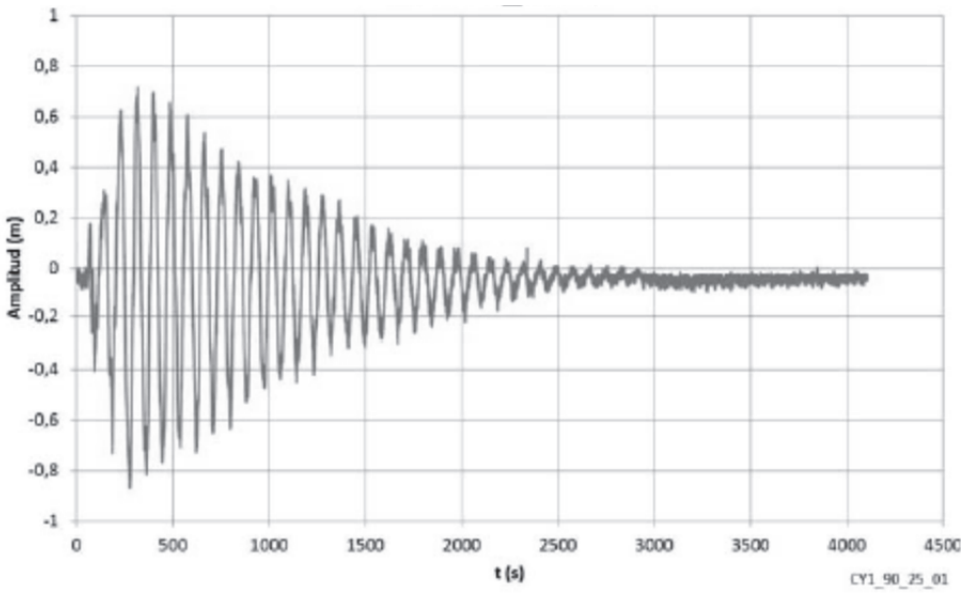


Fig. 4. Ejemplo de atenuación de las oscilaciones en la experimenación física

El análisis de los resultados experimentales de atenuación de oscilaciones resonantes para diferentes estructuras ARJ-R permiten estimar un coeficiente de reflexión, $C_r \approx 0.9$ para oscilaciones con T[s]= 45, 90 y 135 (Gonzalez-Escriva 2017). En el mismo documento se proponen mejoras en el diseño de las estructruas ARJ-R para conseguir coeficientes de reflexión inferiories.

4. Evaluación de la atenuación de la resonancia en puertos mediante estructuras ARJ-R

Una pequeña variación en la capacidad de disipación de la energía, expresada en términos del coeficiente de reflexión habitualmente, puede alterar la amplificación que se produce para las frecuencias resonantes en cada ciclo de oscilación, modificando el equilibrio hacia la amortiguación de la oscilación y la reducción de los efectos de la resonancia en puertos (Ippen y Goda, 1963).

La respuesta resonante se estima teórica y numéricamente en el presente apartado para el caso de una dársena rectangular estrecha cerrada y para el caso del Puerto de Denia. En ambos casos se emplean estructuras ARJ con coeficiente de reflexión estimado $C_r=0.9$ para la atenuación de oscilaciones de periodos T[s]=45, 90 y 135.

4.1 Caso teórico dársena rectangular estrecha

Para el caso de una dársena rectangular estrecha y cerrada en ambos extremos puede plantearse teóricamente la respuesta resonante, sin friccion, para contornos con coeficientes de reflexión $C_r=1$ y $C_r=0.9$. La figura 5 muestra el resultado del factor de amplificación, o número de veces que se amplifica la amplitud inicial de la oscilación por efecto de la resonancia en función del número de oscilaciones. La respuesta resonante de la dársena, sin considerar fricción ni disipación en el seno del fluido para contornos con $C_r=1$, es creciente monotónicamente con el número de oscilaciones. Reduciendo el coeficiente de reducción únicamente a $C_r=0.9$, el factor de amplificación se estabiliza asintóticamente a un valor finito.

4.2 Caso práctico: modelización numérica de un puerto

La evaluación de la respuesta de un puerto frente a ondas de largo periodo puede estimarse a partir de la modelización, mediante el uso de aproximaciones lineales con ecuaciones de tipo elíptico, típicamente, de la amplificación de las mismas en el interior del puerto en condiciones estacionarias. De esta forma, generalmente mediante combinaciones de frecuencias y direcciones con amplitud unidad es posible determinar los periodos de las oscilaciones que más se amplifican y así obtener una estimación de los modos de oscilación más problemáticos.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

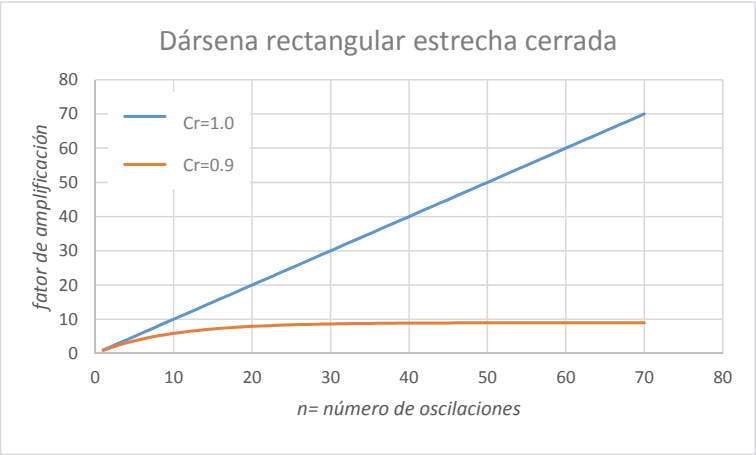


Fig. 5.Respuesta resonante de la dársena rectangular estrecha

Gonzalez-Escriva et al (2017) analiza mediante modelo numérico MSP (Behrendt, 1985) la problemática resonante en un puerto real. Las figuras 6 y 7 representan la malla triangular efectuada para el modelo numérico y la zonificación en 4 dársenas correspondiente al Puerto de Denia, respectivamente. La tabla 1 muestra los resultados del factor de amplificación obtenido mediante modelización numérica para los periodos indicados.

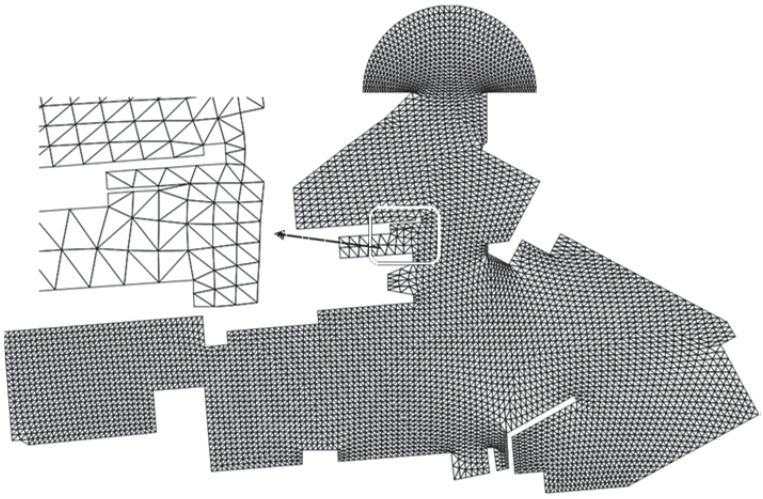


Fig. 6.Discretización en elementos triangulares para la modelización numérica

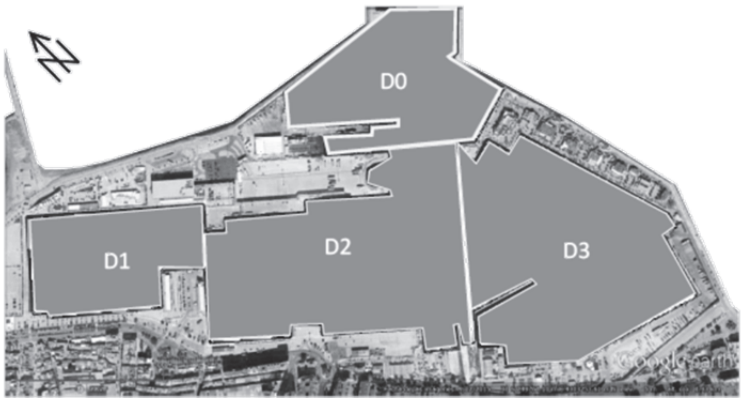


Fig. 7. Zonificación del puerto

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

factor de Amplificación		T[s]									
dársena	*d[m]*	30	40	45	60	80	100	120	200	240	300
D1	3	1	**5**							3.5	1.5
	3.8	1	1.5					1.5	3	**7**	
D2	7		2							2.5	
	7.8		2.5		2.5			1.5	3	**5**	
D3	3	2	**5**		1	4		2		1.5	2.5
	3.8		3.5		**6**	**1**		2	1	**6.5**	1.5
* celdas en blanco = amplificación menor que la unidad											

Tabla 1. Respuesta resonante. Factor de amplificación por dársenas.

Los periodos de oscilación con los factores de amplificación resonante mayores son los más próximos a los periodos naturales de oscilación de las dársenas correspondientes. Para los casos con periodos comprendidos entre 45<T[s]<135 (rango con resultados experimentales), se propone como medida paliativa sustituir algunos tramos del contorno por estructuras ARJ-R con C_r=0.9 (aproximadamente 200 m en el extremo NO de la dársena D1, 70 m en el tremo enfrentado con la bocana en la dársena D2, y 350 m en el lateral E de la dársena D3). Las figuras 8 y 9 representan comparativamente los resultados sin estructuras ARJ-R (C_r=1 en todo el controno) y con estructuras ARJ-R (3 tramos con trazo grueso, con C_r=0.9), para los periodos de 40 y 60 s respectivamente.

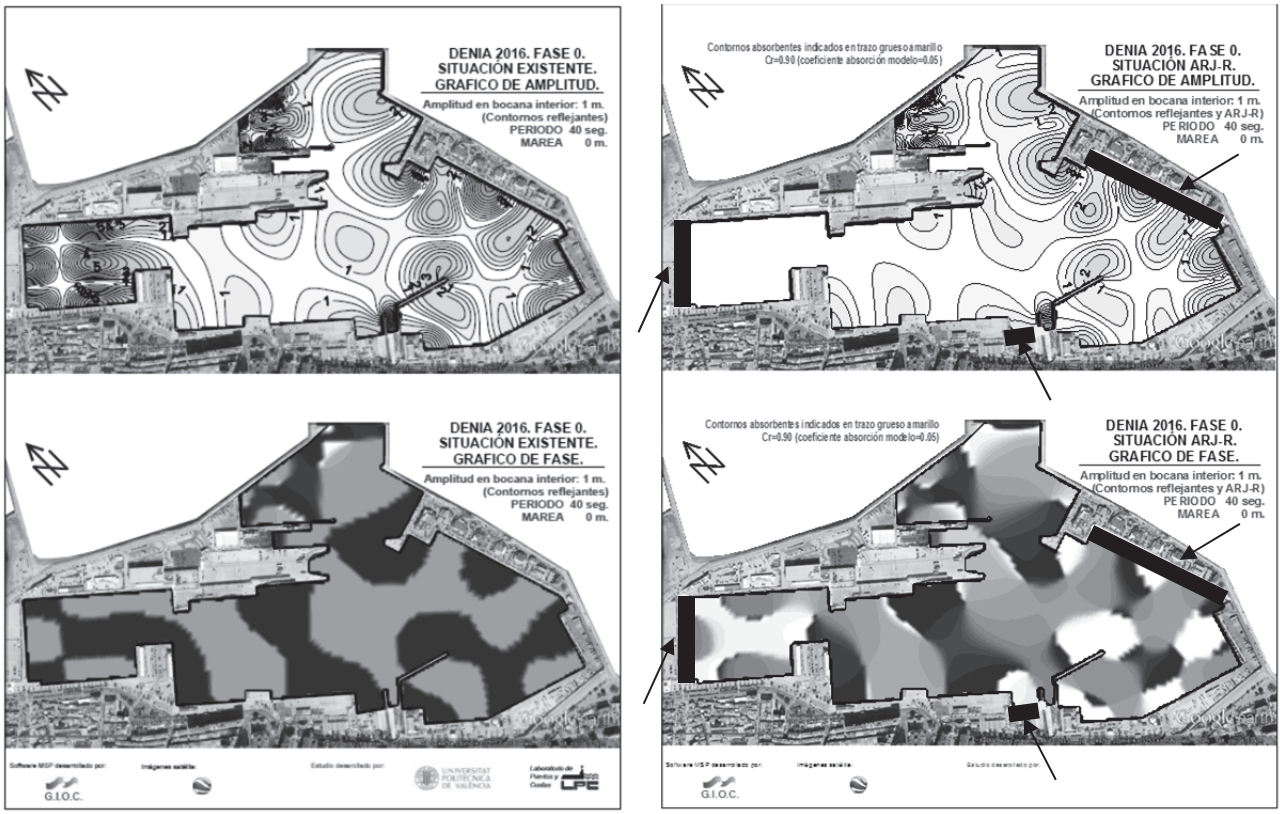


Fig. 8. Respunesta resonante con T[s]=40 para el Puerto de Denia. Resultados de líneas de isoagitación (parte superior) y fases (parte inferior) para situación sin estruturas ARJ-R (izquierda) y con tramos con ARJ-R (derecha).

La tabla 2, muestra los resultados comparativos en términos del factor de amplificación para los periodos de 40 y 60 s. Para esos periodos, el factor de amplificación se reduce en un 50% debido a la disipación provocada por las estructuras ARJ-R, mejorando significativamente la problemática encontrada. Cabe destacar que las estructuras ARJ-R propuestas representan aproximadamente un 10-12% del perímetro que representa el contorno modelizado del puerto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

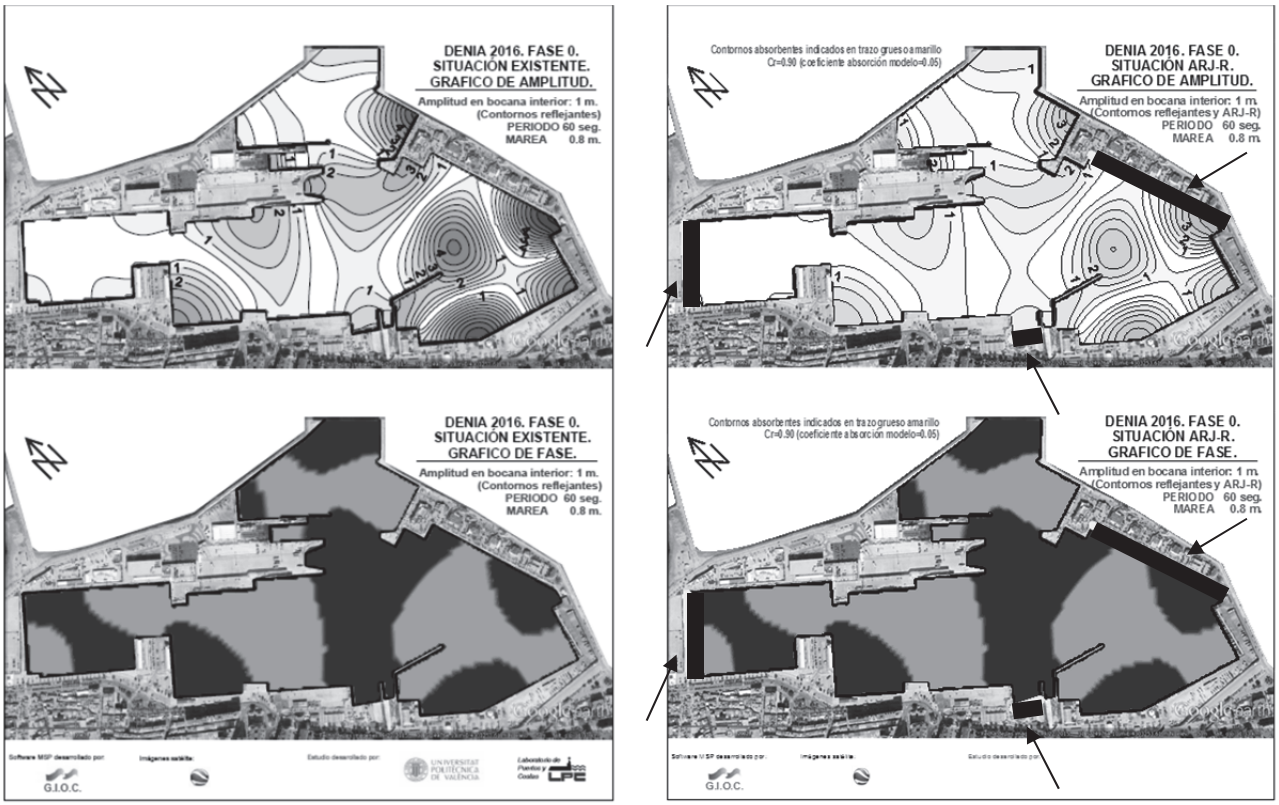


Fig. 9. Respunesta resonante con T[s]=60 para el Puerto de Denia. Resultados de líneas de isoagitación (parte superior) y fases (parte inferior) para situación sin estruturas ARJ-R (izquierda) y con tramos con ARJ-R (derecha).

factor de Amplificación		T[s]		T[s]	
dársena	*d[m]*	40	40 ARJ-R	60	60 ARJ-R
D1	3	**5**	**<1**	<1	**<1**
	3.8	1.5	1	<1	<1
D2	7	2	1	<1	<1
	7.8	2.5	1.5	2.5	1.5
D3	3	**5**	**3**	1	**1**
	3.8	3.5	2	**6**	3.5

Tabla 2. Respuesta resonante. Comparativa del factor de amplificación por dársenas.

5. Conclusiones

La problemática de la resonancia portuaria asociada a ondas de infragravedad puede causar reducción de la operatividad portuaria e incluso merma de seguridad. Los mayoría de los medanismos para la disipación de la energía de las oscilaciones resonantes existentes no son idóneos para su incorporación en estructuras antirreflejantes el interior de los puertos por la elevada extensión que requieren o por su dificultad constructiva. El concepto de circuito permite extender la aplicabilidad de las estruturas antirreflejantes tipo Jarlan (ARJ) a la disipación de las oscilaciones resonantes en puertos y dársenas mediante estructuras antirreflejantes con circuitos disipativos largos (estructuras ARJ-R). Las estructuras ARJ-R son idóneas para su adaptabilidad al interior portuario, siendo viables económica y constructivamente.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La experimentación física a escala para oscilaciones con periodos comprendidos entre 45<T[s]<135 permite estimar para las estructuras ensayadas una disipación del 10-15% de energía por oscilación, correspondiéndose aproximadamente con un coeficiente de reflexión C_r=0.9. La optimización de las estructuras ARJ-R permitiría teóricamente obtener menores coeficientes de reflexión.

Se ha evaluado la atenuación de la resonancia, con oscilaciones de periodos comprendidos entre 45<T[s]<135, en dos casos: 1) teóricamente para una dársena rectangular estrecha cerrada, sin fricción, y 2) numéricamente para el puerto de Denia. En ambos casos se propone como medida correctora la sustitución de parte del contorno por tramos con elementos ARJ-R con coeficiente de reflexión C_r=0.9, mejorándose significativamente la problemática resonante en ambos casos. Para el caso práctico modelizado numéricamente, la sustitución de un 10-12% del perímetro con estructuras ARJ-R con C_r=0.9 reduce el factor de amplificación en un 50%.

Referencias

BEHRENDT, L., JOHNSON, I. G. y SKOVGAARD, O. (1985), *A finite Element Model for Water Wave Diffraction Including Boundary Absorption and Bottom friction*, Series Paper No. 37, Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark.

DIAZ-HERNANDEZ, G. LARA, J.L. y LOSADA, I.J. (2016). "Extended Long Wave Hindcast inside Port Solutions to Minimize Resonance". *J. Mar. Sci. Eng.*, *4*, 9, 14 pp.

FUGAZZA, M. y NATALE, L. (1992). "Hydraulic design of perforated breakwaters". *J. Wtrwy., Harb. and Coast. Engrg. Div.,* 118(1), 1–14.

GARRIDO, J.M. y MEDINA, J.R. (2012). "New neural network-derived empirical formulas for estimating wave reflection on Jarlan-type breakwaters". *Coastal Engineering* 62, 9–18.

GONZALEZ-ESCRIVA, J.A. y MEDINA, J.R. (2012). "Antirreflective vertical structure extended for attenuation of low frequency waves" en *Proc. 33nd Int. Conf. On Coastal Eng,* Santander, ASCE. Disponible en : <http://journals.tdl.org /icce/index.php/icce/article/view/6731/pdf> [consulta 17 de noviembre de 2017]

GONZALEZ-ESCRIVA, J.A. (2017). *Análisis de la efectividad de las estructura antirreflejantes en la atenuación de la resonancia en puertos*. Tesis Doctoral. Valencia. Universitat Politècnica de València. < https://riunet.upv.es/handle/10251/86183> `Consulta: 17 de noviembre de 2017]

IPPEN, A.T. y GODA, Y. (1963). *Wave Induced Oscillations in Harbors: The Solution for a Rectangular Harbor Connected to the Open-sea*. Report 59, Hydrodynamics Lab., Mass. Inst. Technology, Cambridge, MA.

IRIBARREN, R. y NOGALES, C. (1950). "Talud límite entre la rotura y la reflexión de las olas". *Revista de Obras Públicas*, 98, tomo I (2818): 65-72.

JARLAN, G.E. (1961). "A perforated vertical breakwater", en *The Dock and Harbour Authority*, Vol. 21, nº 486, 394-398.

MARTÍNEZ, S.M., MANUEL, J., YAGÜE, D., GARRIDO, J., PONCE DE LEON, D., BERRUGUETE, A. GONZALEZ-ESCRIVA. J.A. y MEDINA, J.R. (2010). "Designing a New Low-Reflexivity Quay Wall Caisson", *Proc. 32 nd PIANC*, 949-963.

MEDINA, J.R., GONZALEZ-ESCRIVA J.A., FORT, L., MARTINEZ, S.M., DE LOS DOLORES, C., PONCE DE LEON, D., MANUEL, J., YAGÜE, D., GARRIDO, J.M. y BERRUGUETE, A. (2016). "Vertical Maritime Structure with Multiple Chambers for Attenuation of Wave Reflection", EP 2504496 (B1). European Patent Office, Bulletin 2016/26, 29.06.2016.

NAKAHIMA, S., SEKIMOTO, T., NISHIHTAT, T. y OHSHIMA, K. (2011). "Study of new-type long-period wave absorber utilizing wave non-linearity". *Coastal Structures Procc.*, (1), 519-530.

RABINOVICH, A.B. (2009). "Seiches and harbor oscillations" en Y. C. Kim, ed., *Handbook of coastal and ocean engineering*, Singapore, World Scientific, 193–236.

TANAKA, M., MATSUMOTO, A. y HANZAWA, M., (2014). "Efficient long-period wave absorbing submerged mound structure" en *Proc. 34th Int. Conf. on Coastal Eng.,* ASCE Disponible en <http://dx.doi.org/10.9753/icce.v34.structures.61> [consulta 17 de noviembre de 2017]

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Recomendaciones para el dimensionamiento de bermas de protección en muros de paseos marítimos

Moreno, J.G.[a]; Figueres, M.[b] y Garrido, J.M.[c]
[a]Universidad de Castilla-La Mancha, jesusg.moreno@uclm.es, [b]Ingeomar, Valencia. mfigueres@ingeomar.es, [c]Ingeomar, Valencia. jgarrido@ingeomar.es

Resumen

En el presente artículo se presentan una serie de recomendaciones para el diseño y dimensionamiento de bermas de protección en muros rígidos de paseos marítimos. La finalidad de esta estructura es proteger los muros ante el riesgo de sufrir inestabilidades como consecuencia de los procesos erosivos que dejan el intradós del muro descubierto de arena. Se presentan dos soluciones tipo cuya elección depende de la naturaleza de la erosión y, seguidamente, se propone una metodología para su diseño a partir de una parametrización común. La determinación de estos parámetros se realiza en base a criterios análogos de estructuras similares y la estimación de la socavación.

Palabras clave: *berma, revestimiento, protección, paseos marítimos, regresión, socavación, rebase, reflexión*

1. Introducción

En muchas playas de la costa española, la construcción de muros como soporte y delimitación de paseos marítimos ha supuesto una alteración sobre la dinámica litoral. Este muro supone un elemento de reflexión para el oleaje, que lo alcanza en situación de temporales con la consiguiente pérdida de sedimentos y riesgo para la estabilidad del propio muro. Esta problemática genera cuantiosos daños, los cuales son reparados mediante soluciones de emergencia que no resuelven el origen del problema.

La solución que se propone está basada en la construcción de una berma de escollera delante del muro, que efectúa las siguientes funciones:

- Proteger las cimentaciones del muro ante el riesgo de socavaciones por pérdida de sedimentos.
- Disminuir la reflexión del oleaje que provoca el muro y que puede generar un transporte transversal de sedimentos.
- Minimizar los rebases sobre el muro que generan los temporales.

La metodología de diseño propuesta es aplicable a proyectos donde se pretende diseñar bermas de protección en muros de defensa costera cimentados sobre playas, tanto sumergidas como emergidas, así como en proyectos de obra nueva. Una parte fundamental del estudio es determinar los rangos de aplicación de cada una de las formulaciones propuestas.

En este artículo, primeramente, se analizan los impactos de la construcción de muros en paseos marítimos desde diferentes puntos de vista, incluyendo los orígenes y consecuencias del problema. A continuación se hace un repaso de la revisión bibliográfica realizada, que se divide en dos fases de estudio: la primera para entender los fenómenos que gobiernan la evolución de arena delante del muro y la segunda para explicar los criterios considerados para seleccionar las formulaciones que se utilizan en la metodología propuesta.

La mencionada metodología o guía para el diseño de este tipo de obras, consta de tres partes:

- Evolución del perfil de la playa: análisis de la regresión y modelado del perfil de temporales. Los resultados de esta primera fase, junto con el resto de condiciones de contorno, se utilizan para seleccionar la solución tipo a dimensionar.
- Establecimiento de criterios para definir la sección tipo seleccionada, tanto la cota de la base como las dimensiones.
- Dimensionamiento de la escollera de la berma.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Análisis de la problemática

Los muros costeros son estructuras ampliamente utilizadas en la ingeniería de costas, cuya función es proteger, estabilizar y defender la costa ante el oleaje, así como dar soporte a otras infraestructuras. Se utilizan, por ejemplo, para proteger otras construcciones que lindan con costas blandas ya consolidadas pero cuyo potencial erosivo es alto a medio-largo plazo, producido por una variación de la dinámica litoral.

En asentamientos urbanos, en caso de ser rocosos, los muros dan soporte a infraestructuras o paseos que frenan las posibles inundaciones. Función idéntica tienen aquellos construidos sobre playas de arena, aunque en este caso la estructura es mucho más vulnerable a los ataques del mar y el oleaje. Esto es debido a que gran parte de los muros han sido construidos en un lugar que no les corresponde y con un diseño inadecuado.

2.1 Orígenes del problema

Para entender esta situación, se deben analizar dos motivos clave: una legislación permisiva y un planteamiento de diseño que infravalora los factores costeros.

2.1.1 Legislación permisiva

Sobre la vertiente legal, cabe destacar que las primeras leyes de costas no llegan hasta finales de los años 60. Hasta ese momento eran leyes de puertos las que legislaban el espacio litoral. Con la entrada de las leyes de costas, se protege el espacio costero, pero de forma suave y ambigua, de modo que las necesidades urbanísticas podían más que la protección del entorno costero. Tanto es así que, la última ley de 2013 se vuelve menos restrictiva que la anterior de 1988 (Torres, 2010).

Así pues, la legislación permite construir en las zonas activas de la playa, lo que da lugar a la retención de sedimentos en la base y trasdós del muro y a una alteración en la dinámica litoral. Por otro lado, en el diseño no se prevén las socavaciones y se producen descensos del nivel de arena por debajo de la base del muro. Estos descensos también provocan que lleguen e impacten sobre el muro oleajes de mayor intensidad.

2.1.2 Diseño infravalora factores litorales

Otra razón que forma parte del origen del problema es que los factores litorales han estado infravalorados en el diseño de los paseos. Éstos se convierten en marcas turísticas de las ciudades con playa y su diseño urbanístico toma mucho protagonismo.

Además, son obras que descuidan su funcionalidad como elemento integrador de la ciudad dentro de una playa, ya que el diseño del muro hacia el lado costero no se realiza de forma rigurosa. Seguramente en condiciones iniciales, cumplen las comprobaciones geotécnicas y de inundación, pero cuando el nivel de arena desciende durante la vida útil de la obra e impactan oleajes de mayor intensidad,

2.2 Consecuencias en la costa española

Las consecuencias son evidentes y cada año más recurrentes. Estos fenómenos de erosión costera terminan por generar unas inestabilidades y roturas sobre el muro y, consecuentemente, sobre el paseo marítimo.

En este punto, es necesario reparar los daños y habilitar los paseos para la temporada estival, por lo que se realizan obras de emergencia y por tanto sin una planificación adecuada. En los últimos años el Ministerio de Fomento ha ejecutado Planes Litorales de emergencia cuyos presupuestos han ascendido a más de 20M € cada año habiendo playas donde la problemática es recurrente y no se construye una solución definitiva. Más concretamente, las inversiones han sido:

- Plan Litoral 2014: 43,6 millones de euros.
- Plan Litoral 2015: 21,5 millones de euros.
- Plan Litoral 2017: 27,6 millones de euros.

2.3 Solución propuesta: protección de escollera

La solución desarrollada en este artículo consiste en una protección de escollera en la base del muro. Dentro de manuales de otros países, como el británico “Toe Protection Manual”, se puede encontrar clasificada como obra auxiliar

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

de protección al muro costero, es decir, refuerza la estructura principal teniendo un comportamiento resistente y una vida útil independiente.

Es una solución que se puede aplicar como obra de emergencia al tener un coste y tiempos de ejecución relativamente bajos. También tiene un impacto visual bajo, al ir enterrada y solo es visible cuando la playa pierde arena, en cuya situación mejora la integración del muro a los procesos litorales.

Concretamente, las tipologías que son objeto de estudio son las bermas y revestimientos, estructuras habitualmente utilizadas en otros contextos: la berma tiene un uso extendido como base de diques en talud; y el revestimiento suele ser una obra principal para rigidizar la línea de costa.

En las costas españolas podemos encontrar algún caso donde se haya utilizado esta solución, pero los resultados no han sido muy exitosos. Más bien se trata de diseños poco rigurosos que, otra vez, desestiman el posible descenso del nivel de arena y la escollera queda infradimensionada, por lo que se requiere de actuaciones que refuercen la propia protección.

Por tanto, el objetivo en este artículo es aportar unas recomendaciones siguiendo una metodología que permitan proyectar esta solución de forma exitosa en nuestras playas.

3. Revisión bibliográfica

Para desarrollar la metodología propuesta, se siguen dos líneas de trabajo en cuanto a revisión bibliográfica. La primera para entender los fenómenos litorales que explican los descensos de arena delante del muro, que condicionará la posición y dimensiones de la protección. Puesto que se trata de un tema con gran controversia, se han contrastado las diferentes revisiones que ya existen en la bibliografía: dos de Krauss, N.C. en 1988 y 1993 (esta segunda junta a McDougal, W.G.) o la de Basco, D.R. (2004). Así, se han podido algunas conclusiones que sirven de base para proponer una serie de herramientas con las que estimar el nivel crítico de la playa, es decir, la cota mínima que alcanza la arena delante del muro durante la vida útil de la protección.

Por otro lado, se realiza otra revisión bibliográfica de las guías de diseño específicas sobre protección de muros costeros, como son el británico Toe Protection Manual o el americano Design of coastal Revetments, Seawalls and Bulkheads. Muchas de las fórmulas propuestas vienen de estos manuales, pero como la solución aportada tiene alguna particularidad, se buscaron analogías con obras portuarias para completar las fórmulas.

3.1 Evolución del nivel de arena delante del muro

Para entender las conclusiones obtenidas de la revisión bibliográfica sobre la erosión delante de un muro, conviene aclarar previamente una serie de conceptos relacionados con la erosión.

En primer lugar, diferenciar entre socavación y regresión. La socavación es un proceso erosivo a corto plazo que se produce en la base del muro como consecuencia de la acción del oleaje y las corrientes que transportan sedimento en suspensión. Mientras que la regresión se entiende como una erosión a largo plazo, que no es consecuencia directa del oleaje, sino que está motivada por alteraciones de la dinámica y equilibrio litoral. En este caso el transporte se produce por el arrastre de sedimentos.

Por otro lado, para entender qué fenómenos erosivos son causados por el muro y cuáles no hay que distinguir entre erosión activa y erosión pasiva. En primer lugar, la erosión pasiva es la que se produciría igualmente y con la misma intensidad sin el muro. Mientras que la erosión activa es la debida a la presencia del muro.

En este sentido, tras realizarse proyectos de investigación experimentales comparando tramos con y sin muro, hay algunos donde se desvincula la influencia del muro en la aceleración de las tasas de erosión (Sutherland, J, 2006). Otros, en cambio, sí observan reducciones de la playa seca delante del muro, pero no se demuestra que estas pérdidas sean causa de la presencia del muro. Así pues, la regresión a largo plazo se considera erosión pasiva y para su estimación se recomiendan métodos convencionales.

Por último, cuando nos referimos a erosiones causadas por temporales, sí encontramos influencia del muro en la erosión. Ahora bien, los estudios demuestran que el muro no afecta a la recuperación final de los perfiles de verano.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Únicamente su influencia se limita al tipo de perfil generado tras los temporales, con mayores socavaciones con presencia de un muro, puesto que el volumen de arena movido es el mismo en un tramo de playa menor, al estar limitada por el propio muro. Asimismo, las velocidades de transición entre perfiles también son diferentes.

3.2 Criterios de diseño de la escollera

La revisión bibliográfica de los manuales y guías de diseño tiene como objetivo encontrar formulaciones que se puedan aplicar a las escolleras de protección y que garanticen un diseño que cumpla en lo referente a estabilidad hidráulica y rebases y que refuerce la estabilidad geotécnica del muro. Los manuales revisados han sido:

- The Rock Manual (CIRIA);
- Toe Structures Management Manual (UK);
- Coastal Engineering Manual (CEM);
- Shore Protection Manual (US Army Corps of Enginners);
- Design of Coastal Revetments, Seawalls and Bulkheads (USACE);
- Environmental Design Guidelines of Low Crested Coastal Defence Structures (DELOS);
- Recomendaciones de Obras Marítimas (Puertos del Estado).

El primer modo de fallo relacionado con la estabilidad hidráulica es el «undermining», que se trata de la pérdida de arena por debajo de la protección. Es consecuencia de una estimación insuficiente del nivel crítico y que se evita dimensionando correctamente la anchura del pie o de la berma. El segundo criterio de estabilidad hidráulica consiste en las averías relacionadas con el desplazamiento o extracción de piezas del manto. El peso de la escollera se dimensiona en base a este criterio. El último modo de fallo relacionado con la estabilidad hidráulica es la licuefacción que puede solucionarse con el diseño de filtros de gravas y geotextiles.

El comportamiento hidráulico se refiere a los procesos de remonte y rebase del oleaje sobre la estructura principal, lo que se trata de un estado límite de servicio. La protección y, concretamente, el uso del revestimiento puede ayudar a minimizar estos rebases.

Por último, se encuentran los modos de fallo relacionados con la estabilidad geotécnica que afectan a la estructura principal, pero podrían salvarse mediante la ejecución de un revestimiento que aportase el empuje necesario de resistencia pasiva en el intradós.

4. Metodología propuesta

La metodología propuesta se divide en tres fases. En la primera se aportan diferentes opciones para estimar el nivel crítico de la playa durante la vida útil de la protección. A continuación y en función de la posición relativa del nivel crítico respecto a la base del muro, se plantean dos posibles soluciones tipo. Por último, se propone una secuencia iterativa para poder dimensionar geométrica y estructuralmente la solución definitiva a partir de los criterios relacionados con la estabilidad hidráulica, cuyas formulaciones dependerán de la solución tipo. En la tercera fase se incluye además las comprobaciones finales en cuanto a rebases y estabilidad geotécnica.

4.1. Estimación del Nivel Crítico

Para estimar el nivel crítico de la playa se estudia de forma separada las componentes de regresión a largo plazo y de socavación a corto plazo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

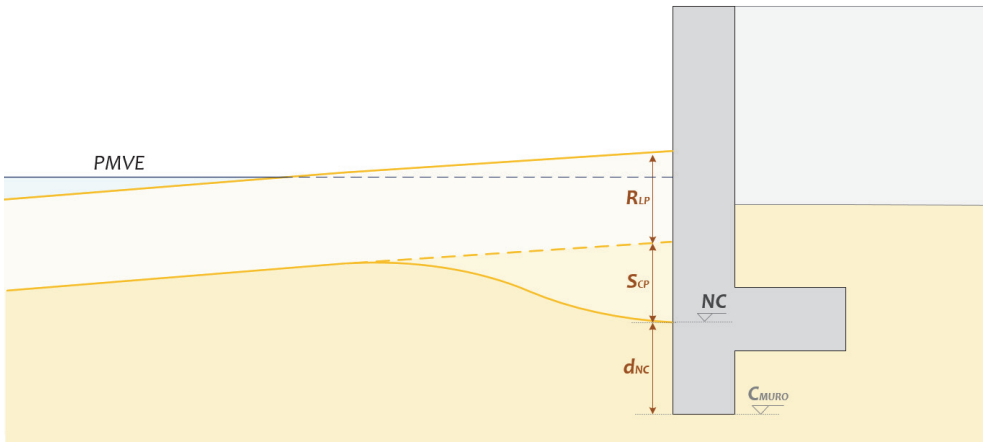


Fig. 1. Sección transversal del muro sin protección

Una vez se calcula el Nivel Crítico se obtiene la distancia d_{NC} que representa el margen de seguridad del nivel crítico de arenas por encima de la base del muro. Este parámetro se debe comparar con el margen utilizado en el diseño geotécnico del muro, para ver si es necesaria la protección. Pero antes de llegar a esa fase, se aportan las recomendaciones para estimar la regresión a largo plazo y la socavación a corto plazo. Dada la naturaleza de la obra que se planea proyectar, de dimensiones reducidas, se proponen metodologías simplificadas para que no encarezcan la fase de estudio del proyecto, pero que a la vez ofrezcan una aproximación rigurosa a esta primera fase de estudio.

4.1.1. Regresión a largo plazo

Realizar un análisis riguroso a largo plazo, sobre todo cuantitativamente, tiene ciertas dificultades. Para este tipo de estudio únicamente compensa en el caso de haber previsto la regresión potencial y que se hayan instalado medidores del nivel de arena para hacer una predicción futura.

Por ello, la recomendación es realizar análisis cualitativos, que pueden realizarse a partir de estudios fotográficos que evalúen la evolución de la playa a largo plazo. También se pueden estudiar las unidades Morfodinámicas que aportan información sobre las fuentes de sedimentos, o valorar el flujo medio y las corrientes para entender dónde y cómo se producen las pérdidas. Por último, prever posibles riesgos externos como el calentamiento del mar que puede incrementar el nivel medio y como consecuencia modificar el equilibrio sedimentario de la playa.

4.1.2. Socavación a corto plazo

Para estimar la socavación se pueden utilizar formulaciones empíricas obtenidas de ensayos de laboratorio. Aunque hay cierta variabilidad en las predicciones pueden considerarse válidas. La socavación depende de la pendiente, la profundidad delante del muro, el oleaje (tanto de la intensidad como del tipo de rotura) y el sedimento de la playa. Se calcula la socavación media para fenómenos puntuales y la máxima para una socavación continuada.

También existen modelos numéricos que se pueden aplicar mediante herramientas informáticas para predecir la socavación. El SMC es un paquete de programas de simulación costera para propagar oleajes y prever la interacción entre el oleaje y la playa. El módulo Petra es el recomendado para llevar a cabo estas simulaciones.

4.2. Elección de la tipología

Para seleccionar la solución tipo de diseño, se debe seguir el esquema de la Fig. 2, basado en el parámetro d_{NC}. En caso de que d_{NC} y siempre que sea mayor de 1 metro, no se requiere ninguna acción. Mientras que, para el caso contrario, habría que comprobar la estimación sobre la regresión a largo plazo. En caso de ser esta despreciable, se podría diseñar la solución tipo berma, siempre y cuando cumpla también criterios relacionados sobre los rebases ya que es una obra más económica, con menor impacto visual y mayor facilidad constructiva. Pero tiene una serie de limitaciones como su poca contribución a reducir los rebases y a estabilizar el muro. Por ello, en caso de que no cumpla esos criterios o si se prevé regresión, se debe diseñar la protección tipo revestimiento, que ayuda a minimizar rebases y aporta mayor carga pasiva al muro. El inconveniente que tendrá es un mayor impacto visual, por lo que no se recomienda en playas pequeñas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

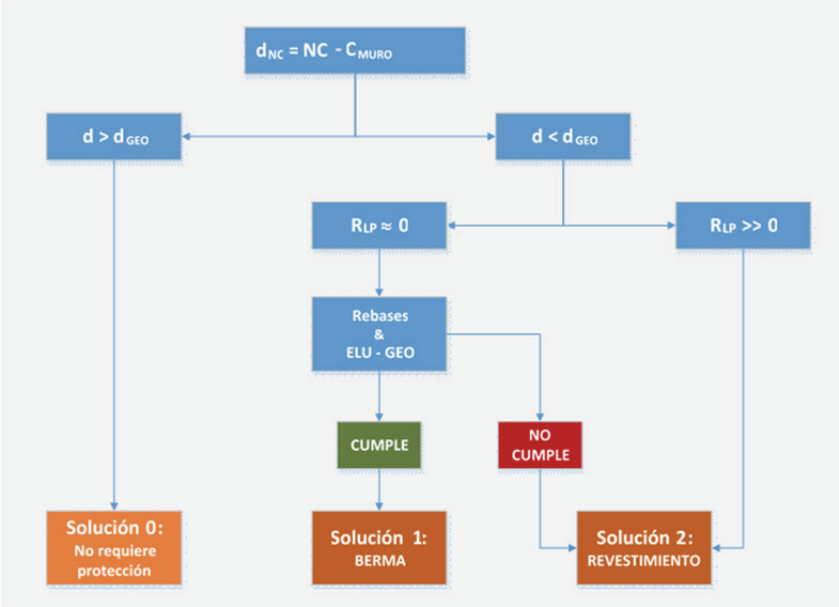


Fig. 2. Esquema para la toma de decisión de la solución tipo

4.2.1. Parametrización de las soluciones tipo

En la Fig. 3, se puede ver un croquis de la sección transversal de la berma. Sus variables de diseño son: la anchura, altura y posición de la escollera y el peso de los elementos. Esta última variable se obtiene a partir del diámetro medio (Dn50) que sale de las fórmulas de estabilidad hidráulica del dimensionamiento estructural y que condiciona el dimensionamiento geométrico, como se verá más adelante.

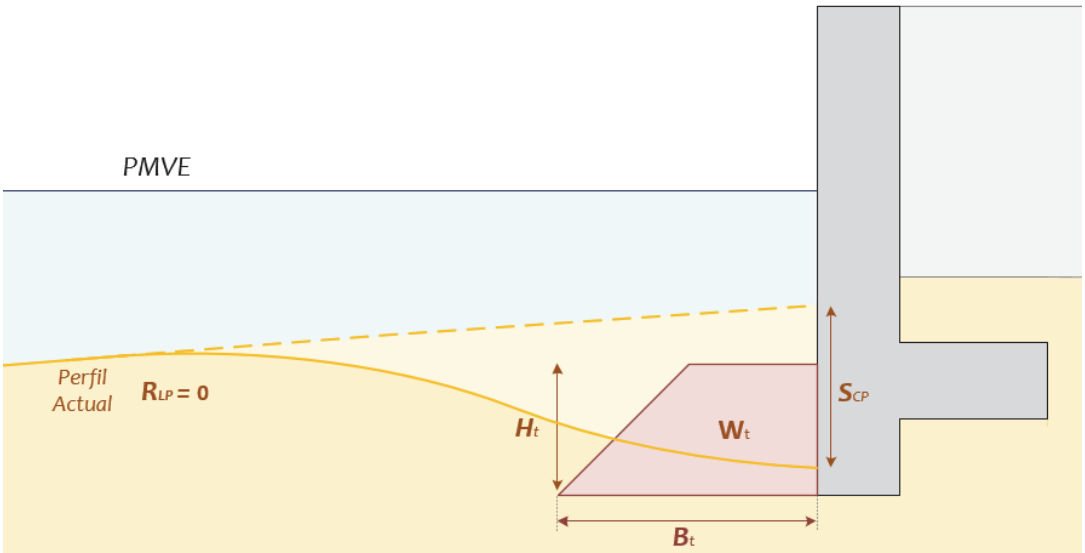


Fig. 2. Sección transversal de la solución tipo berma

En cuanto al revestimiento, Fig. 4, tiene más parámetros ya que está compuesto por tres partes: coronación, talud y pie, teniendo cada parte su anchura o pendiente. El pie tiene cierta analogía con la berma a la hora de aplicar ciertas. Y el espesor (o altura) de las capas es común para talud y coronación. Más adelante entraré en detalles.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

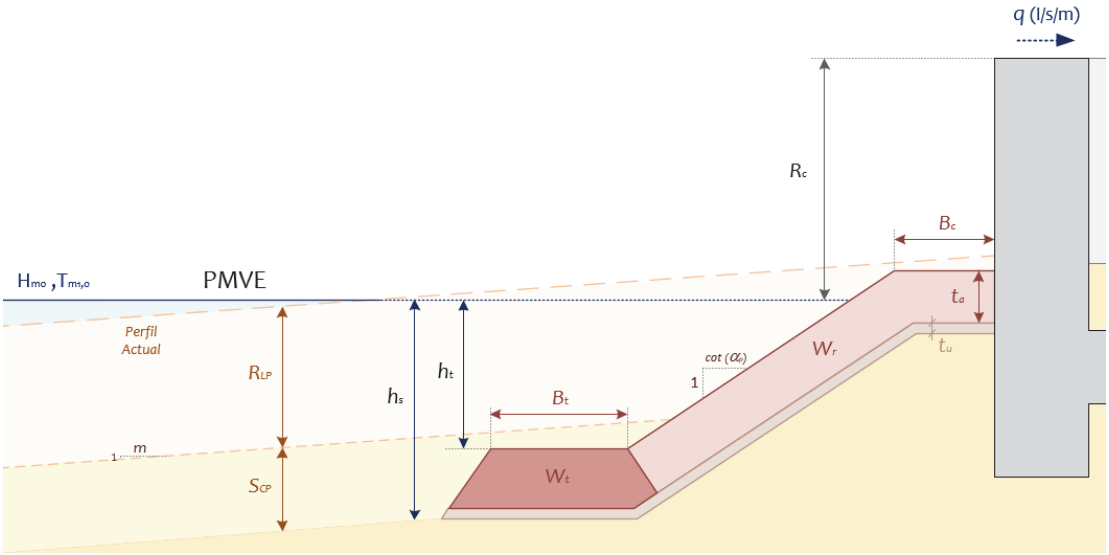


Fig. 3. Sección transversal de la solución tipo revestimiento

También se puede observar en ambas figuras cuáles son las variables de entrada, comunes a ambas tipologías: del perfil de arena se tiene el perfil actual, la pendiente media y el descenso de arena a corto y largo plazo; de la profundidad del agua se tiene la que hay delante de la protección y en la posición del pie (o de la berma); del oleaje se tiene la altura y el periodo significativos.

4.3. Dimensionamiento geométrico

4.3.1. Solución tipo Berma

La geometría de la berma es relativamente simple y únicamente se debe definir la anchura y cota y altura de la berma. Se proponen las configuraciones recomendadas por el Design of Coastal Reverments, Seawalls and Bulkheads.

La anchura debe cumplir los criterios relacionados con altura de ola significativa y con la profundidad delante de la protección. La cota nunca será superior a la base del muro. Para fijarse, debe tenerse en cuenta la cota del nivel crítico. Deberá haber una capa de escollera por debajo del mismo y nunca habrá menos de 0,5 entre la base y el nivel crítico.

Para fijarse la altura se requiere conocer el diámetro medio de la escollera y compararlo con la socavación. Como aún no se conoce, se propone hacer un prediseño del diámetro y un proceso iterativo, de modo que cuando la socavación sea menor a dos veces el diámetro, la socavación es moderada y se colocan dos capas de escollera. En caso contrario, con una socavación severa, sería una berma con cuatro capas.

4.3.2. Solución tipo Revestimiento

En cuanto a las variables geométricas del revestimiento se toman las recomendaciones utilizadas en los manuales clásicos de ingeniería costera, como el Rock Manual, para el diseño de diques en talud. Los espesores de capa deberán tener al menos dos elementos. El filtro de gravas, en caso de tener un geotextil, puede tener menor espesor. La pendiente del talud se tiene en cuenta las limitaciones para la estabilidad hidráulica, constructivas o de aplicación de fórmulas, siendo recomendable una relación 1:2.

La coronación del revestimiento debe estar situada, como mínimo a una altura de 2 veces el diámetro nominal, siempre mayor a 1 metro, por encima del nivel crítico. La cota máxima es el coronamiento del muro, siempre que minimice los rebases y sea viable económicamente.

La anchura deberá tener al menos tres piezas de escollera apiladas con la mayor densidad posible, utilizando rocas que se adapten o buenas técnicas de colocación. Las tipologías del pie de protección vienen definidas en el Rock Manual, donde se recomienda diseñar la anchura de pie y altura de capa proporcional a la socavación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.4. Dimensionamiento estructural

En lo que respecta al dimensionamiento estructural, el objetivo es calcular el peso de la escollera, condicionado por la estabilidad hidráulica. Para eso se maneja el parámetro "número de estabilidad" Ns, relacionado con el daño que se espera sufra la estructura, que depende del tipo de pieza, el talud, la permeabilidad y el número de Iribarren.

A partir del mismo, y conociendo también la altura de ola en rotura y la densidad de la escollera, se obtiene el diámetro medio. El dimensionamiento se realiza mediante fórmulas deterministas, ya que la magnitud de la obra no requiere otros niveles de diseño.

En la tipología de revestimiento analiza de forma separada el comportamiento del talud y el pie. Precisamente las formulaciones del pie del revestimiento sí que son análogas a las de la berma, por la función similar que tienen ambas.

En las formulas recomendadas también se plantean algunas alternativas basadas en una revisión sobre otras formulaciones que pueden tener cierta analogía con los diseños que se plantean. Así, se tienen las protecciones de diques verticales para dimensionar el pie del revestimiento. Y las bermas de diques en talud para la protección tipo berma.

4.4.1. Talud del revestimiento

La fórmula de Hudson solo se recomienda para fases de prediseño, dada su simplicidad. Donde el número de estabilidad depende del coeficiente Kd, que aglutina todos los parámetros de daño.

Por ello, son más recomendadas las formulaciones multiparamétricas, que cuentan con multitud de factores para buscar una solución más óptima. Concretamente se recomienda las fórmulas de Van der Meer, por su sencillez de aplicación y porque son válidas en aguas someras.

4.4.2. Berma y Pie del revestimiento

En cuanta a la escollera de la berma y del pie del revestimiento, se propone el método de Brebner and Donnelly (1962), que consiste en un ábaco donde obtener el número de estabilidad a partir del ratio profundidad desde la coronación de la berma partido profundidad delante de la berma (h_b/h_s).

Para el caso del pie del revestimiento, el resultado aporta un valor del peso mínimo, ya que se recomienda utilizar una escollera con un peso medio de 1 o 2 toneladas mayor que el peso medio de la escollera del manto.

Otra posibilidad recomendada es la utilización de la fórmula de Madrigal y Valdes, utilizada para dimensionar la base de los diques verticales y que en ciertas situaciones, cumpliendo rangos de aplicación, puede tener un uso análogo para dimensionar la berma o el pie del revestimiento.

4.4.3. Comprobaciones finales

Una vez la estructura está dimensionada se pueden aplicar las fórmulas del EuroTop, proyecto europeo que sentó las bases para realizar las comprobaciones sobre rebases. elegir la tipología del muro más protección e introducir las variables: tipo de oleaje, altura de ola, periodo, profundidad delante de la protección, profundidad a la altura de la protección y francobordo.

Los resultados se comparan con la tabla de valores límite que proporcionan los manuales como el Rock Manual, tanto por la seguridad del tráfico y las personas como por la seguridad estructural.

4.5. Aplicación de formulaciones: proceso iterativo

Para aplicar las formulas, se establecen dos escenarios con diferentes cotas del nivel del mar. El primero es con la cota de inundación, donde se tendrá la mayor altura de ola posible y los rebases podrán comprometer el diseño. El segundo escenario es con el nivel del mar sobre la cota de coronación de la berma, lo que nos da el número de estabilidad más desfavorable. Además, como vemos en la Fig. 5, en ambos casos se toma el perfil de arenas a nivel de la base de la berma, del lado de la seguridad.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

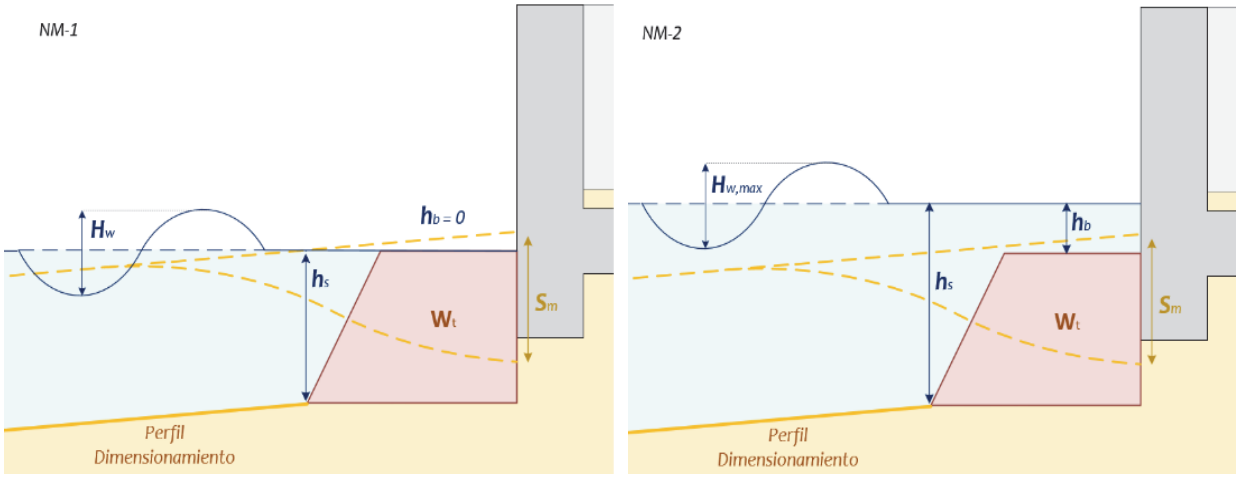


Fig. 4. Escenarios "Cota Berma" (izquierda) y "Cota Inundación" (derecha)

Para obtener el diámetro nominal de la escollera, se ejecuta un cálculo iterativo. Partiendo del diámetro nominal, se obtienen las dimensiones de la berma, con estas obtenemos las Alturas del agua sobre el perfil y sobre la coronación de la berma que nos da el número de estabilidad con lo que se vuelve a obtener el diámetro nominal, hasta que se cumple el criterio.

Referencias

BASCO, D.R (2004). "Seawall Impacts on Adjacent Beaches: Separating Fact from Fiction". *Journal of Coastal Research*. No. 39. Proceedings of the 8th International Coastal Symposium (ICS 2004), Vol. II (Winter 2006), pp. 741-744

BRADBURY, A., ROGERS, J. AND THOMAS, D. (2012). *Toe Structures Management Manual*. Defra-Environment Agency.

CIRIA, CUR y CETMEF (1991). *The use of rock in hydraulic engineering. The Rock Manual - C683* (Chapters 3, 5 and 6).

Department of the Army USACE (1995). *Design of Coastal Revetments, Seawalls and Bulkheads*.

HR WALLINGFORD (2005). "Understanding the lowering of beaches in front of coastal defence structures, Phase 2 – FD1927". Technical Notes 1 to 9; Final Report; TEchnical Report.

KRAUSS, N.C. (1988). "The Effects of Seawalls on the Beach: An Extended Literature Review". *Journal of Coastal Research*. Special issue nº 4.

KRAUSS, N.C. AND MCDOUGAL, W.G. (1996). "The Effects of Seawalls on the Beach: Part I, An Updated Literature Review". *Journal of Coastal Research*. Vol 12, nº 3.

PILKEY, O.H., HOWARD, L. AND WRIGHT, I. (1988). "Seawalls Versus Beaches". *Journal of Coastal Research*.

SERRA PERIS, J. Y YEPES PIQUERAS, V. (2001). "Criterios para el diseño de paseos marítimos". *VI Jornadas españolas de ingeniería de costas y puertos.*

SUTHERLAND, J., PEARCE, A.M.C., WHITEHOUSE, R.J.S. AND MULLER, D. (2006). "Scour at seawall – field measrement and physical modelling". *In proc 30th int Conf Coastal Engineering* 2006. San Diego, USA.

TORRES, F.J. (2010). "Cuarenta años de leyes de costas en España (1969-2009)" en *Investigaciones geográficas*, nº 52.

VAN DER MEER, J.W. (1998). "Application and stability criteria for rock and artificial units". *Dikes and Revements: Design Maintenance and Safety Assessment* (Chapter 11), Pilarczyk, K.W.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Diseño de bermas de pie con oleaje rompiendo por fondo

Herrera, Maria P. [a] y Medina, Josep R.[b]

[a]Dept. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, Universitat Politècnica de València, España, mahergam@upv.es

[b]Dept. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, Universitat Politècnica de València, España, jrmedina@upv.es

Resumen

La berma de pie es un elemento característico de los diques en talud construidos con elementos prefabricados de hormigón. Suele construirse con escollera y, a pesar de su poca relevancia económica en el coste total de la obra, debe garantizar el soporte del manto principal durante los grandes temporales. Su diseño solo está parcialmente estudiado en la literatura científica. En fondos marinos de arena con pendientes suaves, es habitual construir bermas de pie sumergidas, con 3 o 4 piedras en coronación, cuya estabilidad hidráulica aumenta con la profundidad a pie de dique. Sin embargo, en fondos rocosos de fuerte pendiente y oleaje rompiendo por fondo, los diques en talud pueden requerir bermas de pie a poca profundidad o emergidas con escollera muy pesada cuyo diseño es crucial para garantizar la estabilidad del dique. El objetivo principal del presente trabajo es aportar las herramientas esenciales para el diseño de la berma de pie en diques en talud a rotura por fondo, evaluando su estabilidad hidráulica con el fin de determinar el tamaño mínimo requerido.

Palabras clave: *berma de pie nominal, berma de pie de sacrificio, estabilidad hidráulica, pendiente de fondo, profundidades reducidas, rotura del oleaje.*

1. Introducción

La berma de pie es un elemento fundamental para garantizar la estabilidad del manto principal de los diques en talud, sobre todo en aquellas situaciones de poco calado en las que las olas rompientes atacan directamente la parte inferior de la estructura. Es habitual construir una berma de pie estándar de 3 o 4 piedras de ancho (B_t=3-4D_{n50}) sobre la que apoya el manto principal (ver Fig. 1).

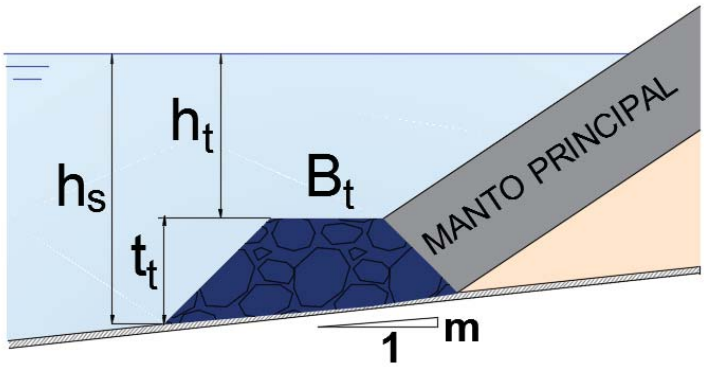


Fig. 1. Detalle de berma de pie convencional.

El diseño de las bermas de pie depende fundamentalmente de la pendiente de fondo (m), la profundidad a pie de dique (hs) y el temporal de cálculo (Hs y Tp). En condiciones de oleaje no rompiente, USACE (1984) propone que el peso de las piezas de la escollera sea un orden de magnitud inferior al peso de los elementos del manto. Sin embargo, este criterio no es válido para condiciones de oleaje rompiente, especialmente para diques construidos en fondos rocosos de fuerte pendiente y poco calado, ya que en estos casos el tamaño de los elementos de la berma de pie puede exceder considerablemente el tamaño de los elementos del manto principal (ver Herrera y Medina, 2015).

En este artículo se realiza una revisión del estado del arte para el diseño de berma de pie de escollera estándar y se analizan las principales variables que influyen en su estabilidad. Asimismo, se propone una metodología para aumentar el ancho de berma con objeto de reducir el tamaño de escollera necesario cuando no es posible encontrarlo en cantera.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Estado de la técnica

Existen diferentes fórmulas para evaluar la estabilidad hidráulica y estimar el daño de la berma de pie. La mayoría de estas formulaciones se han obtenido a partir de ensayos de laboratorio a escala reducida e incluyen el número de estabilidad, $N_s=H_s/(\Delta \cdot D_{n50})$, de manera similar a las fórmulas de diseño de los elementos del manto principal.

Gerding (1993) fue el primer autor que incluyó en su fórmula el parámetro N_{od} para definir el daño de la berma. N_{od} representa el número de piedras desplazadas de la estructura del pie en una franja de ancho un diámetro nominal y tiene la ventaja de que el nivel de daño es independientemente de la forma de la estructura del pie. Este parámetro viene dado por la siguiente expresión:

$$N_{od} = \frac{N}{B/D_{n50}} \qquad (1)$$

dónde N es el número de piedras movidas y B es la longitud de la sección del dique donde se cuentan las piezas desplazadas; por ejemplo, el ancho en un canal de ensayos.

Gerding (1993) propuso la Ec. (2) a partir de ensayos con diques en talud y pendiente de fondo del 5% (m=1/20). El autor consideró tres calados a pie de dique h_s(cm)=30, 40 y 50 con dos peraltes de oleaje $s_{0p}=2\pi H_{sg}/gT_p^2$=0.02 y 0.04. Se ensayaron bermas de pie con tamaño de escollera de D_{n50}(cm)=1.7, 2.5, 3.5 y 4.0 para las configuraciones de ancho relativo en el rango $3D_{n50} \leq B_t \leq 12D_{n50}$ y alto relativo de $2.3D_{n50} \leq t_t \leq 8.8D_{n50}$. Sin embargo, como puede observarse, B_t no se introdujo como parámetro explicativo del daño en la ecuación.

$$N_{od} = \left(N_s \Big/ \left(0.24 \left(\frac{h_t}{D_{n50}} \right) + 1.6 \right) \right)^{6.67} \qquad (2)$$

donde h_t es el calado por encima de la berma.

Basándose en los ensayos de Gerding (1993), Van der Meer (1998) propuso la Ec. (3) para estimar el daño de la berma de pie. Este autor introdujo el ratio h_t/h_s como parámetro explicativo de N_{od} en lugar de la profundidad relative sobre la berma, h_t/D_{n50}

$$N_{od} = \left(N_s \Big/ \left(6.2 \left(\frac{h_t}{h_s} \right) + 2.0 \right) \right)^{6.67} \qquad (3)$$

Ebbens (2009) realizó ensayos a escala reducida con tres pendientes de fondo m=1/10, 1/20 y 1/50 con profundidades a pie de dique en el rango $7 \leq h_s(\text{cm}) \leq 25$. Se midió el daño de la berma de pie usando el parámetro de daño N_{od}, pero también considerando el daño en porcentaje $N_{\%}=ND_{n50}/\text{Vtot}\,(1-n_v)$, donde Vtot es el volumen total de la berma y n_v es la porosidad. Los ensayos se realizaron con tres peraltes ($s_{0p}=2\pi H_{sg}/gT_p^2$=0.02, 0.03 0.04) y cuatro alturas de ola en la zona de generación, H_{sg}(cm)=6, 8, 10 y 12. En el pie se dispuso escollera de tamaño D_{n50}(cm)=1.88, 2.15, y 2.68 para una configuración de ancho B_t (cm)=10 y alto t_t (cm)=6. Durante los ensayos se observó una gran influencia de la pendiente de fondo (m) en el daño de la berma (el daño de la berma aumentaba considerablemtente al aumentar m). Por tanto, Ebbens (2009) intrdujo la pendiente de fondo como una variable explicativa del daño (Ec. 4).

$$N_{\%} = 0.038 \left(N_s \sqrt{\frac{m}{(H_s / L_{0p})^{1/2}}} \right)^3 \qquad (4)$$

donde $L_{0p}=gT_p^2/2\pi$ es la longitude de onda en aguas profundas, y T_p es el periodo de pico. Sin embargo, h_s, B_t y t_t no están incluidos explicitamente en la Ec. (4).

Muttray (2013) reanalizó los datos de diferentes autores, incluidos los de Gerding (1993) y Ebbens (2009) para proponer la Ec. (5) para estimar el parámetro de daño N_{od}:

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

$$N_{od} = \left(N_s \left(0.58 - 0.17 \frac{h_t}{H_s} \right) \right)^3 \quad (5)$$

Van Gent y Van der Werf (2014) obtuvieron la Ec. (6) para el diseño de bermas de pie sumergidas, a partir de ensayos a escala reducida con pendiente de fondo m=1/30 y h_s(cm)=20, 30 y 40. Se consideraron dos peraltes ($s_{0p}=2\pi H_{sg}/gT_p^2$=0.0015 y 0.04) con valores crecientes de altura de ola significante en generación hasta H_{sg}(cm)=28. El tamaño de escollera empleado en la berma fue de D_{n50}(cm)=1.46 y 2.33 para la configuración de ancho $B_t=3D_{n50}$ y $9D_{n50,}$ y alto $t_t=2D_{n50}$ y $4D_{n50.}$ En este caso, los parámetros B_t and t_t sí que se introdujeron como variables explicativas del daño.

$$N_{od} = 0.032 \left(\frac{t_t}{H_s} \right) \left(\frac{B_t}{H_s} \right)^{0.3} \left(\frac{\hat{u}_\delta}{\sqrt{g \cdot H_s}} \right) (N_s)^3 \quad (6)$$

donde $\hat{u}_\delta = \frac{\pi \cdot H_s}{T_{m-1,0}} \frac{1}{\sinh(k_{m-1,0} h_t)}$, $k_{m-1,0} = \frac{2\pi}{L_{m-1,0}} = \frac{2\pi}{\frac{g}{2\pi} \cdot T_{m-1,0}^2}$ y $T_{m-1,0}$ es el periodo medio espectral.

Para bermas de pie anchas ($3D_{n50}<B_t\leq 9D_{n50}$), Van Gent y Van der Werf (2014) recomiendan multiplicar el valor de N_{od} obtenido con la Ec. (6) por un factor $fb=(n_t/3)^{1/2}$, donde n_t es el número de filas de piedras colocadas en la capa superior de la berma ($Bt=n_t\ D_{n50).}$

Herrera y Medina (2015) analizaron la estabilidad hidráulica de bermas de pie de escollera tanto emergidas como sumergidas, con pendiente de fondo m=1/10 y profundidades muy reducidas ($-2\leq h_s$(cm)≤ 20). Se realizaron ensayos en el canal de oleaje y viento del Laboratorio de Puertos y Costas de la *Universitat Politècnica de València* (LPC-UPV) de 30.0x1.2x1.2 metros. Los ensayos se realizaron para cinco periodos de pico, T_p(s)=1.2, 1.5, 1.8, 2.2 y 2.4. Para cada periodo ensayado, se generaron trenes de ondas con oleaje irregular y alturas de ola que variaron entre valores que no provocaban daño en la estructura hasta valores que provocaban la rotura del oleaje en generación ($8\leq H_{sg}$(cm)<22). Se ensayaron dos tamaños de escollera en la berma D_{n50}(cm)=3.99 and 5.12, con ancho de berma estándar de $B_t= 3D_{n50}$ y altos de $t_t= 2D_{n50}$. Tras cada ensayo se midió el número de piedras desplazadas del pie y se obtuvo el parámetro N_{od} considerando el daño acumulado durante cada serie de ensayos definida por un h_s fijo (35 a 40 ensayos por serie). Basándose en los resultados obtenido, se propuso la Ec. (7) para estimar el parámetro N_{od}, a partir del oleaje en aguas profundas (H_{s0}, L_{0p}).

$$N_{od} = \left(\frac{(H_{s0}\ L_{0p})^{1/2}}{\Delta D_{n50}} - 5.5 \right) \left[\left(-0.2 \frac{h_s}{D_{n50}} + 1.4 \right) exp\left(0.25 \frac{h_s}{D_{n50}} - 0.65 \right) \right]^{1/0.15} \quad (7)$$

Herrera et al. (2016) analizaron la influencia del ancho de la berma de pie ($B_t=n_tD_{n50}$) en su estabilidad. Para ello, se realizaron ensayos en el canal del LPC-UPV con pendiente de fondo m=1/10, calados a pie de dique de $7.7\leq h_s$(cm)≤ 10.6, y los mismos valores de periodo y altura de ola que los empleados en Herrera y Medina (2015), $1.2\leq T_p$(s)≤ 2.4 y $8\leq H_{sg}$(cm)<22. En el pie se dispuso escollera de tamaño D_{n50}(cm)=3.04, 3.99 y 5.12, para anchos de $B_t=3D_{n50}$, $5D_{n50}$ y $12D_{n50}$; la altura se fijó en $t_t= 2D_{n50}$. Dos nuevos conceptos, se introdujeron para caracterizar la estabilidad de las bermas de pie anchas ($B_t>3D_{n50}$):

- ✓ Berma de pie nominal de $3D_{n50}$ de ancho, definida como la parte más interna de la berma, necesaria para dar soporte a los elementos del manto.
- ✓ Berma de pie de sacrificio, definida como la parte más externa de la berma, que protege a la berma de pie nominal.

Así pues, tras cada ensayo se midió:

(1) N_{od}, correspondiente al daño total de la berma de pie y

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

(2) N_{od}*correspondiente sólo al daño de la berma de pie nominal de $3D_{n50}$ de ancho (Fig. 2).

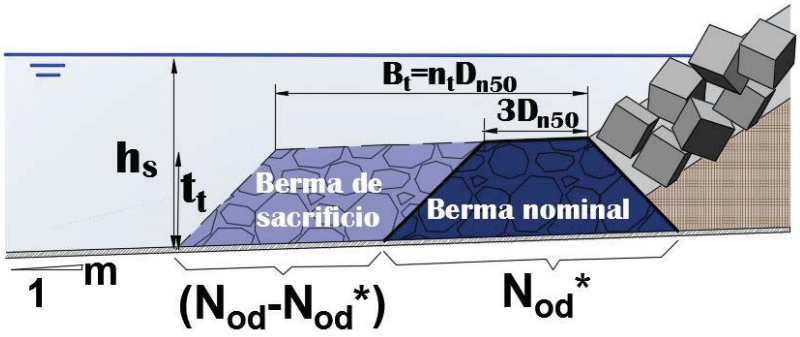


Fig. 2. Berma de pie nominal y de sacrificio (Herrera et al., 2016).

A partir del N_{od}*obtenido en los ensayos, se modificó la Ec. (7) para considerar el ancho de berma en el diseño:

$$N_{od}^* = \left(\frac{(H_{s0}\, L_{0p})^{1/2}}{\Delta D_{n50,nt}\left(\frac{n_t}{3}\right)^{0.4}} - 5.5 \right) \left[\left(-0.2 \frac{h_{ss}}{D_{n50,nt}\left(\frac{n_t}{3}\right)^{0.4}} + 1.4 \right) exp\left(0.25 \frac{h_{ss}}{D_{n50,nt}\left(\frac{n_t}{3}\right)^{0.4}} - 0.65 \right) \right]^{1/0.15} \quad (8)$$

Donde $D_{n50,nt}$ es el diámetro nominal asociado a una berma de pie de ancho n_tD_{n50}, y h_{ss} es el calado en la berma de pie nominal. La siguiente tabla resume las características de los ensayos realizados por los autores anteriormente citados:

		Gerding (1993) Ec. 2	Ebbens (2009) Ec. 4	Van Gent y Van der Werf Ec. 6	Herrera y Medina (2015) Ec. 7	Herrera et al. (2016) Ec. 8
Oleaje	-	Irregular	Irregular	Irregular	Irregular	Irregular
Pendiente de fondo [-]	1:m	1:20	1:50, 1:20, 1:10	1:30	1:10	1:10
Profundidad [cm]	h_s	30, 40, 50	7.3 –33.9	20, 30, 40	-2 – 20	7.7 –10.6
Ancho de berma relativo [-]	B_t/ D_{n50}	3 – 12	3.7– 5.3	3 and 9	3	3, 5 and12
Alto de berma relativo [-]	t_t/ D_{n50}	2.3-8.8	2.2-3.2	2 and 4	2	2
Diámetro nominal de escollera [cm]	D_{n50}	1.7 – 4	1.88 –2.68	1.46 – 2.33	3.99 – 5.12	3.04 – 5.12
Profundidad relativa [-]	h_s / D_{n50}	7.5 – 29.4	2.7– 18	8.6 – 27.4	-0.5 – 5.01	1.5 – 3.5
Peralte a pie de dique [-]	$2\pi H_s/gT_p^2$	0.01–0.04	0.008–0.04	0.012–0.042	(0.008–0.08)[a]	(0.008–0.08)[a]
Número de estabilidad a pie de dique [-]	$H_s/\Delta D_{n50}$	2.1 - 8.37	1.04 - 4.09	1.2 - 10.5	(0.81 – 3.36)[a]	(0.81 – 4.41)[a]
Daño total [-]	N_{od}	<9.21	≤4.37	<7.3	< 4.72	<11.1
Daño de berma de pie nominal[-]	N_{od}*	-	-	-	-	<4.8

[a] Hace referencia a medidas de oleaje en zona de generación.

Tabla 1Características de los ensayos realizados con bermas de pie de escollera.

De la revisión del estado de la técnica se puede afirmar que las Eqs. (2) y (3) pueden emplearse para estimar el daño de bermas de pie de escollera causado por un solo temporal de 1000 olas y a partir de la altura de ola significante estimada a pie de la estructura. La Ec. (4) considera el daño acumulado en cada serie de ensayos definida por un calado fijo y la Ec. (6) considera el daño acumulado en cada serie definida por un peralte de la ola. Las Eqs. (7) y (8) se obtuvieron a partir de ensayos donde se reconstruyó el modelo tras cada tanda de 35-40 tests realizados con la misma profundidad,

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

teniendo en cuenta que los diques rompeolas deben soportar oleajes de menor intensidad antes de tener que resistir el temporal de cálculo. Asimismo, las Eqs. (4), (6), (7) y (8) consideran los periodos T_p o $T_{m-1,0}$ para caracterizar el oleaje y no solo la altura de ola a pie de dique. Por otro lado, las Eqs. (2) a (6) son válidas para bermas de pie sumergidas y pendientes de fondo suaves, mientras que la Ec. (7) es válida para bermas de pie tanto emergidas como sumergidas y pendientes de fondo fuertes (m=1/10).

A pesar de que la mayoría de las ecuaciones existentes fueron obtenidas a partir de ensayos de laboratorio con diferentes configuraciones de berma, no es habitual incluir ni el ancho (B_t) ni el alto (t_t) de la berma como parámetros explicativos del daño. Solo la Ec. (6) introduce explícitamente B_t y t_t para bermas de pie sumergidas construidas en fondos de pendiente m=1/30. Al considerar bermas de pie anchas y / o altas (B_t >3D_{n50}, t_t>2D_{n50}), no es recomendable emplear los parámetros habituales de daño (N_{od}, $N_{\%}$), ya que aumentan al aumentar el número total de piedras de la berma a pesar de ser más resistente. Por lo tanto, Herrera et al. (2016) propusieron una nueva metodología para diseñar bermas anchas (3Dn50≤Bt≤12Dn50) colocadas sobre fondos de m = 1/10, basada en el daño de la berma pie nominal (N_{od} *) que es la que realmente realiza la función de soporte del manto principal. Al diseñar con N_{od} *, ya son aplicables los niveles comunes de daño (N_{od} * <0.5-sin daños; N_{od} * ≈1-movimientos significativos; N_{od}* ≈2-daño moderado; N_{od}*> 4-fallo).

3. Análisis de resultados

En este apartado se analizan las fórmulas existentes para el diseño de bermas de pie de escollera. En primer lugar, se comparan las estimaciones proporcionadas por las distintas ecuaciones para bermas de pie estándar con B_t=3D_{n50} y t_t=2D_{n50}. En segundo lugar, se aplican las ecuaciones propuestas para el diseño de bermas de pie de sacrificio.

3.1. Bermas de pie nominales

La Fig.3 muestra el parámetro N_{od} estimado por las Eqs. (2) a (6) para bermas de pie estándar (B_t=3D_{n50} y t_t=2D_{n50}), en función del número de estabilidad (N_s=H_s/ΔD_{n50}), fijado el peralte s_p=H_s/L_{0p}=0.02, y la profundidad relativa en el pie h_s/D_{n50}=10. La Ec. (4) se ha aplicado para dos pendientes de fondo (m=1/10 y 1/50) y bajo la consideración de N_{od}=10$N_{\%}$ (ver Herrera y Medina, 2015); el daño de la berma aumenta con el número de estabilidad. La Ec. (2) propuesta por Gerding (1993) da valores de daño superiores a la Ec. (3) propuesta por Van der Meer (1998), a pesar de que ambas se obtuvieron a partir de los mismos ensayos de laboratorio; sin embargo, es necesario remarcar que CIRIA/CUR/CETMEF (2007) recomienda valores de diseño de N_{od}=2.0 para la Ec. (2), y N_{od}=0.5 para la Ec.(3). Al aplicar la Ec.(4) con m=1/10, el daño es superior que con m=1/50 tal y como se observa en Ebbens (2009).

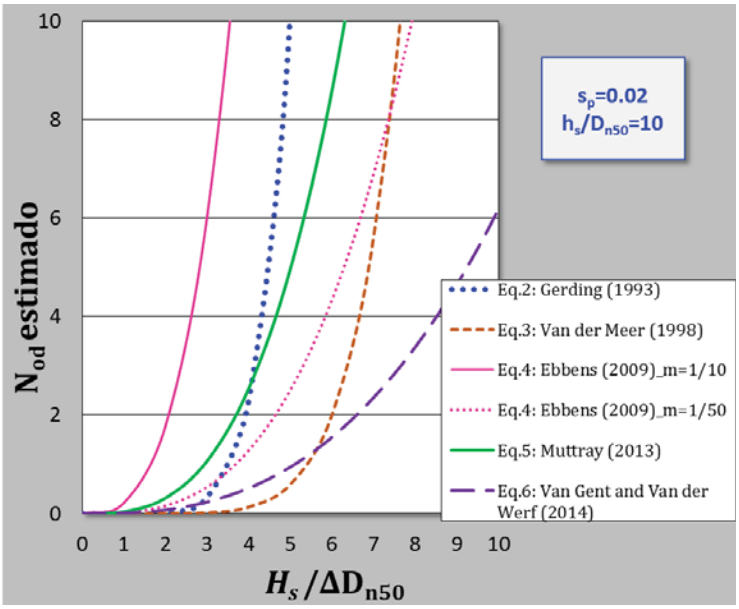


Fig. 3. Nod estimado por las Eqs. (2) a (6) en función del número de estabilidad en el pie (Ns).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La Fig.4 muestra el daño estimado con la Ec. (7) propuesta por Herrera y Medina (2015) en función de la variable adimensional $(H_{s0}\ L_{0p})^{1/2}/\Delta D_{n50}$, para tres profundidades relativas:

1. $h_s/D_{n50}=0$, que se corresponde con una berma de pie emergida.
2. $h_s/D_{n50}=2$, que se corresponde con la situación de calado justo en la cresta de la berma.
3. $h_s/D_{n50}=4$, que se corresponde con una berma de pie sumergida.

En la Fig. 4 se observa como para las tres situaciones que N_{od} aumenta con $(H_{s0}\ L_{0p})^{1/2}/\Delta D_{n50}$. Nótese como las Eqs (2) a (6) requieren conocer H_s en el pie de la estructura, mientras que la Ec. (7) considera el oleaje en aguas profundas (H_{s0}, T_p).

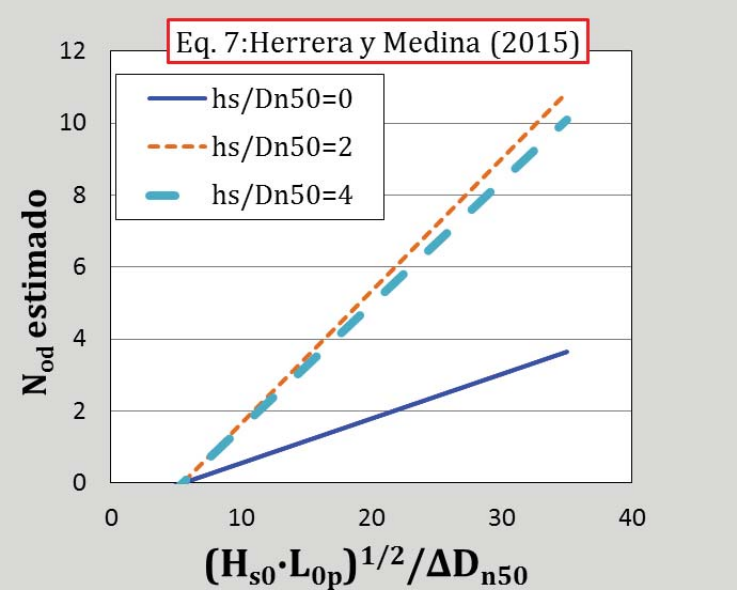


Fig. 4. Nod estimado por la Ec. (7) en función de la variable adimensional $(H_{s0}L_{0p})^{1/2}/\Delta D_{n50}$.

Las Figs. 5 y 6 muestran la influencia del calado en la estabilidad de la berma de pie para bermas estándar de $B_t=3D_{n50}$ y $t_t=2D_{n50}$. En la Fig. 5 se observa el daño estimado por las Eqs. (2) a (6) en función de la profundidad relativa h_s/D_{n50}, para un oleaje de diseño típico del mar de Alborán (H_s(m)=5, T_p(s)=11) y escollera de peso W(t)=6 y densidad ρ_r(t/m^3)=2.7. Cada ecuación se ha empleado dentro de su rango de aplicación: $7.5\leq h_s/D_{n50}\leq 29$ para las Eqs.(2) and (3); $2.7\leq h_s/D_{n50}\leq 19$ para la Ec. (4); $h_t/H_s<3$ pra la Ec. (5); y $8.6\leq h_s/D_{n50}\leq 27.4$ para la Ec. (6). Para la Ec. (4) el daño no varía al aumentar h_s/D_{n50}, independientemente de la pendiente de fondo (m=1/10 o m=1/20).

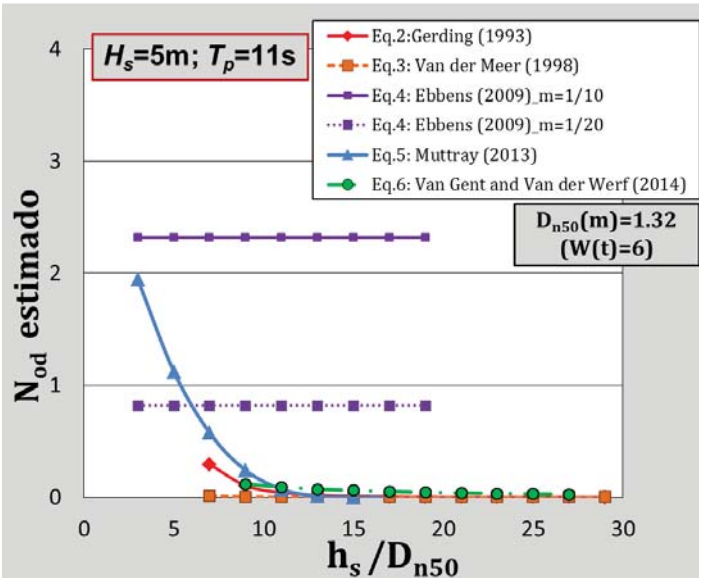


Fig. 5. Nod estimado por las Eqs. (2) a (6) en función del calado adimensional h_s/D_{n50}.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La Fig. 6 muestra el daño estimado por la Ec. (7) en función de la profundidad relativa h_s/D_{n50}, para un oleaje de H_{s0}(m)=5 y T_p(s)=11, escollera de peso W(t)=6 y densidad ρ_r(t/m^3)=2.7. N_{od} es máximo cuando la superficie libre está próxima a la coronación de la berma (h_s/D_{n50}=3). A partir de ese punto, N_{od} disminuye al aumentar h_s/D_{n50}.

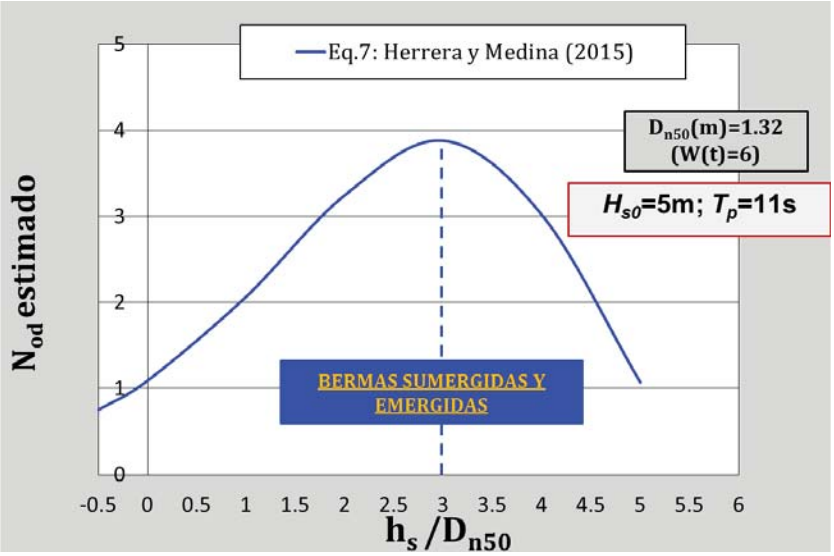


Fig. 6. Nod estimado por la Ec. (7) en función del calado adimensional h_s/D_{n50}.

En la Fig. 6 se puede observar como para el caso de ejemplo hay un rango de profundidades relativas para las cuales el daño es excesivo y no sería posible diseñar con ese tamaño de escollera. En esos casos, para reducir el daño de la berma, la Ec. (7) puede emplearse para determinar una posición más estable moviendo el pie de la estructura aguas adentro o hacia afuera en el rango $-0.5 \leq h_s/D_{n50} \leq 5.0$. Cuando eso no sea posible por condicionantes técnicos, económicos u operacionales, una alternativa de diseño puede ser construir una berma de sacrificio siguiendo la metodología propuesta por Herrera et al. (2016).

3.2. Bermas de pie de sacrificio

Tal y como se ha comentado anteriormente, los parámetros habituales de daño no son del todo apropiados para caracterizar bermas de pie anchas. Al aumentar el ancho de la berma ($B_t=n_tD_{n50}>3D_{n50}$), es necesario distinguir entre bermas de pie nominales y de sacrificio.

La Fig. 7 muestra el daño total de la berma de pie (N_{od}) y el daño de la berma de pie nominal (N_{od}*) medido en los ensayos realizados por Herrera et al. (2016) con tamaño de escollera D_{n50}(cm)=3.04 y n_t=3, 5 y 12, en función de la variable $(H_{s0}L_{0p})^{1/2}$.

N_{od} aumenta al aumentar el ancho de la berma (n_t), mientras que N_{od}* se reduce. Es decir, dado un tamaño de piedra, bermas de pie más anchas reducen el daño de la berma de pie nominal mientras que aumentan el daño total. Por tanto, N_{od} no es un buen estimador del daño de bermas de pie anchas ($B_t>3D_{n50}$), siendo N_{od}* más apropiado para su diseño.

Considerando el daño de la berma de pie nominal (N_{od}*), Herrera et al. (2016) proponen una metodología para disminuir el tamaño de escollera necesario en fondos con pendiente m=1/10, cuando no es posible encontrarlo en cantera.

Dado un oleaje de diseño, la Ec. (7) propuesta por Herrera y Medina (2015) se puede aplicar en primer lugar para el diseño de bermas de pie estándar de $3D_{n50}$ de ancho y $2D_{n50}$ de alto, en el rango $0.02 \leq s_{0p} \leq 0.07$, $-0.15 \leq h_s/H_{s0} \leq 1.5$ y $-0.5 \leq h_s/D_{n50} \leq 5.0$. La Ec. 9 puede aplicarse posteriormente para reducir el tamaño necesario al aumentar el ancho ($B_t=n_tD_{n50}$ and $n_t \leq 12$), donde $D_{n50,3}$ es el diámetro nominal requerido para una berma de $3D_{n50}$ de ancho y $D_{n50,nt}$ es el diámetro nominal para la berma más ancha de $B_t=n_tD_{n50,nt}$ (ver Fig. 8).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

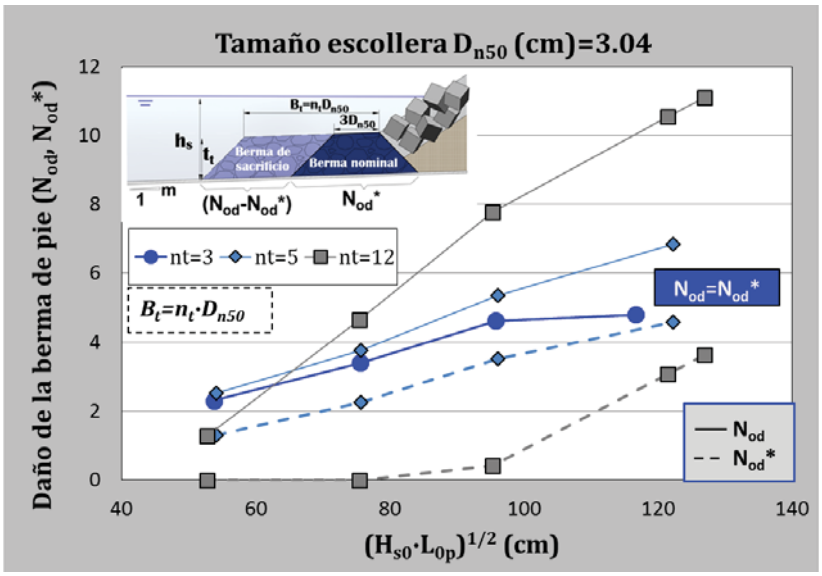


Fig. 7. Daño total de la berma de pie (N_{od}) y daño de la berma nominal (N_{od}) medido en los ensayos realizados por Herrera et al. (2016) con tamaño de escollera D_{n50}(cm)=3.04.*

$$\frac{D_{n50,nt}}{D_{n50,3}} = \left(\frac{3}{n_t}\right)^{0.4} \quad (9)$$

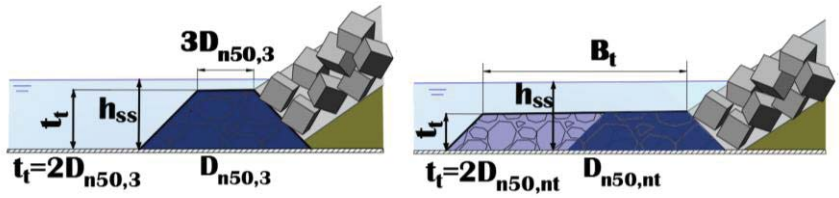


Fig. 8. Berma de pie estándar (izq.) y berma de pie equivalente de $B_t=n_tD_{n50,nt}$ (dcha).

La Fig. 9 muestra la reducción en el peso de la escollera dado según la Ec. (9) al aumentar el ancho de la berma hasta n_t=12. En este caso, el peso requerido para una berma de pie estandar (n_t=3) colocada sobre pendiente de fondo m=1/10 se calcula usando la Ec. (7) para un valor de daño de diseño de $N_{od}=N_{od}$*=1. Para un oleaje de H_{s0}(m)=5 and T_p(s)=11 y un calado en el pie de la berma nominal o estándar de h_s(m)=h_{ss}(m)=4.5, se obtiene un peso de 30 toneladas. Aplicando la Ec. (9), el peso de escollera se reduce a W(t)=13, 8.7 y 5, al aumentar el ancho a nt=6, 9 y 12, respectivamente.

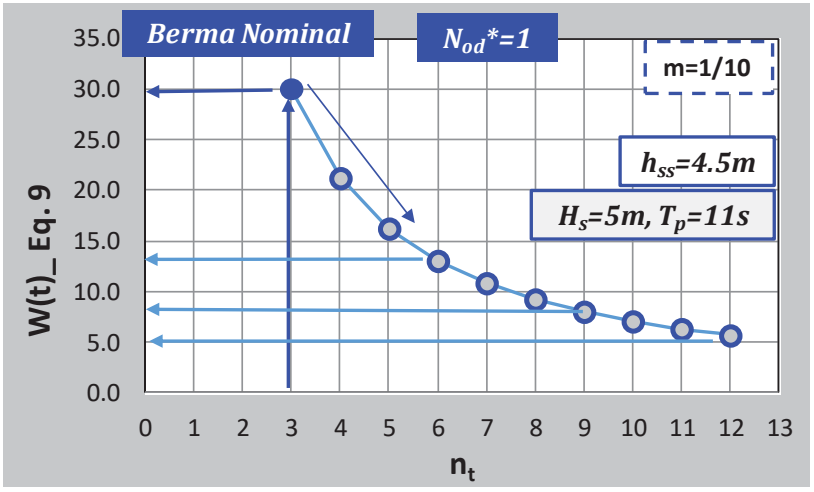


Fig. 9. Reducción del peso de escollera seún ancho de berma dado por la Ec.(9).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Conclusiones

El diseño de la berma de pie es crucial para garantizar la estabilidad de diques rompeolas colocados a poca profundidad y con oleaje rompiendo por fondo. La estabilidad de esta berma de pie depende fundamentalmente de tres factores: (1) el oleaje de diseño, (2) la profundidad a pie de dique y (3) la pendiente del fondo.

La mayoría de formulas existentes para el diseño de bermas de pie de escollera están basadas en ensayos de laboratorio con pendientes de fondo suaves y bermas sumergidas (h_t>>0). En estas condiciones, el daño de la berma de pie usualmente disminuye al aumentar h_s.Sin embargo, en costas rocosas con fondos de fuerte pendiente, los diques pueden requerir bermas de pie emergidas con escollera de gran tamaño. Según Herrera y Medina (2015) la peor situación se corresponde con profundidades próximas a la coronación de la berma; para bermas de pie estándar de ancho $B_t=3D_{n50}$ y alto $t_t=2D_{n50}$, coincide con profundidades relativas de $h_s/D_{n50}=3$. En estas condiciones, para ciertos oleajes de cálculo, el tamaño de escollera requerido puede superar el existente en cantera (W (t)≈6 a 9). Una posible solución a este inconventiente podría ser mover la posición del pie de dique hacia aguas profundas o hacia aguas más someras con el fin de aumentar la estabilidad de la berma, o aumentar el ancho de la berma de pie y reducir el peso de la escollera.

Al diseñar bermas de pie anchas (B_t>$3D_{n50}$), los valores habituales de daño (N_{od} o $N_{\%}$) no son del todo recomendables ya que bermas de pie más anchas dan valores mayores de N_{od} o $N_{\%}$, a pesar de ser más resistentes. Así pues, en estos casos con B_t>$3D_{n50}$, es necesario distinguir dos partes en la berma: (1) berma de pie nominal que realmente soporta los elementos del manto y (2) berma de pie de sacrificio, que protege a la berma de pie nominal.

Al considerar bermas de pie con B_t>$3D_{n50,}$ es el daño de la berma de pie nominal (N_{od}*) el que debe considerarse para el diseño. Al emplear N_{od}*, los niveles comunes de daño (N_{od} * <0.5-sin daños; N_{od} * ≈1-movimientos significativos; N_{od}* ≈2-daño moderado; N_{od}*> 4-fallo) ya son directamente aplicables a bermas de pie anchas.

Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad (BIA2012-33967) y el apoyo del programa FPU (Formación del Profesorado Universitario) financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte (primer autor: FPU13/01872).

Referencias

CIRIA/CUR/CETMEF (2007). *The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering (2nd edition)*. CIRIA, London, p.C683.

Ebbens, R.E. (2009). "Toe Structures of Rubble Mound Breakwaters. Stability in Depth Limited Conditions". M.Sc. thesis Delft. Delft University of Technology, Delft.

Gerding, E. (1993). "Toe Structure Stability of Rubble Mound Breakwaters". M.Sc. thesis Delft and Delft Hydraulics Report H1874. Delft University of Technology, Delft.

Herrera, M.P., Molines J. y Medina, J.R. (2016). "Hydraulic stability of nominal and sacrificial toe berms for mound breakwaters on steep sea bottoms" en *Coastal Engineering* 114, 361-368.

Herrera, M.P. y Medina, J.R. (2015). "Toe berm design for very shallow waters on steep sea bottoms" en *Coastal Engineering* 103, 67-77.

Muttray, M. (2013). "A pragmatic approach to rock toe stability" en *Coastal Engineering* 82, 56–63.

USACE (1984). *Shore Protection Manual*. U.S. Army Coastal Engineering Research Center. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.

Van der Meer, J.W. (1998). "Geometrical Design of Coastal Structures" en Pilarczyk, K.W. (Ed.). Seawalls, Dikes and Revetments. Balkema, Rotterdam. 15 pages.

Van Gent, M.R.A. y Van der Werf, I.M. (2013). "Rock toe stability of rubble mound breakwaters" en *Coastal Engineering* 83, 166-176.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Comportamiento hidrodinámico y sensibilidad de los esquemas de diseño en estructuras de gravedad aplicadas a energías eólicas marinas

Escobar, Adrián[a]; López-Gutiérrez, José Santos[b]; Esteban, María Dolores[c] y Negro, Vicente[d]
[a]Grupo de Medio Marino, Costero y Portuario y otras Áreas Sensibles, Universidad Politécnica de Madrid, España, adrian.escobar.pastor@alumnos.upm.es, [b]Grupo de Medio Marino, Costero y Portuario y otras Áreas Sensibles, Universidad Politécnica de Madrid, España, josesantos.lopez@upm.es, [c]Grupo de Medio Marino, Costero y Portuario y otras Áreas Sensibles, Universidad Politécnica de Madrid, España, mariadolores.esteban@upm.es, [d]Grupo de Medio Marino, Costero y Portuario y otras Áreas Sensibles, Universidad Politécnica de Madrid, España, vicente.negro@upm.es.

Resumen

Las tipologías estructurales utilizadas actualmente en la generación de energía offshore dependen principalmente de la capacidad portante del terreno, la profundidad del emplazamiento, las condiciones de oleaje, las características del parque y el impacto en el paisaje. El uso de estructuras con cimentación de gravedad (GBS) frente a otro tipo de estructuras está sujeto a estos condicionantes de entrada. El objetivo de este trabajo es facilitar la toma de decisiones relacionadas con el diseño de estructuras GBS, aplicando diferentes esquemas de cálculo para los dos dominios hidrodinámicos existentes, D/L<0.20 (Morison) y D/L>0.20 (Difracción); observando cómo se pueden complementar los modelos basados en el cálculo de fuerzas hidrodinámicas de inercia y arrastre, con los esquemas en presiones hidrodinámicas derivados de la mecánica de ondas, en el diseño previo. Este nuevo enfoque innovador podrá ser utilizado como guía para asegurar un diseño adecuado de estructuras GBS en ubicaciones con profundidades entre los 20 y los 40 metros en las que se pretende implantar esta tipología de cimentación, y, por otra parte, servirá para identificar si dichas ubicaciones son adecuadas para la construcción de este tipo de cimentación.

Palabras clave: *cimentaciones de gravedad, parques eólicos offshore, fuerzas hidrodinámicas.*

1. Introducción

El objeto de esta investigación es fruto del importante crecimiento que ha experimentado el sector de la energía eólica a nivel mundial, observando con especial interés a la energía eólica *offshore*, ya que tiene una capacidad de producción muy superior a la de su homóloga *onshore*. Sin embargo, este gran crecimiento de la energía *offshore* se está viendo reflejado en la búsqueda de una mayor eficiencia de las instalaciones y, en consecuencia, en la selección de emplazamientos que permitan la construcción de aerogeneradores cada vez más grandes. Este hecho se traducirá en tres factores principales: un aumento de la profundidad de instalación, un incremento de las cargas hidrodinámicas que sufre la estructura y, por lo tanto, un aumento del diámetro de la estructura debido a que, para mayores cargas y mayor profundidad, la estructura debe ser más resistente.

El principal problema de esta tendencia es que el cálculo de las cargas hidrodinámicas generadas por el oleaje presenta un gran número de incertidumbres, que se incrementan aún más a medida que aumenta la distancia a la costa, y, por lo tanto, la profundidad de instalación (Negro *et al.,* 2014). Por ello, uno de los aspectos más importantes que el diseñador debe decidir para afrontar este reto es la elección de la tipología estructural más adecuada.

Los principales criterios de selección son: la capacidad portante del fondo marino, la profundidad, el oleaje, las características específicas del parque eólico marino y, por último, los efectos adversos sobre la costa. En la actualidad, al menos en Europa, según el último informe proporcionado por la EWEA (EWEA, 2017), el 80,8% de todas las unidades instaladas corresponde a la tipología de monopila, seguida por la tipología de cimentaciones por gravedad, en segundo lugar, con un 7,5%.

El caso de las estructuras con cimentación por gravedad es particularmente interesante, porque poseen dos áreas completamente diferentes desde un punto de vista hidrodinámico. Por un lado, la parte superior, formada por el fuste, debido a su esbeltez y pequeño diámetro, se comporta como una estructura en un dominio de cálculo de flujo separado,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

es decir, sufre cargas hidrodinámicas generadas por las fuerzas de inercia y de arrastre o viscosidad. Por otro lado, en la parte inferior, debido al aumento que experimenta el diámetro de la estructura en la sección correspondiente a la base de la cimentación por gravedad, las fuerzas de arrastre se vuelven insignificantes y aparecen fuerzas de difracción, por lo que la estructura pertenece a un dominio de cálculo dentro del rango de difracción.

La relación entre ambos dominios se establece por la relación D/L, siendo D el diámetro de la estructura y L la longitud de onda del oleaje incidente. El límite de la sección de la estructura perteneciente al dominio de flujo separado viene marcado por $D/L<0,2$, mientras que la sección perteneciente al dominio de difracción es $D/L>0,2$.

2. Estado del arte

La teoría utilizada como base para el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas pertenecientes al rango de flujo separado establece que la fuerza hidrodinámica total es la suma directa de las fuerzas de inercia y de arrastre, variando estas en el tiempo sobre una unidad de longitud de un cilindro inmóvil (Morison *et al.*, 1950). Esta formulación fue modificada posteriormente, mediante una corrección de segundo orden, para tener en cuenta los efectos no lineales (Lighthill, 1979). Después, esta corrección de segundo orden fue mejorada, demostrándose que la fuerza total no puede ser calculada a partir de la suma simple de fuerzas de inercia y de arrastre, como si fueran dos fenómenos aislados, proponiéndose una formulación que tiene en cuenta la interacción entre ambas fuerzas (Sarpkaya, 2001). Este nuevo enfoque demostró que la descomposición de Lighthill sólo es válida para $KC\rightarrow 0$, $\beta\rightarrow\infty$, siendo KC el número de Keulegan-Carpenter y β el número de Sarpkaya. No obstante, Sarpkaya no pone en duda la validez de la fuerza total dada por la expresión de Lighthill.

Por otra parte, el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas en el rango de difracción fue resuelto mediante una solución matemática exacta para caracterizar la difracción generada por un oleaje regular y lineal sobre un cilindro inmóvil (MacCamy y Fuchs, 1954). Posteriormente, Chakrabarti desarrolló su propia formulación compacta para el rango de difracción, obteniendo las fuerzas hidrodinámicas generadas por un oleaje no lineal, comparando posteriormente estos resultados con los obtenidos mediante métodos empíricos (Chakrabarti, 1972). Después, Molin desarrolló la solución matemática exacta del término de segundo orden de la formulación de difracción, corrigiendo la fórmula de MacCamy y Fuchs para tener en cuenta los efectos no lineales de segundo orden en el cálculo (Molin, 1979). Finalmente, con la proliferación de la informática, aparecieron nuevos métodos de cálculo de las fuerzas hidrodinámicas en el rango de difracción utilizando el Método de los Elementos Límite o BEM (Yang *et al.,* 1992).

Dentro del campo de investigación aplicado al cálculo de estructuras pertenecientes al rango de difracción, el investigador Goda, con la preocupación de obtener una fórmula válida, tanto para las zonas de oleaje estacionario como para la zona de oleaje roto, desarrolló una nueva metodología para el cálculo de los diques verticales (Goda, 1975), que posteriormente sería mejorada por él mismo (Goda, 1985). La aplicación de esta formulación se dedicó principalmente a la resolución de casos de estructuras dentro del rango de difracción como los diques verticales, obteniendo una fiabilidad y precisión en los resultados que ha sido ampliamente aprobada por diferentes autores de todo el mundo. Por ello, se va a utilizar la formulación desarrollada por Goda, a lo largo del presente estudio, para hallar la solución de la sección de las estructuras que se encuentra dentro del dominio de difracción.

3. Metodología

Para este análisis se han seleccionado tres parques eólicos europeos con cimentaciones de gravedad. El primer parque eólico offshore es Scarweather Sands en el Reino Unido, ubicado en la bahía de Bristol. No está activo ya que fue cancelado en 2009. No obstante, ha podido ser utilizado para este análisis, debido a la disponibilidad de la información relativa a sus características estructurales y de clima marítimo (Harris *et al.*, 2010; Whitehouse *et al.,* 2011). El segundo parque eólico offshore es Nysted en Dinamarca. Este parque se encuentra a 10 km de la ciudad de Nysted, en el sur de la isla de Lolland, en Dinamarca. La extensión total del parque eólico ocupa una superficie aproximada de 28 km^2 y comenzó a operar en diciembre de 2003, (Deutsche WindGuard, 2007). Por último, el parque eólico offshore Thornton Bank en Bélgica, situado a 30 km de la costa belga, en el Mar del Norte. Durante una primera fase se instalaron 6

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

aerogeneradores de 5 MW de potencia a profundidades entre 12 y 28 m (Carrol *et al.*, 2010). A continuación, se muestran en la tabla 1 las principales variables para cada uno de los parques eólicos offshore seleccionados.

Parámetro	Scarweather sands (Reino Unido)	Nysted (Dinamarca)	Thornton Bank (Bélgica)
Longitud de onda	23,1 a 52,3 m	75 m	75 m
Período de pico	6 s	6 s	7 s
Altura de ola significativa	2,8 a 4,4 m	3,5 m	4,0 m
Profundidad	3 a 16 m	6 a 9,5 m	10 a 24 m
Diámetro máximo	2,2 m	3,5 m	6,5 m
Diámetro mínimo	12 m	15 m	17 m

Tabla 1. Principales parámetros de los tres parques eólicos offshore seleccionados.

El análisis consistirá en el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas sufridas por cada uno de los tres parques eólicos marinos seleccionados, mediante tres procedimientos diferentes. El primer procedimiento a aplicar será la fórmula de Goda (1985) a todo el dominio del cálculo, es decir, desde la base de la estructura hasta el punto más alto del fuste. El segundo procedimiento aplicará la teoría de Morison (1950) a todo el ámbito del cálculo, incluidas las correcciones de Lighthill (1979) y Sarpkaya (2001). Y finalmente, el tercer procedimiento aplicará la teoría de Goda a la sección de la cimentación de gravedad que se encuentra dentro del dominio de difracción, y la teoría de Morison a la sección del fuste que pertenece al dominio de flujo separado, tal y como se muestra a continuación en la Figura 1.

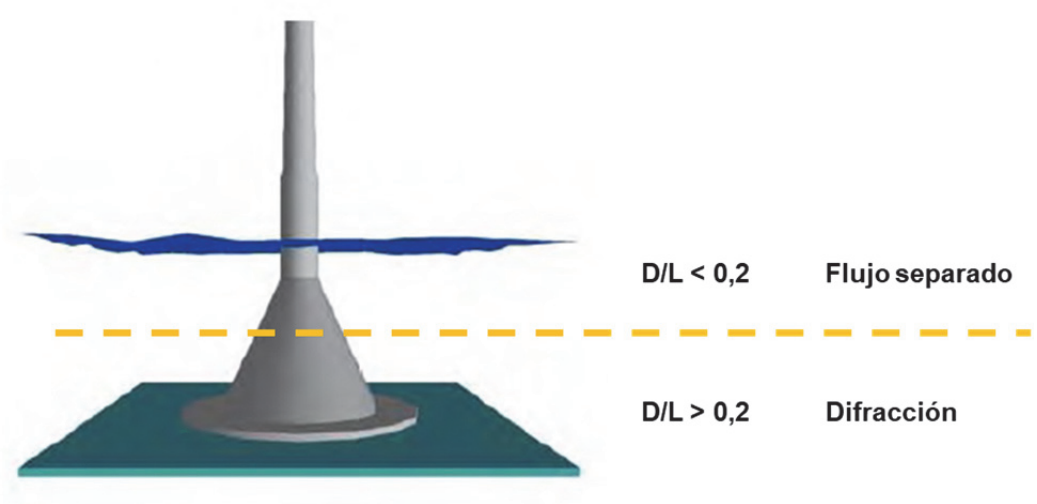


Fig. 1. Esquema de cálculo hidrodinámico para una GBS

Para ello se va a utilizar el modelo de cálculo avanzado, desarrollado por Escobar *et al.* (2016a), que tendrá en cuenta: la caracterización completa de la mecánica de ondas, proporcionando los valores del campo de velocidades, aceleraciones y presiones, en cada punto del fluido; la caracterización de las fuerzas hidrodinámicas sobre la estructura, teniendo en cuenta la aparición de efectos de no lineales y de difracción; y por último, incorporando en el análisis, el comportamiento dinámico de la estructura y el efecto de acoplamiento que sufre la misma, con el oleaje incidente.

Además, el modelo de cálculo avanzado incorporará por primera vez en la historia, la influencia de la temperatura del agua y la salinidad, sobre las fuerzas hidrodinámicas generadas, tal y como describe Escobar *et al.* (2016b).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

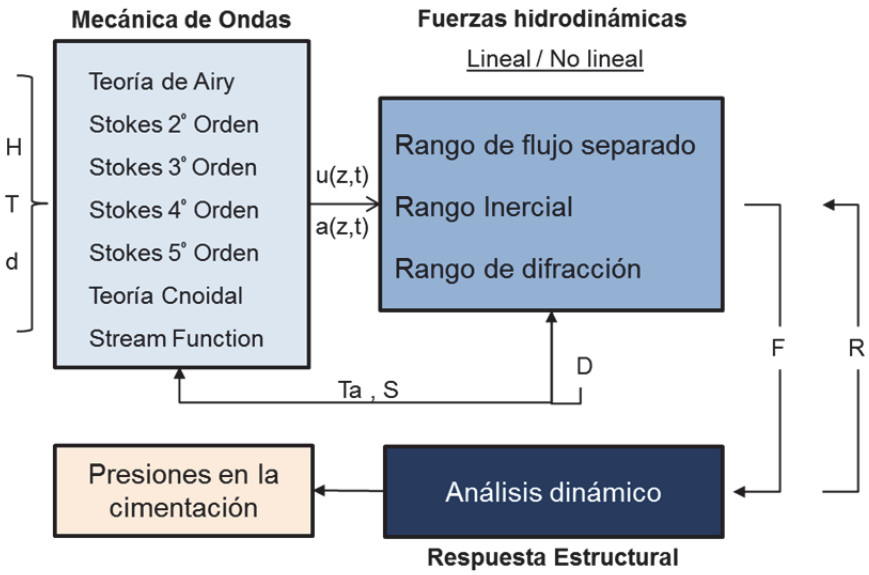


Fig. 2. Procedimiento de cálculo avanzado

Donde las variables mostradas son: la altura de ola significativa (H), el periodo de pico (T), la profundidad (d), la temperatura del agua (Ta), la salinidad (S), el campo de velocidades (u) y el de aceleraciones (a), el diámetro de la estructura (D), la fuerza hidrodinámica generada (F) y la respuesta estructural (R). El software desarrollado para llevar a cabo el cálculo avanzado muestra el flujo de velocidades y aceleraciones, calculado según las variables de clima marítimo, como se muestra en la Figura 3.

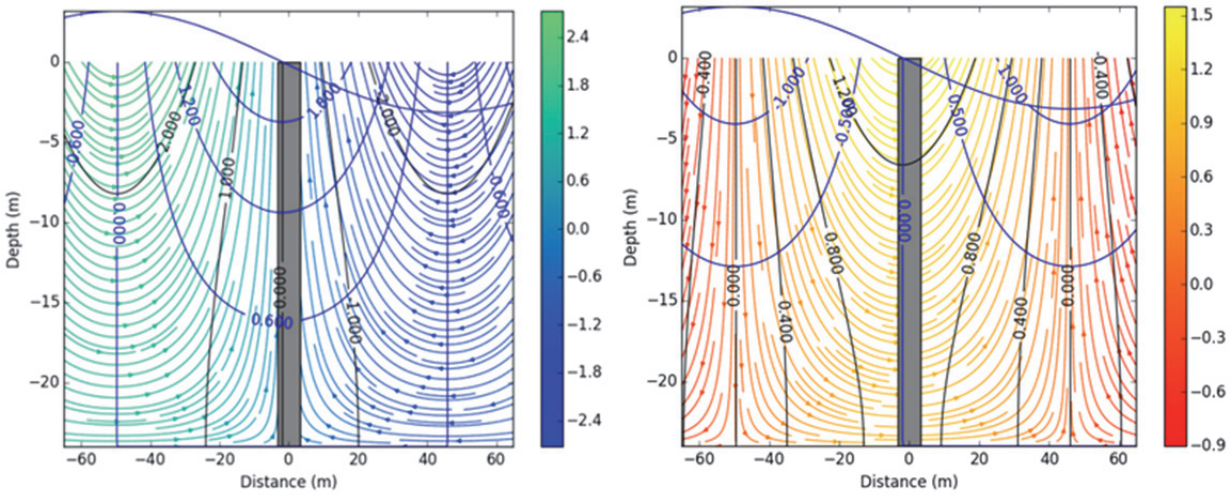


Fig. 3. Ejemplo de cálculo del campo de velocidades y aceleraciones

Por otro lado, el software da el perfil de cargas hidrodinámicas sufridas por la GBS a lo largo de todo el eje vertical para el caso más desfavorable, como se muestra a continuación en la figura 4.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

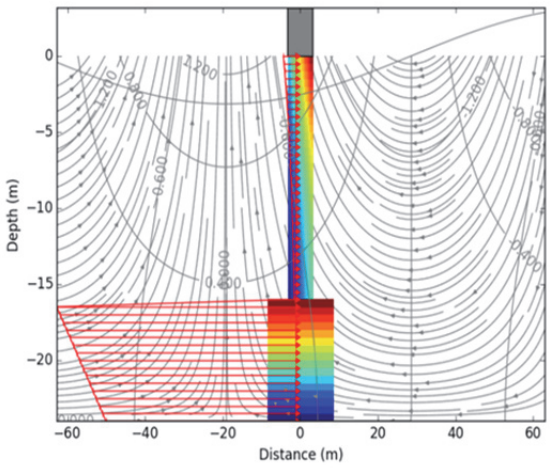


Fig. 4. Ejemplo de estado pésimo de cargas que sufre la estructura

4. Resultados

Las tablas 2, 3 y 4 muestran los resultados de los casos de cálculo descritos en el apartado anterior. Para ello, se indicará la fuerza máxima en la parte superior del fuste (F1), la fuerza máxima en la parte inferior del fuste que se une con la base de gravedad (F2), la fuerza máxima en la parte superior de la cimentación (F3), y, finalmente, la fuerza máxima en la parte inferior de la cimentación (F4). La figura 5 muestra la numeración de las fuerzas a visualizar.

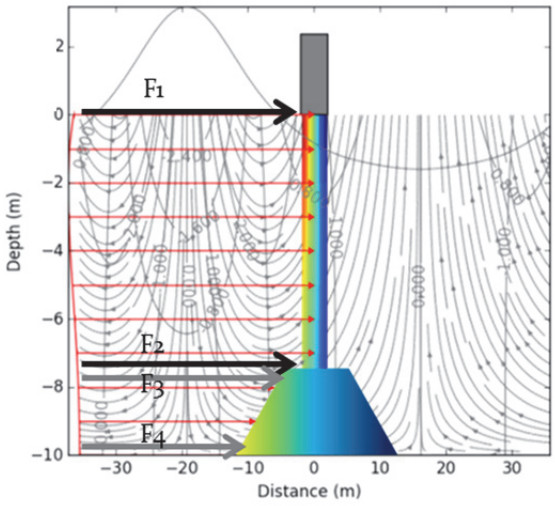


Fig. 5. Esquema de cargas mostrado en las tablas 2, 3 y 4.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para cada uno de los parques analizados:

Fuerza	Procedimiento I (Goda)	Procedimiento II (Morison)	Procedimiento III (Mixto)
F_1	38,4978 kN	12,583 kN	12,583 kN
F_2	22,0282 kN	4,8396 kN	4,8396 kN
F_3	168,9454 kN	286,8337 kN	168,9454 kN
F_4	93,2229 kN	231,2498 kN	93,2229 kN

Tabla 2. Fuerzas máximas para el caso de Scarweather Sands (Reino Unido).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Fuerza	Procedimiento I (Goda)	Procedimiento II (Morison)	Procedimiento III (Mixto)
F_1	86,9941 kN	45,7894 kN	45,7894 kN
F_2	63,208 kN	26,2007 kN	26,2007 kN
F_3	305,0686 kN	607,1782 kN	305,0686 kN
F_4	238,0793 kN	554,8807 kN	238,0793 kN

Tabla 3. Fuerzas máximas para el caso de Nysted (Dinamarca).

Fuerza	Procedimiento I (Goda)	Procedimiento II (Morison)	Procedimiento III (Mixto)
F_1	313,3502 kN	92,5187 kN	92,5187 kN
F_2	240,6323 kN	61,3602 kN	61,3602 kN
F_3	628,1573 kN	419,1533 kN	628,1573 kN
F_4	533,6591 kN	397,0493 kN	533,6591 kN

Tabla 4. Fuerzas máximas para el caso de Thornton Bank (Bélgica).

A partir de estos resultados, la tabla 5 muestra la fuerza horizontal máxima (F_T) y el momento flector máximo que sufre la cimentación (M_T), calculados según los tres procedimientos de cálculo definidos en el apartado anterior, para cada uno de los tres parques eólicos marinos seleccionados.

Fuerza / Momento	Scarweather sands (Reino Unido)	Nysted (Dinamarca)	Thornton Bank (Bélgica)
F_T (Goda)	1.083,67 kN	1.386,93 kN	3.255,68 kN
F_T (Morison)	1.562,88 kN	2.171,19 kN	2.799,80 kN
F_T (Mixto)	858,61 kN	1.140,49 kN	2.351,67 kN
M_T (Goda)	6.060,17 kN·m	4.711,61 kN·m	38.728,58 kN·m
M_T (Morison)	5.550,22 kN·m	4.821,98 kN·m	25.620,67 kN·m
M_T (Mixto)	3.500,77 kN·m	3.092,31 kN·m	24.128,96 kN·m

Tabla 5. Máxima fuerza horizontal y máximo momento flector que sufre la cimentación.

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla 5, se procede a mostrar en la tabla 6 el cálculo de las diferencias relativas entre los resultados obtenidos por el procedimiento 1, que aplica la fórmula de Goda de manera generalizada, y los resultados obtenidos por el procedimiento 3, que utiliza el modelo de cálculo mixto con la fórmula de Morison para la sección del fuste y la fórmula de Goda para la sección de base. Para ello, se utilizarán las siguientes expresiones:

$$F_{1-3} = \frac{F_1 - F_3}{F_3} \qquad (1)$$

$$M_{1-3} = \frac{M_1 - M_3}{M_3} \qquad (2)$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Diferencia relativa	Scarweather sands (Reino Unido)	Nysted (Dinamarca)	Thornton Bank (Bélgica)
Error fuerza total (F_{1-3})	26.21%	21.61%	38.45%
Error momento flector total (M_{1-3})	73.11%	52.37%	60.54%

Tabla 6. Error relativo entre el procedimiento 1 y el procedimiento 3.

De acuerdo con los resultados mostrados en la tabla 5, las diferencias relativas entre los resultados obtenidos por el procedimiento 2, que aplica la fórmula Morison de manera generalizada y, los resultados obtenidos por el procedimiento 3, pueden observarse en la tabla 7. Para ello, se utilizarán las siguientes expresiones:

$$F_{2-3} = \frac{F_2 - F_3}{F_3} \quad (3)$$

$$M_{2-3} = \frac{M_2 - M_3}{M_3} \quad (4)$$

Diferencia relativa	Scarweather sands (Reino Unido)	Nysted (Dinamarca)	Thornton Bank (Bélgica)
Error fuerza total (F_{2-3})	82.02%	90.37%	19.06%
Error momento flector total (M_{2-3})	58.54%	55.93%	6.20%

Tabla 7. Error relativo entre el procedimiento 2 y el procedimiento 3.

5. Discusión

Los resultados mostrados en la sección anterior revelan diferencias importantes entre los resultados generados por el método mixto y los resultados generados por los otros dos procedimientos. En primer lugar, la aplicación generalizada de la fórmula de Morison a todo el dominio de cálculo proporciona valores excesivamente conservadores en las partes inferiores de la estructura cuando D/L > 0,2. Las diferencias máximas relativas producidas con respecto a la fuerza total y al momento flector total son del 90,37% y del 58,54%, respectivamente, como puede observarse en el cuadro 7. Estas variaciones se deben a diferencias en la estimación de las cargas hidrodinámicas en la base de la estructura, que alcanzan el 113%, como puede observarse al calcular las diferencias relativas de los valores mostrados en las tablas 2, 3 y 4. Por lo tanto, esta formulación no es válida para evaluar la sección de la base gravitatoria, invalidando los modelos que usan sólo la fórmula de Morison para evaluar la GBS.

En segundo lugar, la aplicación generalizada de la fórmula de Goda a todo el dominio del cálculo también proporciona valores excesivamente conservadores en las partes superiores de la estructura cuando D/L < 0,2. Las diferencias máximas relativas producidas con respecto a la fuerza total y al momento flector total son del 38,45% y 73,11% respectivamente, como se puede observar en la tabla 6. Estas variaciones se deben a diferencias en la estimación de las

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

cargas hidrodinámicas en la sección del fuste de la estructura que alcanzan el 247%, como puede observarse al calcular las diferencias relativas de los valores mostrados en las tablas 2, 3 y 4. Por lo tanto, esta formulación tampoco es válida para evaluar la sección del fuste, invalidando los modelos que usan sólo teorías de difracción para evaluar la GBS.

6. Conclusiones

A lo largo de este estudio se ha observado la necesidad de dividir el dominio de cálculo de las estructuras con cimentaciones de gravedad (GBS) en dos secciones independientes, evaluando la sección del fuste con el conjunto de teorías de flujo separado y, por otro lado, analizando la sección de la cimentación con las formulaciones comprendidas dentro de la teoría de difracción.

Además, debido al significativo coste computacional que implica la realización de los cálculos dentro del rango de difracción mediante la utilización de modelos BEM, se ha propuesto la utilización dentro del procedimiento de cálculo mixto, de una de las formulaciones más ampliamente aceptadas para calcular estructuras en el rango de difracción, la teoría de Goda (1985) que aporta una gran precisión al cálculo sin generar una gran dificultad de cálculo o un importante coste computacional.

En conclusión, la aplicación del método mixto a los casos analizados ha demostrado que los esfuerzos sufridos por las estructuras offshore tipo GBS serán del orden de entre un 20% y 60% inferiores a los estimados mediante la formulación tradicional. Por este motivo, se ha destacado la aplicación del método mixto como herramienta útil para el cálculo de estructuras GBS, demostrando que, desde un punto de vista estructural, la implantación de esta tipología estructural puede ser factible en un mayor número de lugares, si el diseño se evalúa mediante un modelo mixto.

Referencias

CARROLL, B.; COOPER, B.; DEWEY, N.; WHITEHEAD, P.; DOLPHIN, T.; REES, J.; JUDD, A.; WHITEHOUSE, R., y HARRIS, J. (2010). “A further review of sediment monitoring data”, *en Cowrie ScourSed-09, Southampton, Reino Unido,* 106 pp.

CHAKRABARTI, S.K. (1972). "Nonlinear wave forces on vertical Cylinder" *en Journal Hydraulics Division, ASCE, 98, No. HYll*, p. 1895-1909.

DEUTSCHE WINDGUARD (2007). "Case study: European Offshore Wind Farms- a survey for the Analysis of the Experiences and Lessons Learnt by Developers of Offshore Wind Farms", *Final Report, University of Groningen*.

ESCOBAR, A.; NEGRO, V.; LOPEZ-GUTIERREZ, J.S., y ESTEBAN, M.D, (2016a). "Software for predicting hydrodynamic pressures on offshore pile foundations. The next step in ocean energy development" *en Journal of Coastal Research. Special Issue, Vol.75,* p. 841-845.

ESCOBAR, A.; NEGRO, V.; LOPEZ-GUTIERREZ, J.S., y ESTEBAN, M.D, (2016b). "Influence of temperature and salinity on hydrodynamic forces" *en Journal of Ocean Engineering and Science*. *Vol.1(4),* p.325-336.

EWEA (2017). “The European offshore wind industry. Key trends and statistics 2016” *en Informe anual publicado por la EWEA en Enero de 2017,* 24 pp.

GODA, Y. (1975). "New wave pressure formulae for composite breakwaters" *en Coastal Engineering 1974*, p. 1702-1720.

GODA, Y. (1985). "Random seas and design of maritime structures", *University of Tokyo Press, Japón,* 323 pp.

HARRIS, J.M.; WHITEHOUSE, R.J.S., y SUTHERLAND, J. (2010). "Scour assessment in complex marine soils- an evaluation through case examples" *en Proceedings of the 5th International Conference on Scour and Erosion, San Francisco, USA.*

LIGHTHILL, J. (1979). "Waves and hydrodynamic loading" *en Proceedings of the 2nd International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Londres, Reino Unido,* p. 1-40.

MACCAMY, R.C. y FUCHS, R.A., (1954). "Wave forces on piles: a diffraction theory". *Washington: U.S. Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Technical Memorandum No. 69.*

MOLIN, B. (1979). "Second-order diffraction loads on three-dimensional bodies" *en Applied Ocean Research, Vol.1*, p. 197-202.

MORISON, J. R.; O’BRIEN, M. P.; JOHNSON, J. W., y SCHAAF, S. A. (1950). “The force exerted by surface piles” en Petroleum Transactions, Vol.189, p. 149–154.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

NEGRO, V.; LÓPEZ-GUTIÉRREZ, J.S.; ESTEBAN, M.D. y MATUTANO, C. (2014). ”Uncertainties in the design of support structures and foundation for offshore wind turbines” en Renewable Energy Journal, Vol.63, p. 125-132.

SARPKAYA, T. (2001). "On the force decompositions of Lighthill and Morison" en Journal of Fluids and Structures, Vol.15, p. 227-233.

WHITEHOUSE, R.J.S.; HARRIS, J.M.; SUTHERLAND, J., y REES, J., (2011). “The nature of scour development and scour protection at offshore wind farm foundations”. *Marine Pollution Bulletin, Vol.62,* p. 73-88.

YANG, C., y ERTEKIN, R. C. (1992). "Numerical Simulation of Nonlinear Wave Diffraction by a Vertical Cylinder" *en Journal of offshore mechanics and arctic engineering, Vol.114(1)*, p. 36-44.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Modelo hidrodinámico de alta resolución del Puerto de Algeciras – Proyecto SAMPA2

Sammartino, Simone[a]; Sánchez-Garrido J. Carlos[a]; Naranjo Cristina[a]; García-Lafuente Jesús[a]; Rodríguez-Rubio Pablo[b]; de los Santos-Ramos Francisco[c]; García-Sotillo Marcos[d]; Álvarez-Fanjul Enrique[d]

[a]Grupo de Oceanografía Física, Universidad de Málaga, Campus de Teatinos s/n, 29071 Málaga, ssammartino@ctima.uma.es,
[b]Portel Servicios Telemáticos, EEMM Puerto de Algeciras, Local C7, 11207 Algeciras, Cádiz,
[c]Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras, Avda. Hispanidad 2, 11207, Algeciras, Cádiz,
[d]Puertos del Estado, Dpto. de Medio Físico, Avda. del Partenón 10, 28042, Madrid

Resumen

El nuevo modelo hidrodinámico SAMPA2 consta de un sistema de tres dominios anidados capaces de reproducir la dinámica regional del Estrecho de Gibraltar y cuencas aledañas y llegar a resolver la circulación de pequeña escala del Puerto de la Bahía de Algeciras. El modelo presenta una validación muy satisfactoria en la Bahía y una notable mejora en las soluciones del dominio regional al local, dentro del puerto homónimo, derivadas del considerable incremento de resolución (de hasta ~30 m). Las corrientes superficiales de los tres dominios alimentan un módulo de evaluación de la calidad ambiental del Puerto, desarrollado para analizar la capacidad de renovación de las estructuras civiles en su interior. Un algoritmo de cálculo de trayectorias Lagrangianas de partículas virtuales especialmente adaptado al tipo de mallado del modelo y optimizado para la interacción entre partícula y contornos rígidos del Puerto, se aplica al estudio de la renovación de 8 dársenas sometidas a diversas condiciones externas de viento y fase e intensidad de la marea. Los resultados reflejan una predominancia clara del viento como factor determinante para la ventilación de las dársenas, con el Poniente responsable de una renovación uno o dos órdenes de magnitud más efectiva que el Levante.

Palabras clave: *Bahía de Algeciras, Puerto de Algeciras, modelado numérico, oceanografía operacional, trayectorias Lagrangianas, calidad de agua.*

1. Introducción

En 2010, la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras (APBA) y Puertos del Estado (PdE) junto con el Grupo de Oceanografía Física de la Universidad de Málaga (GOFIMA) comenzaron un proyecto para la puesta en marcha de un "Sistema Autónomo de medición, predicción y alerta por variables océano-meteorológicas en la Bahía de Algeciras", con el acrónimo de SAMPA. En el marco de este proyecto, GOFIMA desarrolló un modelo hidrodinámico de alta resolución que pudiera predecir el estado del Océano (nivel del mar, velocidad y dirección de la corriente, temperatura y salinidad) con un horizonte a 72h vista, en un dominio que engloba el Golfo de Cádiz y el Mar de Alborán. El mallado curvilíneo de resolución variable y máxima en el área del Estrecho de Gibraltar – Bahía de Algeciras, alcanzaba los 400 m de tamaño de celda en la misma Bahía (Fig. 1).

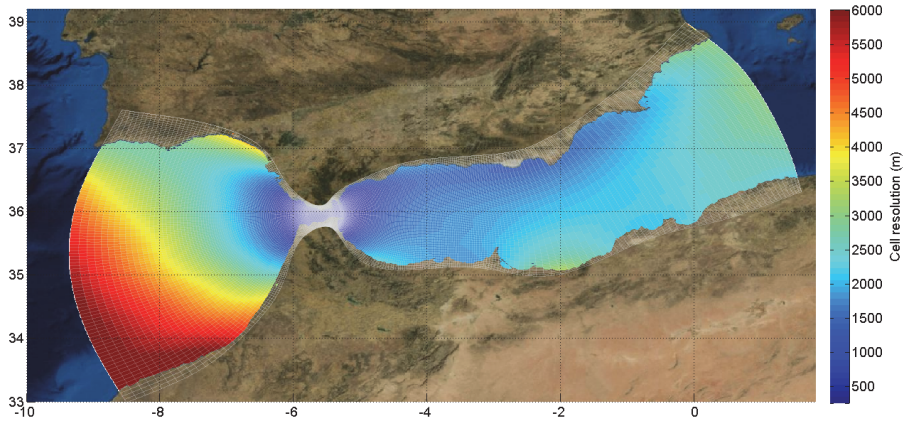


Fig. 1. Dominio del modelo SAMPA. La escala de color indica la resolución horizontal del mallado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

SAMPA fue proyecto piloto para la integración de un modelo numérico de ese alcance en un sistema operacional y tuvo una buena acogida por parte de la comunidad oceanográfica española. Los resultados del modelo se difundieron mediante dos productos operacionales servidos por la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras, con el Cuadro de Mando Ambiental (CMA, https://cma.puertos.es/), y por Puertos del Estado, con el servicio online PORTUS (http://portus.puertos.es). Estos dos productos representaron el primer ejemplo de publicación de un forecast océano-meteorológico accesible tanto al público generalizado como al personal técnico marítimo empleado en el puerto. Desde el punto de vista académico, con el modelo hidrodinámico que estaba detrás del producto operacional SAMPA se llevaron a cabo diversos estudios científicos de la dinámica del Estrecho y zonas aledañas, tanto a escala de cuenca en el Mar de Alborán (Sánchez Garrido et al. 2013, 2015), como a escala local en la propia Bahía de Algeciras (Sammartino et al. 2014; Sánchez Garrido et al. 2014), que se publicaron en revistas internacionales indexadas (Q1).

Pocos años después, en parte gracias al éxito de SAMPA, la APBA experimentó un crecimiento científico-técnico muy rápido que desembocó en la puesta en marcha del proyecto conocido como *Brain Port*, el puerto inteligente. Este proyecto preveía, entre muchos otros objetivos, la implementación de un modelo numérico de muy alta resolución que fuera capaz de resolver la dinámica portuaria dentro de las dársenas. El actual modelo SAMPA no cumplía con estos requisitos y entonces en 2015 se inició una nueva colaboración con la APBA para el "Desarrollo de un modelo de alta resolución en el Puerto de la Bahía de Algeciras", el nuevo proyecto SAMPA2.

El presente artículo describe el desarrollo del nuevo modelo numérico llevado a cabo en el marco del proyecto SAMPA2 y detalla la implementación del módulo de evaluación de la calidad de aguas del Puerto de Algeciras, acoplado al propio modelo. La sección 2 describe el desarrollo, validación y puesta en marcha del nuevo modelo, la sección 3 detalla el diseño e implementación del módulo de calidad ambiental y finalmente la sección 4 resume las conclusiones del trabajo.

2. El nuevo modelo SAMPA2

Para poder satisfacer las exigencias de la APBA, de resolver la dinámica portuaria local, el modelo SAMPA2 se ha diseñado como un sistema de dominios anidados, donde el notable incremento de resolución requerido respecto a la versión precedente se ha logrado acoplando tres mallados distintos de resolución creciente. El primer dominio (REG, Fig. 2a) corresponde en extensión al mallado del anterior modelo SAMPA (Fig. 1), aunque proporciona una resolución menor (~600 m en la zona Estrecho de Gibraltar – Bahía de Algeciras). Presenta un total de 46 niveles verticales de espesor variable y mínimo en superficie (grosor de la celda superficial = 5 m), por un total de casi 1.6 millones de nodos.

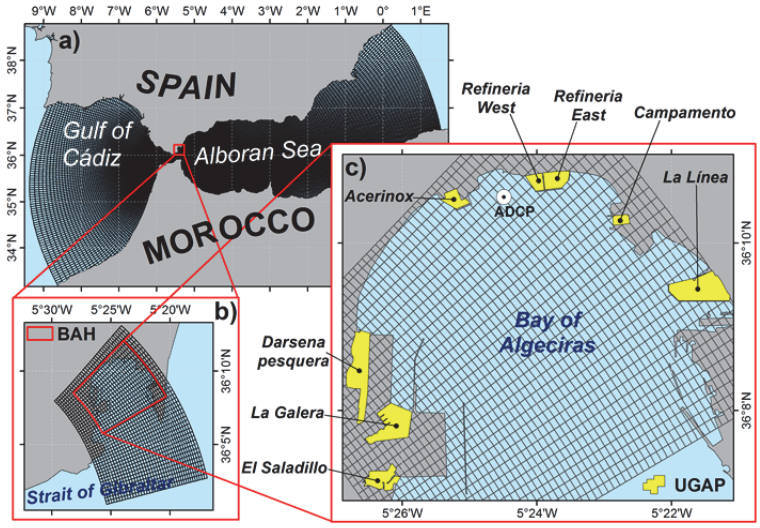


Fig. 2 . Dominios del nuevo modelo SAMPA2: REG (panel a), BAM (panel b) y BAH (panel c). En el panel b) también se muestra la extensión del dominio BAH en rojo. El mallado del dominio BAH en el panel c) está representado con una de cada 5 celdas, para su mejor visibilidad. Las dársenas (UGAPs, ver texto) analizadas en el módulo de calidad de aguas se muestran en el panel c) en color amarillo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Al dominio REG se anida el dominio BAM (acrónimo del inglés *Bay of Algeciras Medium resolution*), que cubre toda la Bahía y se extiende fuera de ella hasta aproximadamente la mitad del Estrecho (Fig. 2b). El dominio presenta una ratio de escalado de 1:4 con el REG, alcanzando una resolución de unos 150 m dentro de la Bahía, una mayor resolución vertical, con sus 35 niveles distribuidos en una profundidad máxima bastante menor que el REG y una celda superficial de 3 m de espesor, y un total de poco menos de 300.000 nodos. Con este dominio intermedio se alimenta el dominio de muy alta resolución, BAH (acrónimo del inglés *Bay of Algeciras High resolution*), que llega a alcanzar una resolución de 30 m en el interior de la Bahía (Fig. 2c). Su ratio de escalado con respecto al BAM es de 1:5 y su resolución vertical aumenta ulteriormente hasta proporcionar un grosor de la celda superficial de 2 m por 35 niveles totales. El coste computacional de este dominio de más de 1.7 millones de nodos, es comparable, si no superior, al dominio REG. La Tabla 1 resume algunas estadísticas de los tres dominios.

Dominio	Mallado	Resolución en la zona BdA-EdG	Grosor celda superficial	Total de nodos
REG	390x96x46	~600 m	5 m	1.589.760
BAM	95x88x35	~150 m	3 m	292.600
BAH	312x160x35	~30 m	2 m	1.747.200

Tabla 1. Estadísticas de los tres dominios empleados en el modelo SAMPA2. Los acrónimos BdA y EdG indican Bahía de Algeciras y Estrecho de Gibraltar, respectivamente.

Las batimetrías de los tres dominios se han calculado a partir de distintas fuentes de datos, según la resolución de cada uno de ellos. Para el dominio REG, en lugar de reinterpolar la actual batimetría del anterior modelo SAMPA, se ha recalculado la nueva a partir del modelo digital del terreno (DTM) del Observatorio Marino Europeo EMODnet (European Marine Observation and Data Network, http://www.emodnet.eu/) para la mayor parte del dominio, y la Ecocartografía del Golfo de Cádiz, de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar, perteneciente al Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA), para la zona de plataforma de toda la Provincia de Cádiz (http://www.ecocartografias.com/ecocartografia-de-cadiz/). Especial atención se ha prestado a la zona del Estrecho y a sus dos principales umbrales (Camarinal y Espartel), cuya batimetría se ha derivado del DTM de alta resolución del Estrecho de Gibraltar y Golfo de Cádiz realizado por el Instituto Español de Oceanografía (IEO). La nueva batimetría presenta mayor nivel de detalle respecto al anterior mallado de SAMPA en toda la zona del Estrecho, y pequeñas, pero no despreciables, diferencias en las áreas de las dos secciones trasversales correspondientes a los dos umbrales citados. En particular se aprecia un incremento entorno al 1-2% respecto a la superficie original de las secciones del SAMPA, que afecta directamente al tamaño de los flujos intercambiados a través del Estrecho de Gibraltar. Para los dominios BAM y BAH se han interpolado los datos procedentes de tres modelos batimétricos proporcionados por la APBA, que llegan a cubrir gran parte del área de la Bahía con resoluciones de hasta un metro, y para el resto del dominio los contornos digitalizados de la carta náutica número 52043 de la Marina Británica. Tanto para el dominio REG como para los otros dos de mayor resolución, en los datos batimétricos de profundidad se ha integrado el perfil de alta resolución de la línea de costa (cota cero) del proyecto OPENSTREETMAP (http://openstreetmapdata.com/data/coastlines).

El modelo numérico que se aplica a los tres dominios es el MITgcm (Marshall et al. 1997), ya empleado satisfactoriamente para reproducir la compleja dinámica de la zona del Estrecho (Sánchez Garrido et al. 2011, 2013), y con pequeñas modificaciones adoptadas en cada uno de los dominios para adaptar el código a las distintas resoluciones (verificación de las condiciones Courant–Friedrichs–Lewy (CFL), esquemas de parametrización de la turbulencia, etc.). Los tres modelos se ejecutan de forma secuencial, con un esquema de anidamiento de un solo sentido (one-way) en el cual el de menor resolución / mayor extensión contiene y alimenta al siguiente. En particular, los dos dominios padre REG y BAM guardan salidas cada 10 minutos y con esas se prescriben las condiciones de contorno de los correspondientes dominios hijos. Los tres dominios están estructurados para que su ejecución sea totalmente paralelizada en un total de 40 CPUs. La ejecución completa del sistema operacional con predicción a 72h vista en los tres dominios se lleva a cabo en las instalaciones de Puertos del Estado en poco más de 2 horas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.1 Forzamientos

Para el dominio REG se definen los siguientes forzamientos:

- El modelo Copernicus Marine IBI (Iberian Biscay Irish) Ocean Analysis and Forecasting system, CMEMS-IBI (Sotillo et al. 2015) proporciona los campos baroclínicos de temperatura, salinidad y velocidad horizontal prescritos como condiciones de contornos abiertos en los extremos laterales del dominio.
- El modelo NIVMAR de Puertos del Estado (Fanjul et al. 2001) proporciona el campo de velocidad normal a los contornos laterales, necesario para aplicar el efecto de la presión atmosférica sobre el intercambio neto en el Estrecho.
- El modelo HIRLAM de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET, Cats and Wolters 1996; Navascués et al. 2013) proporciona el forzamiento atmosférico superficial, en términos de stress del viento, radiación de onda corta y larga, precipitación, y humedad y temperatura del aire.
- El modelo LEGOS-POC/CLS (Carrère and Lyard 2003) proporciona los armónicos de marea para calcular el forzamiento barotrópico de velocidad mareal en los contornos laterales.

En los dominios BAM y BAH el forzamiento atmosférico proporcionado por el modelo HIRLAM se interpola a la resolución superficial del mallado, mientras que los campos baroclinos de las condiciones iniciales y de contorno son proporcionadas por los respectivos modelos padres.

2.2 Validación

El anterior modelo SAMPA, asimilable al dominio REG del actual SAMPA2, ha sido ampliamente validado durante el desarrollo del anterior proyecto y los resultados se han publicado en los informes técnicos correspondientes y en diversas publicaciones en revistas indexadas. Ejemplos de estos últimos son los trabajos de caracterización de la dinámica de la Bahía de Algeciras a escala mareal (Sammartino et al. 2014) y subinercial (Sánchez Garrido et al. 2014), las comparaciones realizadas con observaciones (Soto-Navarro et al. 2016; Jordà et al. 2017), e incluso la validación basada en experimentos de deriva Lagrangiana a escala regional (Sotillo et al. 2016). Los dominios anidados del nuevo modelo SAMPA2, sin embargo, necesitaban una validación más fina, que pudiera corroborar la validez de las soluciones a escala portuaria y de la Bahía.

A este respecto, en Octubre y Diciembre de 2015, con la colaboración y el apoyo logístico de la APBA, se llevaron a cabo sendas campañas de medida en la Bahía (Fig. 3). Por un lado se desplegaron dos parejas de fondeos profundos, una desde Octubre hasta Diciembre de 2015, y otra desde Diciembre hasta Marzo de 2016, ubicados alrededor del cañón de Algeciras en una profundidad de aproximadamente 250 m, equipados con perfiladores de corriente y sensores de temperatura y salinidad. Por otro lado se desplegaron dos fondeos someros en la batimétrica de 30 metros en el extremo Nornoroeste de la Bahía, equipados con un perfilador de corriente de alta frecuencia.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

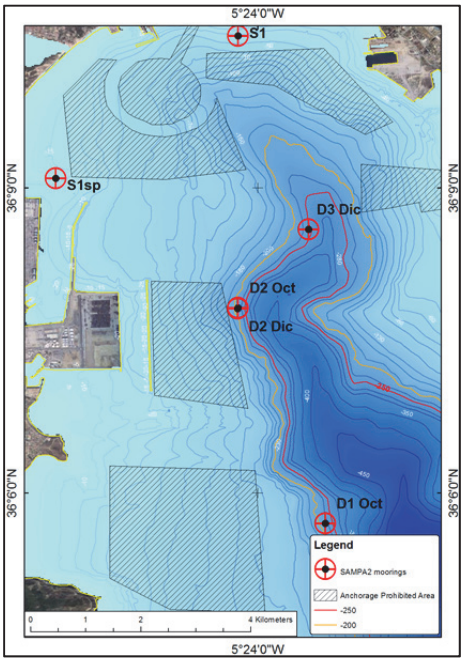


Fig. 3. Ubicación de los fondeos desplegados en Octubre y Diciembre de 2015. El fondeo D2 se mantuvo en ambas campañas en la misma posición.

Esta validación tiene la doble finalidad de evaluar la fiabilidad de las soluciones de SAMPA2 y de comparar los resultados de los distintos dominios para estimar la mejora introducida por el incremento de resolución en las áreas portuarias de la Bahía. Los resultados son generalmente muy satisfactorios y en los fondeos profundos bastante equilibrados entre los tres dominios. Donde el incremento de resolución se muestra más efectivo es en los fondeos someros, en los cuales el modelo BAH destaca sobre el REG por proporcionar soluciones notablemente más afines a las observaciones. Los resultados de los fondeo someros son muy similares y por tanto aquí sólo se presentan los obtenidos en el fondeo S1, desplegado entre Diciembre 2015 y Enero 2016, representativos de ambas estaciones.

La Tabla 2 muestra los resultados de la validación para las constituyentes M_2 y S_2 (las de mayor peso en la banda predominante semidiurna) de la corriente promediada verticalmente (barotrópica).

		OBS.	REG	BAH
Semieje mayor (cm s^{-1})		2.46±1.04	3.91±0.53	1.88±0.40
		0.63±0.84	1.51±0.56	0.99±0.42
Semieje menor (cm s^{-1})		-0.06±0.18	0.64±0.27	0.00±0.11
	M_2	-0.08±0.27	0.28±0.27	-0.01±0.11
Fase (grados)	S_2	52.9±20.8	-11.8±7.0	-37.5±13.4
		287.2±82.4	44.7±21.1	204.3±23.7
Inclinación (grados)		1.3±4.3	-20.2±4.5	2.5±3.0
		15.9±20.8	160.1±10.4	3.4±6.2
Varianza explicada (%)		10	62	20

Tabla 2. Constantes armónicas de M_2 y S_2 de la corriente barotrópica (promediada verticalmente) en S1.

El dominio BAH generalmente presenta una mayor correspondencia con las observaciones en términos de orientación y amplitud de las elipses de marea, mientras la fase de M_2 muestra una coherencia ligeramente mejor en el REG. Curiosamente el dominio REG muestra una varianza explicada sospechosamente elevada, posible indicio de una contribución determinística de la corriente no reflejada en las observaciones.

Dada la notable uniformidad de la corriente en la columna de agua en una zona tan somera, los resultados del análisis baroclino son muy coherentes con los anteriores (Fig. 4).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

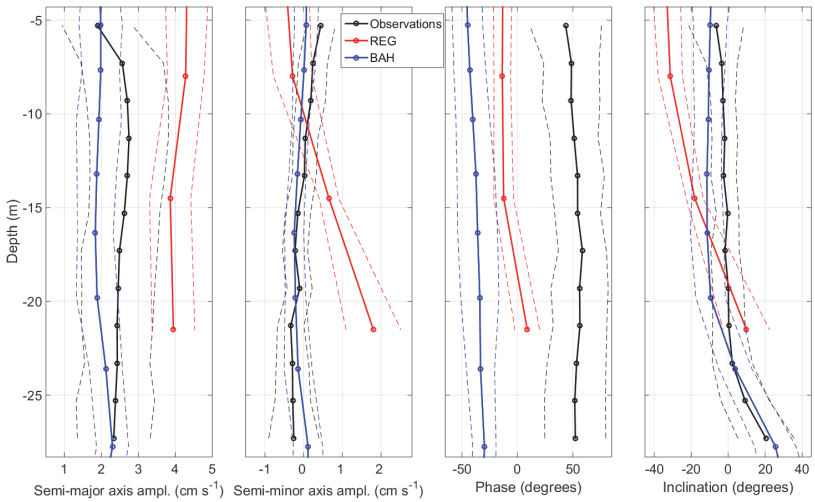


Fig. 4. Perfiles verticales de constantes armónicas para la constituyente M_2 en S1.

De nuevo las amplitudes y orientación de las elipses son mucho más coherentes en BAH que en REG, mientras que la fase sigue siendo una excepción. Resulta especialmente notable como el modelo BAH sea capaz de reproducir con tanta fidelidad corrientes tan débiles, del orden de poco cm s^{-1}.

Finalmente la coherencia entre observaciones y modelos a escala subinercial se ha analizado filtrando la componente zonal de la corriente (predominante en esa zona de la Bahía, ver orientación de las elipses en Fig. 4) para eliminar la contribución mareal (Godin 1972). La Fig. 5 muestra las series filtradas y los máximos de coeficiente de correlación (y sus respectivos desfases) obtenidos aplicando el análisis de correlación cruzadas entre observaciones y modelos.

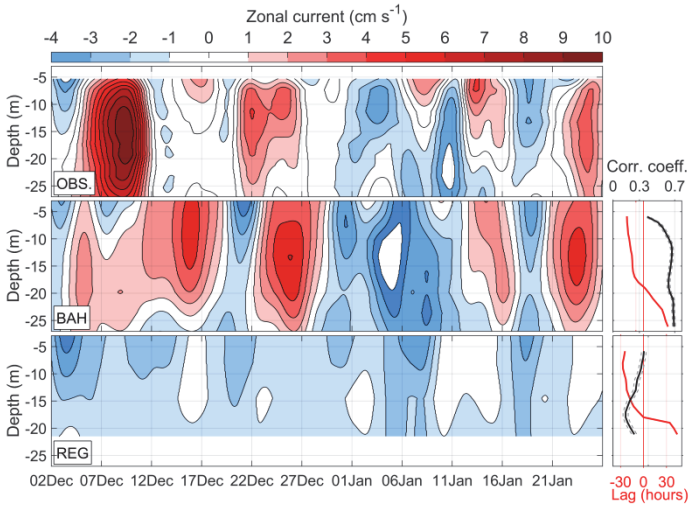


Fig. 5. Series filtradas de la corriente zonal y perfiles de máximo coeficiente de correlación (en negro) obtenidos de la correlación cruzada entre observaciones y modelos. También se muestran en rojo los desfases correspondientes a estos máximos.

La notable superioridad de los resultados del dominio BAH sobre el REG resulta evidente en un análisis visual de las series comparadas, y los resultados de la correlación cruzada lo confirman. La máxima correlación entre BAH y observaciones es siempre mayor que la obtenida para el REG, con un valor promediado verticalmente de 0.63, contra los 0.24 del dominio regional. Los desfases observados en ambas series se reducen notablemente si se elimina la primera semana de la serie en el análisis, como consecuencia de que los procesos subinerciales necesitan un tiempo ligeramente mayor del establecido por el spin-up del modelo (una semana) para ajustarse a las condiciones iniciales.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Módulo de calidad ambiental

Uno de los compromisos del proyecto SAMPA2 es proporcionar herramientas de análisis de la calidad de aguas del Puerto de Algeciras, para cumplir con los requisitos de las directrices ROM5.1-13 (Rodríguez Sánchez-Arévalo 2013). Acoplado al modelo numérico implementado en el proyecto, se ha desarrollado un módulo de cálculo de los tiempos de renovación de las aguas de la Bahía, expresamente orientado a evaluar la calidad de aguas de las dársenas de mayor interés para la autoridad portuaria local.

Algoritmo de seguimiento de trayectorias Lagrangianas

El módulo de calidad de aguas se basa en el cálculo de trayectorias Lagrangianas de partículas virtuales y la posterior estimación de ciertos índices de renovación a partir de esas trayectorias. El algoritmo de cálculo de las trayectorias es una versión del esquema Runge-Kutta de 4º orden específicamente adaptado a la integración en un modelo anidado con mallados curvilíneos, y especialmente sensible a la interacción de las partículas con los contornos rígidos del interior de las dársenas. La posición de una partícula virtual advectada por la corriente se define como:

$$x_i(t_j + \Delta t) = x_i(t_j) + \bar{U}_i(t_j, x)\Delta t + \sqrt{2} r_i R \qquad (1)$$

donde $x_i(t_j + \Delta t)$ es la posición futura de la partícula, $x_i(t_j)$ su posición actual y el término $\sqrt{2} r_i R$ una contribución aleatoria que representa una perturbación turbulenta que no llega a ser resuelta por el modelo, con r el error cuadrático medio entre la velocidad anterior y posterior al tiempo t y R un ruido blanco Gaussiano con varianza unitaria (LaCasce 2008). En cada iteración del algoritmo, el campo de velocidad se obtiene del modelo con mayor resolución que incluya la posición de la partícula en su dominio. Una de las características distintivas de este algoritmo es la estrategia empleada para modelar la interacción de la partícula con los contornos rígidos de las dársenas del puerto. Cuando la corriente prescriba una trayectoria de la partícula que intersecta el contorno, el vector de velocidad se descompone en las dos componentes paralelas y perpendiculares (con sentido hacia fuera) al contorno (Fig. 6).

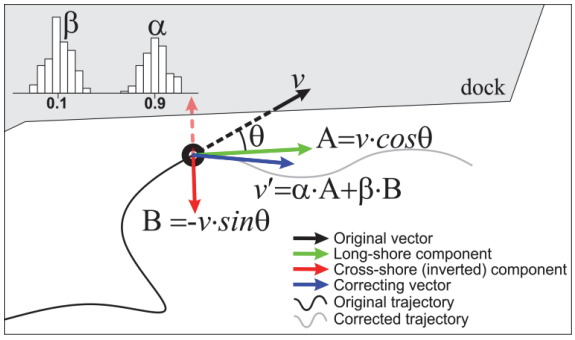


Fig. 6. Esquema de cálculo de la trayectoria de la partícula en caso de interacción con los contornos rígidos del dominio.

A ambas se aplican unos pesos con cierta componente aleatoria (α y β en la Fig. 6), pero tales que la componente longitudinal contribuya mucho más que la trasversal, y el vector resultante (en azul en la figura) se obtiene de la media ponderada de ellas. Esta estrategia reduce la posibilidad de que la partícula se quede estancada en los contornos cerrados de las dársenas simulando otros mecanismos, como el oleaje, o la agitación que la puedan advectar lejos de ellos.

3.1 Experimentos

Para obtener una caracterización lo más representativa posible de toda la casuística de circunstancias ambientales que puedan afectar a la capacidad de renovación de las dársenas, se ha ejecutado un hindcast de los tres modelos de 61 días, durante los cuales se han buscado e identificado periodos donde se diesen condiciones distintas de:

- Viento: Poniente, Levante, Calma
- Intensidad de marea: viva, muerta
- Fase de marea: llenante, vaciante

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

De la combinación de estas condiciones externas se han definido 10 escenarios distintos (pues sólo se han encontrado calmas durante marea muerta), que se han aplicado como condiciones iniciales de una serie de experimentos de lanzamiento de partículas virtuales en 8 dársenas identificadas como Unidades Portuaria de Gestión Ambiental (UGAPs, Fig. 1c).

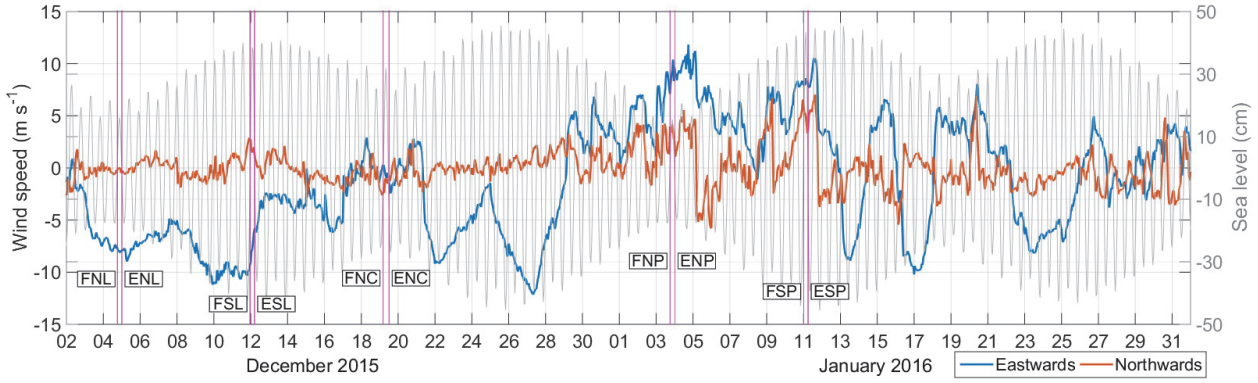


Fig. 7. Serie temporal de las dos componentes de velocidad del viento y nivel del mar en Algeciras, observadas durante el hindcast. Las líneas magentas indican los tiempos de comienzo de los experimentos, etiquetados según el código de 3 letras acorde a: fase de marea (Flood/Ebb), su intensidad (Spring/Neap) y viento (Poniente, Levante, Calma), véase también leyenda en Fig. 8.

Para cada experimento se han lanzado un total de 2400 partículas aleatoriamente distribuidas en la superficie de cada dársena (ver Fig. 1) y sus trayectorias se han seguido durante un periodo de 10 días. Las velocidades superficiales proporcionadas por los tres modelos se han guardado con un intervalo de 15 minutos, mientras que el intervalo de iteración del algoritmo de cálculo de las trayectorias se ha fijado en 3 minutos.

El índice que más realistamente describe la capacidad de renovación de un volumen de agua semi-cerrado es el tiempo de renovación. Las directrices ROM (Rodríguez Sánchez-Arévalo 2013) determinan que el tiempo de renovación de las UGAPs muy modificadas se calcula según:

$$C(t) = 100e^{-t/a} \qquad (2)$$

que describe la variación de una masa de trazador C en el tiempo t como una exponencial cuyo término a indica el tiempo necesario para que la concentración inicial se reduzca en un factor de e. En un sistema Lagrangiano como el empleado en este caso, el número de partículas presentes en el interior de las UGAPs y su variación en el tiempo representa un proxy muy adecuado de la capacidad de ventilación de la misma y puede ser aproximado por la exponencial (2) para obtener una estima de a en cada una de las condiciones definidas anteriormente.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.2 Resultados

La Fig. 8 muestra los resultados de los 80 experimentos realizados en las 8 UGAPs del Puerto de Algeciras.

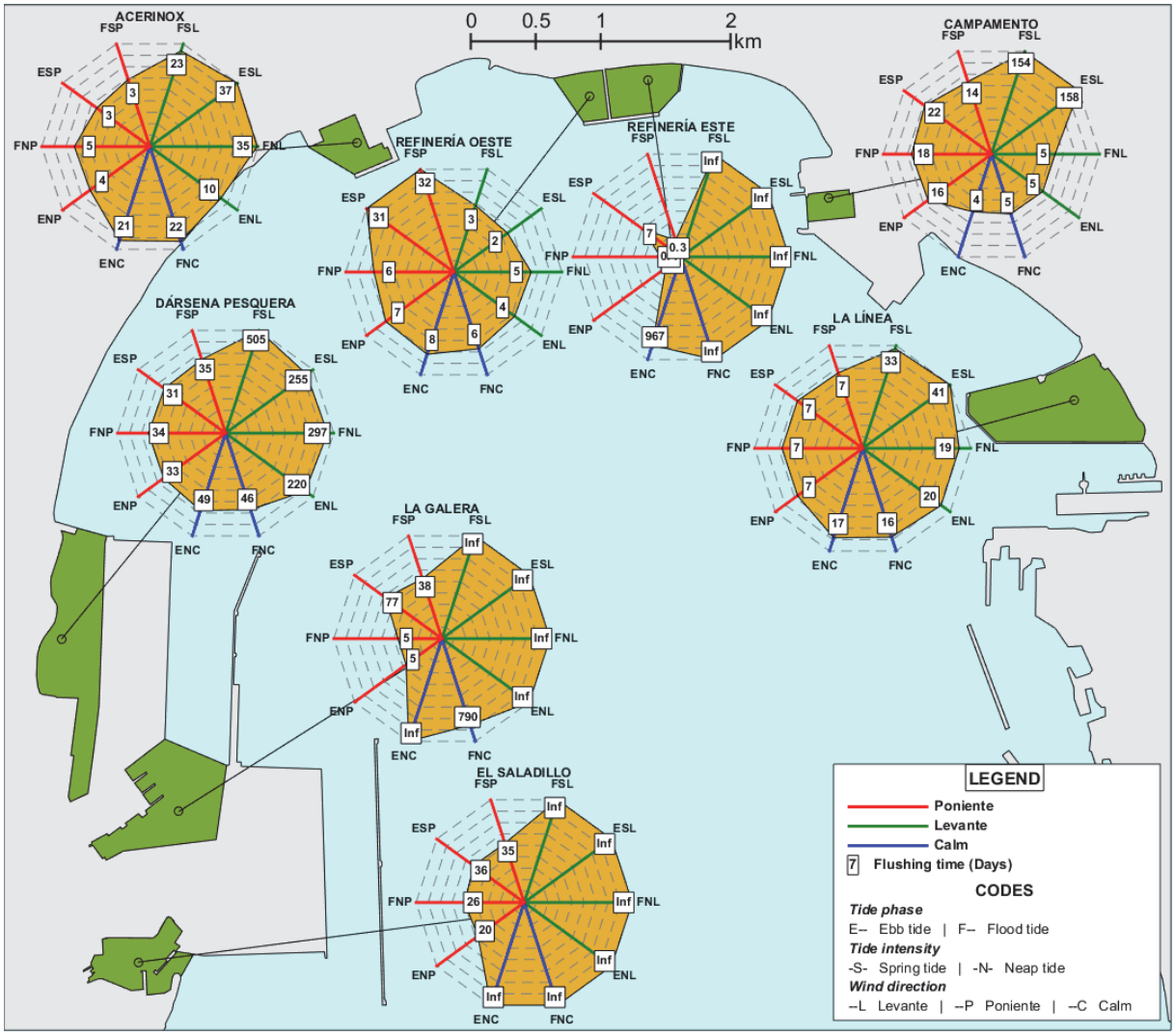


Fig. 8. Diagrama de radar de los tiempos de renovación obtenidos para los 80 experimentos realizados en el Puerto de Algeciras. Ver leyenda para la correcta interpretación de las etiquetas. Los valores Inf indican tiempos de renovación mayores de 1000 días.

El resultado más evidente es el notable sesgo que presenta el viento en la mayor parte de las UGAPs, especialmente las del margen occidental de la Bahía. La mayor parte de ellas presenta valores de tiempos de renovación un orden de magnitud menor con Poniente que con Levante e incluso algunas como La Galera, El Saladillo o Refinería Este presentan valores superiores a 1000 días (etiquetados *Inf* en la Fig. 8).

Como ejemplo representativo del efecto el viento sobre la capacidad de renovación de las dársenas, la Fig. 9 muestra la comparación de las curvas de abundancia de partículas obtenidas en la UGAP La Línea en las mismas condiciones de marea (viva, vaciante) y con vientos de Poniente o Levante.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

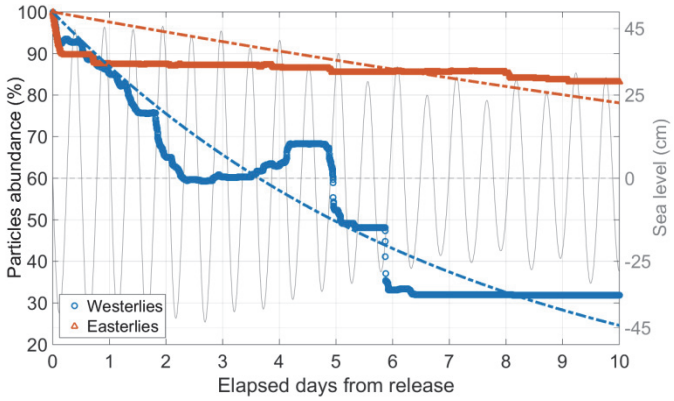


Fig. 9. Abundancia de partículas observadas en la UGAP La Línea en marea vaciante, marea viva y viento de Poniente (círculos azules) y Levante (Triángulos rojos).

El Poniente (círculos azules) evacúa el 40% de las partículas en los primeros dos días, una pequeña fracción (~10%) recircula dentro de la dársena durante el cuarto día y finalmente otro 40% aproximadamente sale durante el quinto día. Desde el sexto día en adelante las partículas siguen circulando dentro de la dársena y su concentración se mantiene constante, proporcionando un valor asintótico de la curva de abundancia de aproximadamente el 30%. Por otro lado el Levante evacúa rápidamente un 10% de partículas en las primeras cuatro horas, durante la marea vaciante, para luego estabilizarse y seguir vaciando la dársena a un ritmo mucho más lento. Al final del experimento el porcentaje de partículas que quedan recirculando en la UGAP se mantiene alrededor del 85% del total inicial. Los tiempos de renovación de los dos casos presentados son 7 y 41 días para las condiciones de Poniente y Levante, respectivamente (casos ESP y ESL en Fig. 8).

La marea tiene un efecto secundario y de alguna forma inesperado sobre la capacidad de renovación de las dársenas analizadas. La intensidad de marea, determinada por el ciclo marea viva-muerta, produce en principio mayores amplitudes de las oscilaciones en los trayectos de entrada y salida de las UGAPs en mareas vivas. Por tanto es esperable que la marea viva (muerta) incremente (disminuya) la ventilación de las mismas. Mientras esto es cierto a escala de Bahía, donde la marea viva aumenta la probabilidad de que las partículas salgan de la cuenca y sean advectadas por el Chorro Atlántico lejos de ella (Sánchez Garrido et al. 2014), a escala de dársena ésta tiene un efecto contra-intuitivo. La comparación entre los casos de marea viva y muerta en condiciones de marea llenante y viento de Levante en la UGAP Campamento es un ejemplo esclarecedor (casos FSL y FNL en Fig. 8). Si bien es cierto que la marea viva favorece la evacuación de partículas durante el primer ciclo de marea llenante (en la cual el flujo hacía el interior de la Bahía succiona agua fuera de la dársena), también empuja las mismas muy al interior de la dársena en la siguiente marea vaciante donde la corriente es más débil y las probabilidades de volver a recircular fuera de ella son escasas. En cambio, en marea muerta, aun siendo el primer empuje fuera de la UGAP más débil, el segundo hacia dentro también lo es, y el resultado final es una mejor ventilación de la dársena con mareas menos intensas. Los tiempos de renovación son de 5 y 154 días en condiciones de marea muerta y viva, respectivamente (FNL y FSL en Campamento en Fig. 8).

Finalmente la fase de marea tiene un efecto aún menos evidente sobre la ventilación de las UGAPs. En la Bahía de Algeciras la marea barotrópica está en fase con el flujo de la capa más superficial (caracterizado prevalentemente por agua Atlántica), determinando una corriente superficial entrante en marea llenante y saliente en marea vaciante (Sammartino et al. 2014). A escala de Bahía, por tanto, la marea vaciante es la que determina la mayor ventilación, mientras que a escala de dársena ésta depende de la geometría y orientación de la propia estructura. Además la corriente de marea afecta sobre todo las primeras 6 horas del experimento, diluyéndose sus efectos a lo largo de los diez días sucesivos. No obstante existen algunas excepciones tal y como la de la dársena La Galera en la cual, bajo condiciones de viento de Poniente y marea viva la marea llenante succiona las partículas hacia el contorno abierto favoreciendo el efecto del viento, mientras que la marea vaciante se contrapone, si bien débilmente, a éste. El resultado es un tiempo de renovación de 38 y 77 días en marea llenante y vaciante, respectivamente (casos FSP y ESP en Fig. 8).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.3 Página WEB y fichas de calidad de agua

Con el objetivo de diseminar los resultados de este módulo de evaluación de la calidad de agua en el Puerto de Algeciras, GOFIMA ha realizado una página web específicamente diseñada para eso (http://oceano.uma.es/ugaps.php, Fig. 10a). Una vez seleccionada la UGAP entre las 8 analizadas, y elegidas las tres condiciones iniciales del experimento, se accede a la visualización de los resultados tanto en forma de índices numéricos (tiempos de renovación), como gráficas de la abundancia de partículas y mapas de los tiempos de residencia de las mismas. Adicionalmente un código de color, verde o rojo para UGAP con alta (a < 7 días) o baja (a > 7 días) capacidad de renovación, acorde a lo establecido en la ROM 5.1-13 (Rodríguez Sánchez-Arévalo 2013), permite una estimación rápida e intuitiva de la ventilación de la dársena. En la misma página también se visualiza una animación de las trayectorias en cada experimento, para analizar la propia dinámica de las partículas. Finalmente todos los resultados producidos en cada experimento son resumidos en unas fichas descargables en formato PDF, desde la misma página (Fig. 10b).

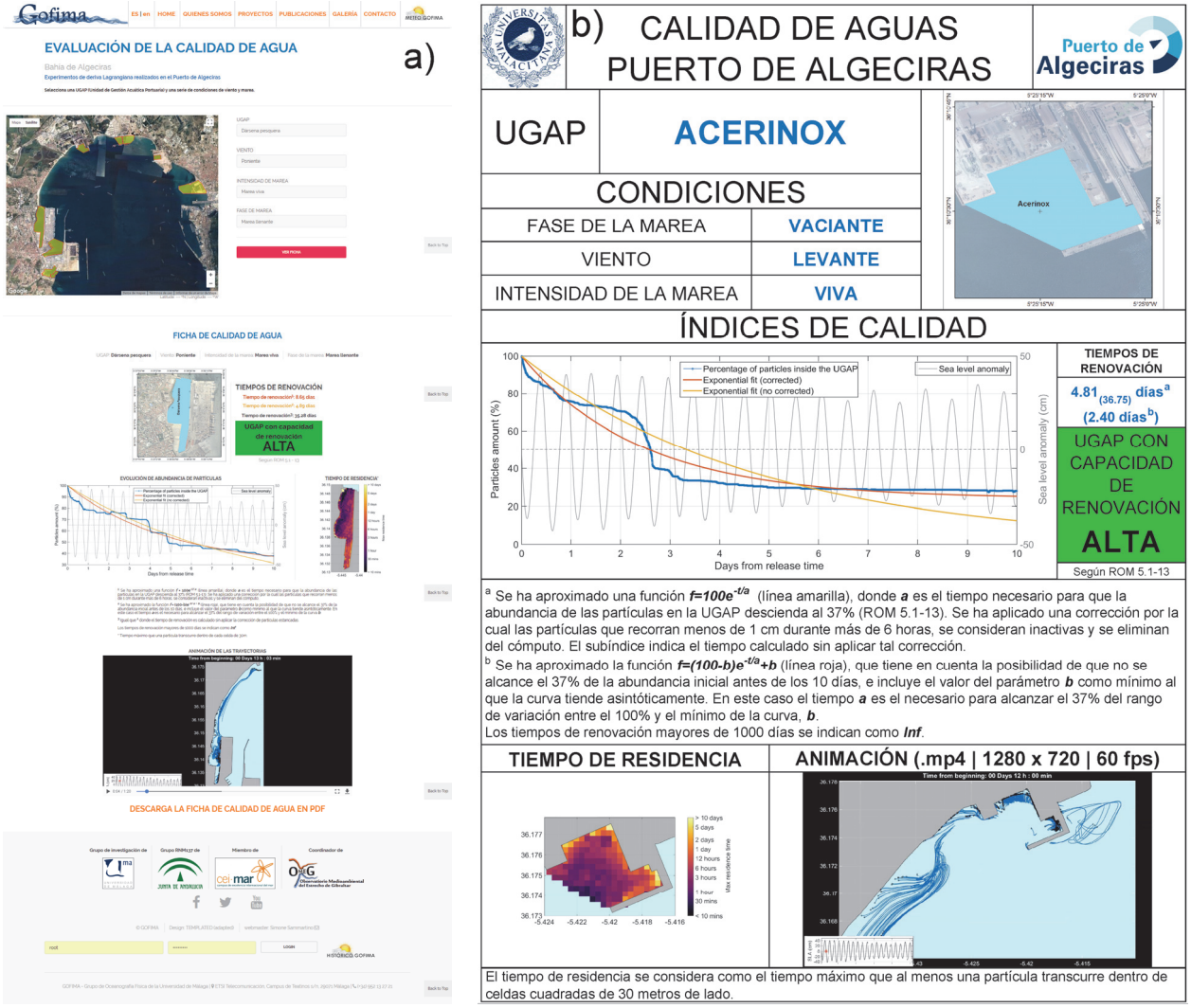


Fig. 10. Izquierda: página web de los resultados del análisis de calidad de agua. Derecha: ficha de ejemplo.

4. Conclusiones

La nueva versión del modelo hidrodinámico SAMPA, desarrollado en el marco del proyecto SAMPA2, consiste en un sistema de modelos anidados de resolución variable y creciente, desde la escala regional hasta la portuaria, donde se alcanza una resolución de ~30 m. Tal resolución es suficiente para resolver la dinámica dentro de las estructuras civiles del Puerto de Algeciras y hace que el modelo esté de hecho integrado en el actual cuadro de mando ambiental de la APBA (CMA). A partir de este modelo, se ha desarrollado un módulo de calidad de aguas del Puerto, basado en el

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

seguimiento de trayectorias Lagrangianas de partículas virtuales lanzadas en las dársenas, que ha permitido una evaluación de la capacidad de renovación de las mismas en diversas condiciones ambientales de viento y marea.

El viento ha resultado ser el factor predominante, con tiempos de renovación de uno o dos órdenes de magnitud menor con Poniente que con Levante, mientras que la alternancia marea-viva-muerta y la fase de marea, aun teniendo importancia a escala de Bahía, afectan relativamente menos a la ventilación de las dársenas. Estudios anteriores (Macías et al. 2007; Sánchez Garrido et al. 2015) demuestran que la Bahía juega un papel importante en el intercambio de materia y biomasa fitoplanctónica con el cercano Mar de Alborán, y este estudio indica como la escala espacial es un factor determinante en este intercambio. En caso de vertidos accidentales de contaminantes flotantes, por ejemplo, según éste se haya producido en el interior de una dársena o en el medio de la Bahía, los protocolos de actuación de las autoridades locales deberán tener en cuenta las distintas respuestas de la Bahía y de su Puerto a las diversas condiciones externas: la dinámica mareal afectará mayormente a la propia Bahía, mientras que el viento será factor predominante en la circulación y la ventilación de las dársenas. La combinación de ambos factores determinará el patrón de dispersión de esos contaminantes fuera de la Bahía.

Agradecimientos

Los resultados de esta trabajo se han obtenido en el marco del proyecto “Desarrollo de un modelo de alta resolución del Puerto de la Bahía de Algeciras”, financiado por la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras. Financiación parcial procede también del Ministerio de Economía y Competitividad en el marco del proyecto ENCIBA CTM2013-40886-P, y de la Junta de Andalucía en el marco del proyecto de Excelencia MOCBASE (P12-RNM-1540).

Referencias

CARRÈRE L, LYARD F (2003). "Modeling the barotropic response of the global ocean to atmospheric wind and pressure forcing - comparisons with observations. "*Geophys Res Lett* 30:1275. doi: 10.1029/2002GL016473

CATS G, WOLTERS L (1996). "The Hirlam project [meteorology]. "*IEEE Comput Sci Eng* 3:4–7. doi: 10.1109/99.556505

FANJUL EÁ, GÓMEZ BP, ARÉVALO IRS (2001). "Nivmar: a storm surge forecasting system for Spanish waters. "*Sci Mar* 65:145–154. doi: http://dx.doi.org/10.3989/scimar.2001.65s1145

GODIN G (1972). "The Analysis of Tides. "University of Toronto Press

JORDÀ G, SÁNCHEZ-ROMÁN A, GOMIS D (2017). "Reconstruction of transports through the Strait of Gibraltar from limited observations. "*Clim Dyn* 48:851–865. doi: 10.1007/s00382-016-3113-8

LACASCE JH (2008). "Statistics from Lagrangian observations. "*Prog Oceanogr* 77:1–29. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.pocean.2008.02.002

MACIAS D, MARTIN AP, GARCIA-LAFUENTE J, ET AL (2007). "Analysis of mixing and biogeochemical effects induced by tides on the Atlantic–Mediterranean flow in the Strait of Gibraltar through a physical–biological coupled model. "*Prog Oceanogr* 74:252–272. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.pocean.2007.04.006

MARSHALL J, ADCROFT A, HILL C, ET AL (1997). "A finite-volume, incompressible Navier Stokes model for studies of the ocean on parallel computers. "*J Geophys Res Ocean* 102:5753–5766. doi: 10.1029/96JC02775

NAVASCUES B, CALVO J, MORALES G, ET AL (2013). "Long-term verification of HIRLAM and ECMWF forecasts over Southern Europe: History and perspectives of Numerical Weather Prediction at AEMET. "*Atmos Res* 125–126:20–33. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.atmosres.2013.01.010

RODRIGUEZ SANCHEZ-AREVALO I (2013). "Recommendations for maritime works - ROM 5.1-13. Quality of coastal waters in port areas. "Madrid

SAMMARTINO S, GARCÍA LAFUENTE J, SÁNCHEZ GARRIDO JC, ET AL (2014). "A numerical model analysis of the tidal flows in the Bay of Algeciras, Strait of Gibraltar. "*Cont Shelf Res* 72:34–46. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.csr.2013.11.002

SÁNCHEZ GARRIDO JC, GARCÍA LAFUENTE J, ÁLVAREZ FANJUL E, ET AL (2013). "What does cause the collapse of the Western Alboran Gyre? Results of an operational ocean model. "*Prog Oceanogr* 116:142–153. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.pocean.2013.07.002

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

SÁNCHEZ GARRIDO JC, GARCÍA LAFUENTE J, SAMMARTINO S, ET AL (2014). "Meteorologically-driven circulation and flushing times of the Bay of Algeciras, Strait of Gibraltar. "*Mar Pollut Bull* 80:97–106.

SÁNCHEZ GARRIDO JC, NARANJO C, MACÍAS D, ET AL (2015). "Modeling the impact of tidal flows on the biological productivity of the Alboran Sea. "*J Geophys Res Ocean* 120:7329–7345. doi: 10.1002/2015JC010885

SANCHEZ GARRIDO JC, SANNINO G, LIBERTI L, ET AL (2011). "Numerical modeling of three-dimensional stratified tidal flow over Camarinal Sill, Strait of Gibraltar. "*J Geophys Res Ocean* 116:C12026. doi: http://dx.doi.org/10.1029/2011JC007093

SOTILLO MG, AMO-BALADRÓN A, PADORNO E, ET AL (2016). "How is the surface Atlantic water inflow through the Gibraltar Strait forecasted? A lagrangian validation of operational oceanographic services in the Alboran Sea and the Western Mediterranean. "*Deep Sea Res Part II Top Stud Oceanogr* 133:100–117. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.dsr2.2016.05.020

SOTILLO MG, CAILLEAU S, LORENTE P, ET AL (2015). "The MyOcean IBI Ocean Forecast and Reanalysis Systems: operational products and roadmap to the future Copernicus Service. "*J Oper Oceanogr* 8:63–79. doi: 10.1080/1755876X.2015.1014663

SOTO-NAVARRO J, LORENTE P, ÁLVAREZ FANJUL E, ET AL (2016). "Surface circulation at the Strait of Gibraltar: A combined HF radar and high resolution model study. "*J Geophys Res Ocean* 121:2016–2034. doi: 10.1002/2015JC011354

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

¿Cómo entienden los ciudadanos la aparición de los escalones de arena en las playas de Cádiz?

Gómez Pina, Gregorio[a], Poullet, P.[a], Muñoz, Juan José[b], Contreras, Antonio[b]

[a]Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico (MAPAMA), c/Marianista Cubillo 5, 11005, ggomez@mapama.es, ppoullet@mapama.es, [b]Grupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Univ. de Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz., juanjose.munoz@uca.es, antonio.contreras@uca.es

Resumen

La aparición de escalones de arena en las playas después de los temporales suele ser un signo alarmista para la mayoría de los ciudadanos, amplificándose enormemente en las playas de Cádiz, sobre todo si no han desaparecido antes de la temporada de Semana Santa —lo cual suele ser normal—, o bien se han producido por algún temporal extraordinario tardío, antes del comienzo del verano. En este artículo se analizan las diferentes percepciones de la prensa y de los ciudadanos versus a la del Ingeniero de Costas, documentándose algunos casos que han tenido gran repercusión mediática y social, analizándose las técnicas utilizadas, sin aportación exterior de arena : "scraping", nivelación y transvase, así como las fechas en que deberían utilizarse. Finalmente se proponen mejoras en la información a la ciudadanía, y las posibles implicaciones en los planes de playas (particularmente en los chiringuitos) y en el urbanismo litoral.

Palabras clave: *playas de Cádiz, escalones de arena, perfiles de verano e invierno, "scraping", nivelación y transvase de arenas, planes de playas, urbanismo litoral*

1. Introducción

Al llegar la época estival, año tras año (al menos hasta ahora), los ciudadanos de Cádiz se encuentran con sus playas en bastante buenas condiciones, y a su vez con un alto grado de ocupación, algo que por otro lado es muy positivo para la economía de los municipios costeros. Los veraneantes, que tanto animan nuestras costas suelen volverse con la idea de que las playas de Cádiz han estado, como siempre, magníficas, con un tiempo estupendo, salvo algún reparo, sobre si ha soplado algo más de levante de lo habitual. Posiblemente piensen —salvo que conozcan las bases de la ingeniería costera—, que la superficie de la playa ha estado siempre así, uniforme, sin apenas marcas en la playa, a excepción de las que van dejando las pleamares, en sus procesos diarios, dos veces al día. La costa de Cádiz —al igual que sucede en prácticamente todo el litoral español— está sometida a un proceso erosivo importante, principalmente debido a la falta de aporte de sedimento por los ríos, al bloqueo del transporte litoral por los puertos, y al urbanismo incontrolado que se llevó a cabo antes de la Ley de Costas de 1988, entre las razones principales.

Este proceso erosivo se manifiesta principalmente durante el invierno, y al igual que sucede en todas las costas del mundo, los temporales de invierno atacan la parte alta de la playa, provocando escalones de arena, y disminuyendo su zona seca, lugar en donde se desarrolla la principal actividad de uso y disfrute público de la playa. La imagen de ésta, entonces, —desconocida por los veraneantes, salvo que salga en algún telediario— es la de una playa poco atractiva, con escalones de arena verticales, pérdida del material fino y aparición del material grueso o incluso rocas. Y en ocasiones, principalmente en las playas urbanas, se descubren los elementos propios de la red de saneamiento, que obviamente, no debería discurrir por la playa, y/o se producen roturas en algunos tramos del paseo marítimo o de algún acceso público. Una imagen que, año tras año, da lugar a los principales titulares alarmistas de los periódicos locales: "¡Ha desaparecido la playa!" o "¡Escalones de arena en nuestras playas!" También suelen advertir: "¡Las playas no estarán listas para Semana Santa!"

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Objetivo

El objetivo de este artículo es el de analizar los siguientes puntos:

- Percepciones de la prensa y de la ciudadanía versus a la del ingeniero de costas
- Documentación y explicación de algunos casos
- Formas de actuación
- Cómo y cuándo debe actuarse
- Mejoras en la información a la ciudadanía
- Posibles implicaciones en planes de playas (chiringuitos) y en el urbanismo litoral

3. Diversas percepciones del suceso

En general, la percepción de los ciudadanos, y sobre todo de la prensa local—al menos para las playas de Cádiz— suele ser muy alarmista. Y además olvidadiza, con respecto a años anteriores. A título informativos presentamos unos recortes, que casi seguro, se repetirán este año también:



Fecha : 15 /06/ 2016

Fig. 1. Ejemplo de titulares de prensa (Diario de Cádiz) (15/06/2016 y 18/01/2010)

Sin embargo, la percepción del ingeniero de costas, no debe ser así, y mucho menos alarmista. Se trata de un proceso natural, que se produce en todas las playas del mundo, y todos los años. Es más, si no se han producido estos escalones durante el invierno—en mayor o menor grado—, las playas tendrán menos tiempo para su recuperación antes del periodo estival. El "desmantelamiento" de una playa tiene las siguientes características : a) los escalones se forman en 1 día/1 semana (pérdida de playa seca) b) La arena va a formar barras sumergidas protectoras, que hacen que las olas más grandes, rompan más lejos c) Es bueno que la playa "sufra" al acabar el verano y se formen esas barras que protegerán a la playa de los mayores temporales de invierno.

La percepción para la mayoría de ciudadanos, y sobre todo para la prensa es clara : ¡Se ha perdido la playa!. La "recuperación" de la playa (ganancia de playa seca y en mayor o menor medida, desaparición de los escalones de arena), tiene otras escalas de tiempo: a) La playa tarda en recuperarse semanas/1 mes (o más). b) Las barras suben lentamente c) Los escalones de arena acaban cubriéndose de forma natural. ¿Cuál es el problema entonces? : En general no es otro que el de hacer coincidir el uso de la playa con esa recuperación. ¿Y es así?—podemos preguntarnos. Pues desgraciadamente sí; en general esa recuperación de la playa se quiere adelantar para Semana Santa, algo que en

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

muchos casos —dependiendo en parte de los temporales que hayan sucedido los meses anteriores— no es posible. La figura siguiente, es muy ilustrativa de todo lo anteriormente explicado.

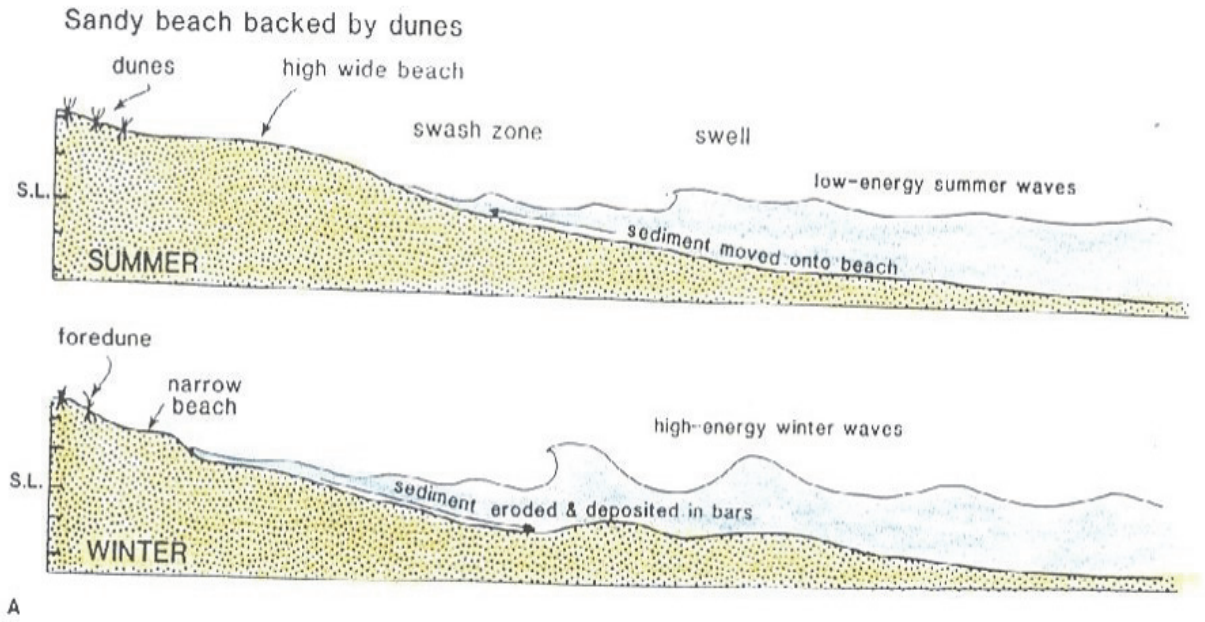


Fig. 2. Ciclos del perfil de playa (Shore Protection Manual, 1984)

4. Explicación de algunos casos

Tras los "temporales tardíos" de mayo de 2016, tras un invierno anormalmente "suave", se formaron escalones de arena con la consiguiente pérdida de playa seca en las siguientes playas : La Victoria (sólo en su zona Norte), Santa Mª del Mar, La Barrosa y Caños de Meca, declarándose "obras de emergencia" para dichas playas.

Zona Norte de la Playa de la Victoria

La Playa de La Victoria, en la ciudad de Cádiz, posiblemente sea una de las mejores playas urbanas de Europa. Hay que resaltar (para los "escépticos" en las técnicas de regeneraciones), que dicha playa se regeneró en 1991 con arena de la canal del dragado del puerto de Cádiz en 1991. Antes de la raportación, la playa no disponía de zona seca en las pleamares normales diarias. Después de su exitosa regeneración, sin embargo, la playa experimentó una pérdida importante en su parte zorte. Ello fue debido a que al ser una zona rocosa, el perfil de aportación no puede ser estable, y los movimientos naturales de su pié se producen en zonas de muy difícil recuperación, lo contrario que sucede en los restantes 2/3 de la playa.

En el 2005 se recargó con arena del Placer de Meca, de excelente calidad en cuanto a su granulometría, superior a la de la playa nativa existente, utilizándose una menor dotación en la zona norte, con respecto a la primera aportación. En el 2010 se recargó en su zona central y final, no actuándose en su zona norte, al comprobarse nuevamente su inestabilidad. Podemos decir, en su conjunto, que es una "playa de bandera" (ha tenido todos los otorgamientos de banderas azules y otros premios), salvo en su zona norte, que por causas naturales, ya explicadas, no puede tener un ancho adecuado (ver foto área de las playas de Cádiz en la Fig.3).

Como conclusión, a resulta de la gran regeneración inicial realizada, y de sus posteriores realimentaciones, con arena de una granulometría superior a la natural, la playa presenta un ancho muy adecuado para su uso, a excepción de la zona norte, debido a la existencia de toda una zona rocosa, que hace que el ancho en pleamar sea muy escaso.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 3. Foto aérea playas de la ciudad de Cádiz

El problema apareció tras el temporal tardío de mayo 2016, de relativa alta persistencia, en una época en que los chiringuitos estaban ya instalados (las autorizaciones y concesiones de los servicios de playa corresponden, con el Decreto de Traspaso de Competencias a la Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía). Realmente, el "problema" fue más el chiringuito existente, y sobre todo la alarma mediática en la prensa local, que salía día sí y día no. El resto de la playa de La Victoria, con sus respectivos chiringuitos no presentaban ningún problema. La siguiente figura fue portada de los periódicos locales durante muchos días.



Fig. 4. Foto de la erosión en la zona norte de la Playa de La Victoria

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Playa de Sta Mª del Mar

La Playa de Santaª María del Mar es una "playa difícil", entre otras cosas, porque nunca existió playa allí, regenerándose en 1983: Como puede verse en la figura 3 está formada por dos espigones "tipo arrecife", con un gran ancho entre ellos. Inicialmente se aportó arena y no fue hasta 2016, con una obra de emergencia, cuando se aportaron unos 70.000 m3 de arena del Placer de Meca. El "problema técnico" de esta playa es, por un lado, el que apenas tiene playa en su zona central, por el excesivo ancho entre espigones; y por otro, la difícil acomodación de su perfil de aportación en esa zona, ya que si el pie de ese perfil se sale fuera de la línea entre espigones (-6,5 m), entra en una zona rocosa en donde además existe un cambio brusco de profundidad.Es decir, que la arena que se pierde ya no se recupera.

Ello hizo que se diseñara hace años un pie sumergido de apoyo, no resultando adecuado su diseño, al producirse un fenómeno de hundimiento y liquifacción de dicho pié, que desapareció.

Al igual que paso en la zona norte de la Playa de La Victoria, el "problema" principal, fue nuevamentefue la ubicación de otro chiringuito, esta vez en la zona sur de la playa (ver figura 5) , con independencia de que la playa perdiera arena —como podía esperarse—, en su zona central, con la consiguiente aparición de unas piedras que en cierto modo son un símbolo en esa playa tan utilizada por la ciudadanía vecina.



Fig. 5. Foto de la erosión en la zona sur de la Playa de Sta María del Mar

Playa de La Barrosa (T.M. de Chiclana)

Esta playa tiene una gran afluencia turística, apareciendo una zona de escalones en la playa (ver figura 6), que dificultaban su uso, si bien el resto de la playa presentaba un relativo buen aspecto

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 6. Foto zona de escalones en la Playa de La Barrosa

Playa de los Caños de Meca (T.M de Barbate)

La problemática de este caso es bastante singular. La playa de los Caños de Meca es una playa que presenta unas condiciones bastantes restrictivas en condiciones de pleamar, con un uso relativamente alto para su longitud, y en donde, nuevamente, el "problema" principal , desde el punto de vista mediático, lo ocasiona la ubicación de un par de chiringuitos en una zona de poca playa seca, y la aparición de los inevitables escalones de arena. También suele ser motivo de portada cuando la coincidencia de pleamares importantes con algún temporal (generalmente pequeño), alcanza a dichos establecimientos.

Por otro lado hay otro "problema" añadido, y es el de que en su zona cercana, existe una bonita duna móvil (como sus vecinas dunas de Valdevaqueros y Bolonia), que como su nombre indica, avanza con los levantes. En su inexorable movimiento natural, invade tantos cuantos obstáculos artificiales hayan (una carretera de acceso al histórico faro de Trafalgar, otra carretera contigua que da servicio a los restaurantes y casas a sotavento de la duna, sus correspondientes cunetas, pasarelas, etc).

Podemos intuir que es una "zona de conflicto" : los propietarios de esos restaurantes y casas quieren que la carretera (perteneciente a la Junta de Andalucía) esté limpia, sobre todo si soplan levantes continuados, lo que es habitual en verano. Algunos usuarios reclaman también que la carretera de acceso al faro (de competencia de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Cádiz) debería estar limpia siempre. Obviamente, no es competencia de la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico la limpieza de ambas carreteras (aunque así lo reclaman los usuarios, e incluso suele aparecer en algunas portadas de periódicos locales, por desconocimiento del ámbito competencial). Este "conflicto" de intereses nos llevó a aprovechar esa fuente de arena existente (carretera del faro y/o carretera de acceso a los restaurantes) para la realimentación de la playa de los Caños de Meca. Dejando eso sí claro, que no es función de la Demarcación de Costas de Andalucía Atlántico, la limpieza de tales carreteras, invadidas por la arena de la duna de Tarifa. Sí que sería de su ámbito competencial, la realimentación de la playa de los Caós de Meca, con la arena que invade las carreteras (o con cualquier otra arena de características adecuadas) En la siguiente foto puede verse la "limpieza" de la carretera del faro, invadida por la duna móvil.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 7. "Limpieza" de la carretera del Faro de Trafalgar ocupada por la duna móvil

5. Formas de actuación en las diferentes playas

No se pudo, por razones económicas y ambientales, el traer arena fondo marino, descartándose también la aportación de arena de cantera. La única excepción fue en el caso de Caños de Meca, en el que se extrajo de fuera de la unidad fisiográfica de la misma playa, obteniéndose, como ya se explicó en el apartado anterior, de la limpieza de la carretera del Faro de Trafalgar, proveniente de la duna móvil. Las técnicas utilizadas fueron las siguientes :

- "Scraping" : subiendo arena transversalmente de la parte intermareal, aprovechando la bajamar. Es una forma de "acelerar" la recuperación transversal del perfil de bonanza, cuando las arenas de las barras están subiendo. Es una técnica muy utilizada, en donde el principal condicionante es que exista espesor suficiente de arena. Es decir, no debe nunca utilizarse en zonas en que debajo de la arena que vaya a subirse existan piedras o lajas rocosas.
- Transvase : pasando arena de las zonas donde se haya acumulado a las que falte, bien de la zona intermareal o de la playa seca.
- Nivelación : Consiste en detectar los puntos en los que la playa tenga una excesiva altura, enrasando el perfil a su forma natural. Generalmente esas zonas de mayor altura se producen por el transporte eólico, debido fundamentalmente a los vientos de levante, y también a las "beach cusps" formadas por los efectos resonantes de las "edge waves".

La maquinaria utilizada son: mototraillas, palas cargadoras y retroexcavadoras. Las mototraillas son muy útiles en cuanto barren superficies de poco espesor y la van distribuyendo uniformemente.

Zona Norte de la Playa de La Victoria (Cádiz)

El escalón formado fue bastante considerable, por lo que hubo que transvasarse arena de la zona más al sur del chiringuito afectado, en donde había un exceso de arena acumulada en la parte alta de la playa, que en muchos casos estaba ya a punto de invadir el propio paseo marítimo. Se eligió una superficie lo suficientemente amplia que produjera el volumen requerido de arena, pero que no estuviera excesivamente lejos, pues incrementaría en exceso el coste y alargaría el plazo de ejecución. La arena excedente se acumulaba en montones de arena a lo largo de la zona de playa afectada, transportándola en camiones, para desde allí nivelarla hasta que tuviera la pendiente propia de una playa de verano. Esa nivelación se hacía transversalmente primero y luego de forma longitudinal.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 8. Fases de trabajo en la Zona Norte Playa de la Victoria (Cádiz)

Playa de Santa María del Mar (Cádiz)

Esta playa presenta abundante playa sumergida por efecto de la difracción, principalmente, del dique sur. Por ello se aprovecharon las bajamares máximas para sacar arena de esa zona , que de otra forma podría incluso perderse al superar el dique, teniendo cuidado de no actuar excesivamente cerca del talud interior. La arena se cargaba con palas en camiones, que era depositada en la parte alta de la playa erosionada, para posteriormente reperfilarse las zonas adecuadamente. De igual forma se utilizaron mototraillas a lo largo de la zona sumergida de la playa, con poca profundidad, pero gran superficie, que iban repartiendo el sedimento a lo largo de la playa, en planta (Fig.9 y 10). Hay que destacar que, además del escalón anormalmente grande, producido frente al chiringuito existente, la zona central es siempre una zona "débil", debido al excesivo ancho entre los espigones, y a la forma convexa que tiene el pie del talud de la plaza de Santa María del Mar.



Fig. 9. Zona de extracción y vertido Playa de Sta Mª del Mar (Cádiz)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

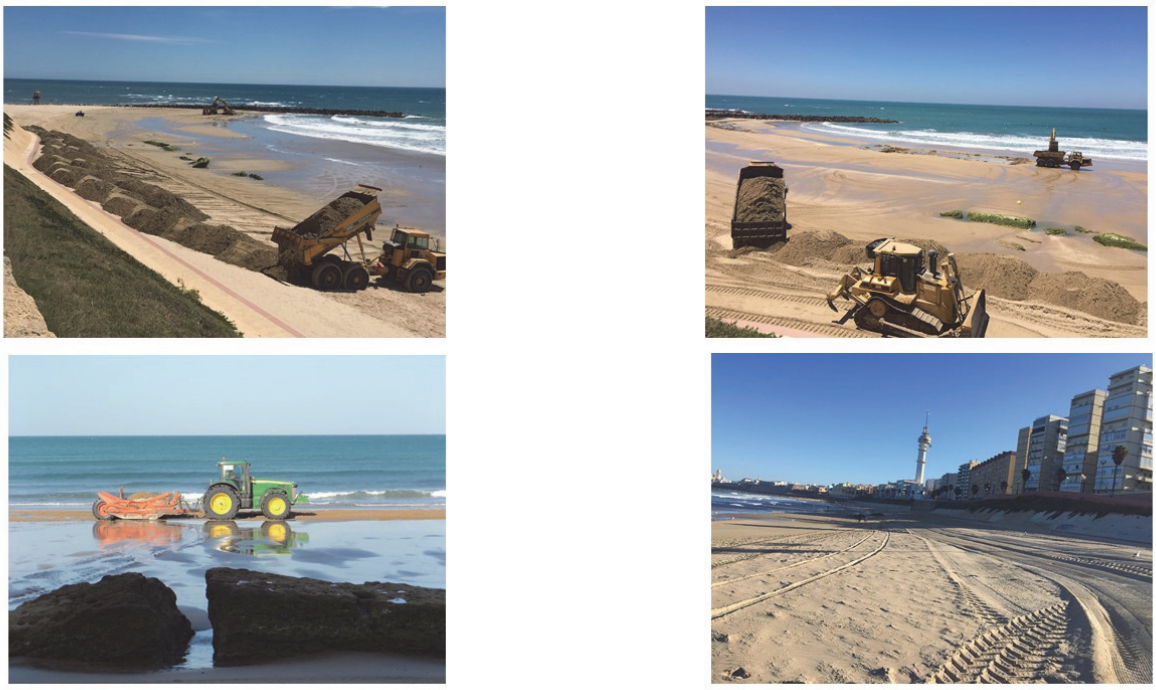


Fig. 10. Ejecución trabajos Playa de Sta Mª del Mar (Cádiz)

Playa de La Barrosa (T.M. Chiclana)

En esta playa no pudo realizarse "scraping", al ser una playa en la que suelen aparecer piedras. Por otro lado sólo existía una zona con escalones y el resto de la playa se encontraba razonablemente bien, en proceso de recuperación, realizándose exclusivamente las operaciones de nivelación y reperfilado para la zona con escalones.



Fig. 11. Ejecución de trabajos en la Playa de La Barrosa (T.M. Chiclana))

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Playa de Caños de Meca (T.M. Barbate)

Las operaciones consistieron en la limpieza de la carretera del Faro (perteneciente a la APBC), que en ese momento se encontraba ocupada por la arena de la duna móvil de Trafalgar, no así la carretera que daba acceso a los restaurantes y casas, para, mediante camiones, transportarla a la playa de Caños de Meca. Al inicio de ésta se creó una zona de acopio suficientemente alta para no ser atacada por las mareas, para, posteriormente y mediante mototraillas, extenderla a lo largo de la playa, jugando siempre con la carrera de marea, para poder circular.



Fig. 12. Ejecución de trabajos en la playa de los Caños de Meca (T.M Barbate)

6. ¿Cuándo debe actuarse?

La pregunta es :

a) ¿Se deberían tener los chiringuitos montados y las playas “listas”, a toda prisa, sin escalones de arena, para la Semana Santa?
b) O esperar y seguir el ritmo de recuperación de la naturaleza, con un riesgo mejor acotado?

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Entendemos, que como norma general, la respuesta del Ingeniero de Costas, debería ser la b), sobre la base de todo lo hasta aquí explicado y las experiencias recientes.

7. Información a la ciudadanía y a la prensa e implicaciones en los planes de playas

Resulta importante en nuestra opinión el divulgar, a través de la prensa, explicaciones sencillas de cómo se comportan las playas, del estilo del publicado en Gómez Pina (2016) , en La Voz de Cádiz, referenciado en este artículo.

Respecto a los planes de playas, resulta obvio que los chiringuitos deberían estar situados en zonas no susceptibles de ser alcanzadas por el oleaje. En muchas ocasiones, bastaría, como en el caso analizado de la Zona Norte de Santa María del Mar, en moverlo 100-200 metros hacia el sur, como puede deducirse de las fotografías.

8. Conclusiones

- Ni los ciudadanos, y mucho menos la prensa, entienden (en general) el proceso natural de aparición de los "escalones" de arena en las playas, ni él proceso de recuperación de éstas, a tenor de los titulares repetitivos de todos los años.
- Los Ingenieros de Costas tenemos la obligación de difundir y salir al paso de los "fracasos" de nuestras actuaciones cuando llegan los primeros temporales, y explicar el comportamiento de nuestras playas y su proceso natural de recuperación.
- Hay que saber explicar y difundir que las barras sumergidas, resultantes de los escalones de arena, son la mejor protección de la playa, al hacer que las mayores olas de tormenta rompan más lejos.
- Igualmente sobre los tiempos de recuperación de las playas , que son mucho más largos (1/2 meses) en comparación con la aparición de los escalones de arena (varios días o 1 semana), cuando llegan los primeros temporales .
- Contamos con una experiencia importante, acumulada de muchos años, para utilizar las técnicas aquí explicadas, que permiten tener las playas preparadas para el uso y disfrute público y para el turismo, fuente muy importante de nuestra economía.
- Sobre esta experiencia, deberían habilitarse partidas específicas, todos los años, superiores a las que disponemos, para acometer la adecuación de nuestras playas, de cara al inicio de la época estival, y no "extraordinarias", habida cuenta de los ciclos naturales del oleaje, no tan "extraordinarios" como la prensa y el sector de los chiringuitos nos hace creer.
- Los ciclos naturales de recuperación de nuestras playas no tienen, la mayoría de las veces, por qué coincidir con los ciclos vacacionales, en particular, con la Semana Santa.
- Las técnicas aquí explicadas para quitar los "feos escalones" y "alisar" las playas tienen un coste económico, "asumible", si se utilizan cuando el riesgo de presentación de "temporales tardíos" es pequeño. Y desgraciadamente, la fecha de Semana Santa no suele ser, en general, la más adecuada, por la experiencia acumulada.
- Los chiringuitos no deberían ubicarse en zonas susceptibles de formación de escalones de arena, lo que debería tenerse en cuenta en los planes de playas.

Referencias

GOMEZ PINA, G. (2016) "¿Son malos los escalones de arena?, 2016, Publicado en La Voz de Cádiz: www.lavozdigital.es/cadiz/lvdi-malos-escalones-arena-201608071018_noticia.html

SHORE PROTECTION MANUAL (1984) 4th Ed., Vol 2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Government Printing Office, Washington.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La regresión en la costa de Valencia entre los ríos Turia y Júcar: revisión histórica y gestión

Ibarra, Vicente[a] y Almenar, Jaime[b]
[a]Demarcación de Costas de Valencia (Servicios en la GVA) ibarra_vic@gva.es, [b]Demarcación de Costas de Valencia (Jubilado) jalmenarm@gmail.com

Resumen

Corresponde a la ingeniería y a la ciencia marina el estudio de la costa, de sus problemas y de sus soluciones pero para que la ingeniería de costas pueda desplegar su eficacia es imprescindible que la sociedad sea conocedora de estos estudios y pueda asumir la necesidad de las inversiones que las hagan realidad. Esta labor divulgativa debe ser llevada a cabo por toda la comunidad científica, sin que quepa esperar que puedan protagonizarla los usuarios o meros espectadores de la costa, de forma que pueda ser objeto preferente de las inversiones públicas y de las normas legales que las hagan posibles.

Palabras clave: *ingeniería, costa, Júcar, Turia, Saler, evolución, divulgación, regeneración, Albufera, Valencia.*

1. Introducción

La costa es un lugar de gran relevancia social, donde tienen lugar importantes actividades económicas, y un espacio lúdico con fuerte atractivo para la población, al que acude con estadística regularidad, buscando y encontrando el contraste con su entorno laboral y cotidiano, en el que se desenvuelve nuestra vida ordinaria terrestre.

Esta visión utilitaria de la costa, la inmediata que tenemos cuando nos aproximamos a ella, nos induce a examinar los problemas que padece y a proponer actuaciones para su resolución sin otorgar la que debería ser inexcusable preponderancia a la realidad física de esta franja del territorio y al comportamiento de las variables que condicionan su existencia.

La regresión en las costas valencianas, y en concreto la que padecen las playas al sur de la ciudad, entre las desembocaduras de los ríos Turia y Júcar, es un hecho que viene de antiguo pero sólo cuando la costa ha devenido en un espacio económico ha merecido atención. El tratamiento de los problemas que ha causado debe estar precedido de un riguroso conocimiento de los procesos litorales que en ella se dan, para evitar proponer soluciones que lo sean a aquellos problemas, pero no a la costa.

2. Guía para la redaccción de los textos completos de las comunicaciones

El óvalo valenciano comprendido entre el delta del Ebro y el cabo de San Antonio en Denia fue en épocas una gran unidad fisiográfica que hoy está fragmentada por la construcción de barreras totales al transporte de sedimentos como son los puertos, al tiempo que muy subalimentada por la regulación de los ríos y la fijación de los terrenos del interior por transformaciones agrarias y el incremento de repoblaciones forestales. La llegada, constatada a estas playas de arenas procedentes de granitos del Pirineo, resulta hoy imposible.

Entre las unidades resultantes de esta fragmentación, nos ocupamos aquí de la delimitada por el puerto de Valencia y el cabo de Cullera, que sin apenas distancia física coinciden con las desembocaduras de los ríos Turia y Júcar, referencias que hemos conservado para designarla por evocar mejor su pasado geográfico.

El origen geológico de esta costa es la colmatación ocurrida en el Cuaternario de la plataforma comprendida entre las estribaciones de los sistemas Ibérico y Prebético, y de modo muy singular el cierre del lago de la Albufera producido por el progresivo crecimiento de la restinga del Saler, por la deposición de los aportes arenosos del Turia. El actual Parque Natural de la Albufera coincide en sus límites con el mar con la costa señalada

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

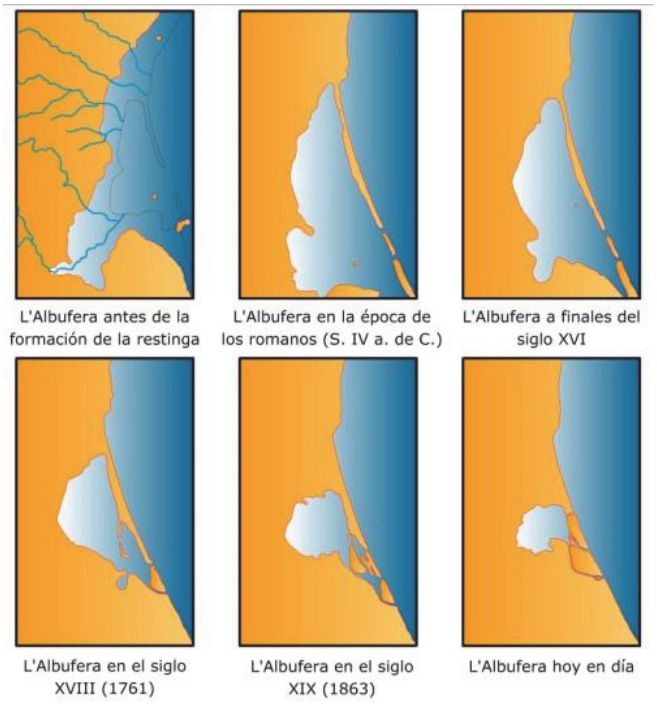


Fig. 1. Evolución de la restinga y cierre de la Albufera de Valencia

3. Las transformaciones del siglo XX

Podemos afirmar que la citada restinga evolucionó poco hasta la llegada del siglo XX y se conservó en su estado natural boscoso, con formaciones dunares vegetadas, recibiendo aportes sedimentarios del Turia, río no regulado hasta esa fecha, que suplía sobradamente la barrera cada vez menos parcial que suponía el puerto de Valencia. La Albufera de Valencia era un lugar insalubre, lleno de mosquitos, a quien parecía dedicada, entre otras, la Ley de Desecación de Marismas, ley cuya mayor virtud hoy es recordarnos la visión que de estos sitios tenían nuestros abuelos.

El crecimiento económico y la aparición del turismo en la década de los 60 cambiaron esta situación. Nos referimos al turismo en sentido amplio, no sólo al procedente del exterior. Los particulares, poseedores crecientes de vehículos automóviles, podían desplazarse con impensable velocidad y libertad a estas playas, hasta entonces inalcanzables y no valoradas. La posibilidad de urbanizar y construir apartamentos y viviendas, que ponían al alcance de mucha gente algo que empezaba a ser valioso, también se materializó.



Fig. 2. Playa del Saler 1962

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Aquel bienestar tenía sus amenazas, entonces no diagnosticadas y muy poco conocidas. Las playas empezaron a menguar de forma ostensible. Una estaba muy expuesta al público y era de fácil comprensión: el puerto de Valencia, cada vez más grande, obstaculizaba el paso de arenas, que retenidas en la playa de la Malvarrosa hacían crecer allí lo que se sustraía aquí. La otra estaba más oculta: la regulación del Turia y la fijación de terrenos del interior habían dejado esta playa sin los detritus de los que se alimentaba.

El escasísimo desarrollo de la ingeniería costera y el poco conocimiento de los procesos litorales dejaron sin alerta ni frenos la urbanización del Saler. Sólo la explanación para el viario supuso la extracción de más de ocho millones de metros cúbicos de arena.



Fig. 3. Playa del Saler 1971

4. Ingeniería y opinión pública

La opinión pública, entendida como aquella que atribuimos a una amplia mayoría de la sociedad, y con todas las limitaciones inherentes a la ambigüedad de términos como opinión, amplia y mayoría, forma parte hoy del campo de decisión que determina las inversiones públicas, resultando en la práctica imposible formular nuevos análisis y adoptar decisiones desacordes con esta opinión.

De esta forma, la aceptación pública de explicaciones de causas erosivas o de regresión de las playas que son al menos cuestionables en el mundo de la ingeniería pero que se han asentado como certezas científicas, supone un obstáculo en la búsqueda de soluciones que no tengan como premisa esa opinión pública basada en teorías, como hemos dicho, cuestionables, si no directamente falsas.

El apotegma latino Post hoc ergo propter hoc que alerta sobre correlaciones coincidentes o causalidades falsas nos es de aplicación. Afirmar que si una cosa sucede después de otra es esta última la causa de la primera carece de base científica por más que en un primer momento tenga apariencia de veracidad.

Así, la coincidencia en el tiempo de obras de ampliación del puerto de Valencia con la regresión de las playas ubicadas al sur de este puerto, unido al crecimiento de las playas al norte, han asentado en la opinión pública que son las obras portuarias las únicas responsables de esta regresión. Creemos poder afirmar que esto no es así, o al menos que es posible encontrar otras causas que deben ser combatidas con mucha mayor fuerza si queremos resolver el problema.

En nuestro caso y siendo cierto que el puerto de Valencia ha alterado en tiempos la circulación de las arenas, reteniéndolas al norte e impidiendo su llegada al sur, resulta también cierto que desde hace decenios no puede retener los áridos que ya no le llegan como se constata tan sólo dos kilómetros al norte donde la desaparición de la playa obligó a proteger la autovía V21 con escollera, y que la regresión de las playas del Saler también está motivada por la falta de aportes procedentes del río Turia completamente regulado desde los años 50.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 4. Puerto de Valencia 1957

5. Ingeniería y recuperación: divulgación

Durante años la ingeniería costera ha buscado la corrección de daños y se ha detenido cuando la propuesta de medidas sobre las causas reales de la regresión podían desbordar el estricto ámbito costero. Sin embargo, la recuperación de las playas precisa acciones integrales que empiecen en el interior, cuya divulgación nos compete.

La protección de la costa no puede tener lugar sin que en ella se sientan involucrados todos los agentes que han causado su deterioro de modo directo o indirecto. La fijación de terrenos causada por reforestaciones, la reducción de la capacidad de erosión de los ríos, que han sido remansados por las presas, la retención de áridos producida por las propias presas son las más evidentes, pero no las únicas. Cada una de estas actividades tiene que interiorizar su propia medida correctora, que bien puede mutar a un canon anual para que la administración de costas lo invierta en obras de suministro de áridos hoy ajenos al circuito sedimentario, como explotación de canteras terrestres o de yacimientos submarinos.



Fig. 5. Azud laminador de avenidas, y retenedor de áridos, en barranco interior Valencia

La divulgación de estas soluciones, tarea que corresponde a los ingenieros, es sin duda previa a su incorporación a las disposiciones legales que finalmente hagan factible la recuperación de la costa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Impacto sobre las playas al norte y sur del Puerto de Valencia tras la finalización de las obras de ampliación

Serra-Peris, José C.[a]; Guerra-Vázquez, Manuel[b] y Sánchez-Barcaeztegui, Maravillas[c]
[a]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècncia de València, C/Camino de Vera 14, 46022 Valencia, jserra@tra.upv.es
[b]Autoridad portuaria de Valencia, Avd. Muelle del Turia, s/n, 46024 Valencia, mguerra@valenciaport.com
[c]Autoridad Portuaria de Valencia, Avd. Muelle del Turia, s/n, 46024 Valencia, msanchez@valenciaport.com

Resumen

Entre 2010 y 2015 y en aplicación de la Resolución de 30 de julio de 2007 de la Secretaría General para la Prevención de la Contaminación y el Cambio Climático, en la que se formula la "Declaración de Impacto Ambiental favorable a la realización del Proyecto Ampliación del Puerto de Valencia (Valencia)", se implanta un Plan de Vigilancia de la evolución de las playas al norte y sur del Puerto según modelo desarrollado por el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia, denominado Método BP, y que da lugar a la firma de un Convenio Específico de Desarrollo del Acuerdo de Colaboración Entre la Universidad Politécnica de Valencia y la Autoridad Portuaria de Valencia para el Proyecto de: "Plan de Vigilancia de la Evolución de las Playas al Norte y Sur del Puerto de Valencia tras la Ejecución de las Obras del Mismo".

Palabras clave: *procesos litorales, actuaciones en la costa, plan de seguimiento, evaluación.*

1. Introducción

La Resolución de 30 de julio de 2007 de la Secretaria General para la Prevención de la Contaminación y el Cambio Climático, en la que formula la "Declaración de Impacto Ambiental favorable a la realización del Proyecto de Ampliación del Puerto de Valencia (Valencia)" impone la ejecución de un Plan de Vigilancia de la evolución de las playas al norte y sur del Puerto, optándose por la aplicación del modelo desarrollado por el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia, denominado BP, y que ha demostrado desde 1992 su aplicabilidad en el seguimiento de playas al tratarse de un método de alta precisión que permite determinar la posición y cota del perfil de playa con un error de un centímetro (1 cm), lo que permite detectar pequeñas variaciones en la evolución de los perfiles, como de la denominada Línea Cero.



Figura 1. Vista general del Puerto de Valencia (GoogleEarth)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El Plan de Vigilancia se establece en dos periodos, un primero durante la ejecución de las obras de ampliación previstas en cinco años, y un segundo tras la finalización de las obras e igualmente por un periodo de cinco años. El primer Plan se inicia en febrero de 2008 y finaliza en octubre de 2010, se considera esta fecha como el fin de las obras de ampliación dado que en septiembre de 2010 se cierra perimetralmente la ampliación, iniciándose en octubre de 2010 el Plan de Vigilancia tras la finalización de las obras y que finalizo en octubre de 2015.

La ponencia presenta los trabajos realizados entre 2010 y 2015 como las conclusiones del mismo, estableciendo los efectos provocados en las playas al norte y sur del puerto por las obras de ampliación. En la figura 1 podemos ver una vista general de la ampliación realizada.

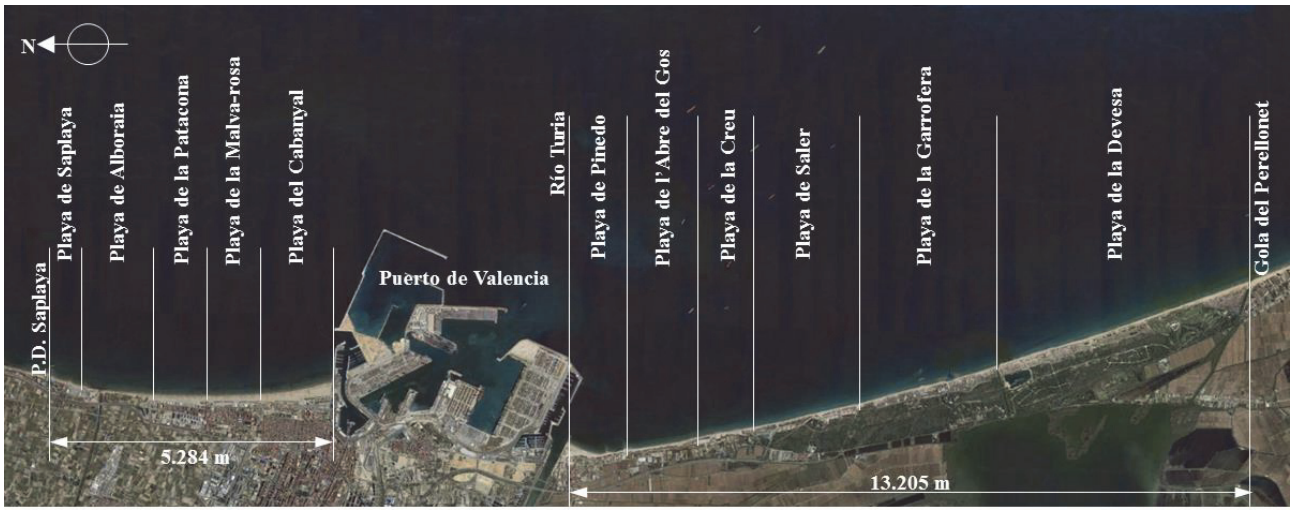


Figura 2. Frente litoral objeto del Plan de Vigilancia (GoogleEarth)

2. Identificación del frente litoral objeto del Plan de Vigilancia

En la figura 2 podemos ver el frente costero objeto del Plan de Vigilancia; al norte del puerto el frente es de más de cinco kilómetros (5.284 m) y que comprende las playas de sur a norte de Cabanyal y Malva-rosa, pertenecientes al municipio de Valencia, y las playas de Patacona, Alboraia y Saplaya en el municipio de Alboraia, quedando el frente limitado por las obras de abrigo del Puerto de valencia y el Puerto deportivo de Saplaya. Al sur el frente supera los trece kilómetros (13.205 m), limitado por las obras de abrigo de encauzamiento del río Turia, al norte, y la Gola del Perellonet, al sur, comprendiendo las playas de Pinedo, l'Abre del Gos, la Creu, el Saler, la Garrofera y la Devesa. El mayor frente al sur viene justificado por la sensibilización social de las playas al sur del puerto y su estado de recesión.

Hay que señalar que al norte nos encontramos con dos singularidades, por un lado el encauzamiento del Barranco del Carraixet, límite de las playas de Saplaya y Alboraia, y los espigones de defensa ubicados al sur del puerto de Saplaya; mientras que al sur tenemos los espigones de defensa de la playa de Pinedo y el encauzamiento de la Gola del Pujol, límite de las playas de la Garrofera y Devesa.

3. Metodológica del Plan de Vigilancia

Como se ha indicado con anterioridad el método empleado para la ejecución del Plan de Vigilancia es el desarrollado por el Laboratorio de Puertos y Costas y denominado BP y que consiste en el levantamiento de la Línea cero de los dos frentes, con una periodicidad de tres meses, y el levantamiento de diversos perfiles batimétricos cada seis meses, y es precisamente el levantamiento de los perfiles lo que se ejecuta con el modelo BP y que permite determinar dichos perfiles con una muy alta precisión.

Hay que señalar que se cuenta con una base de datos importante de estas playas dado que entre 1992 y 1997 se realizó un seguimiento de estos mismos frentes con la misma metodología; entre 2005 y 2007 se ejecutó otro seguimiento, pero en este caso en las playas al sur del puerto, y el realizado durante la ejecución de las obras de ampliación, entre 2008 y

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2010; por tanto se cuenta con el conocimiento del comportamiento de ambos frentes con anterioridad a las obras y contamos con una situación de partida que permite un mejor conocimiento del efecto de las obras sobre las playas.



Figura 3. Localización de los Perfiles Batimétricos (GoogleEarth)

La figura 3 recoge los perfiles batimétricos objeto del Plan de Vigilancia, la numeración de los mismos no es correlativa dado que son los mismos que se levantaron durante la ejecución de las obras, habiéndose eliminado algunos por considerar que no eran representativos y no aportaban información relevante para el seguimiento en ejecución.

Como señalábamos anteriormente cada tres meses se determinaba la línea cero al norte y sur del puerto, concretamente en los meses de enero, abril, julio y octubre; mientras que en los meses de abril y julio, coincidiendo con el levantamiento de la línea cero, se determinaban los perfiles batimétricos.

En paralelo, y entre campañas, se analizaba el clima marítimo con la finalidad d conocer la concurrencia de temporales o de calmas, dado que ello da lugar a la formación de perfiles, de barra o berma, y por tanto de cambios en el mismo que si se desconoce el clima anterior a la toma de datos puede llevarnos a conclusiones erróneas, por la variabilidad apuntada del perfil como de la propia planta de la playa.

3.1 Incidencias

Es evidente que durante la ejecución del Plan de Vigilancia concurrieron temporales con efecto sobre las playas, como accidentes y actuaciones de, podríamos decir, de defensa, que igualmente condicionaron la evolución y que conviene conocer para una mejor interpretación de los datos del seguimiento, y que por ello recogemos en este apartado, desarrollándose de forma cronológica.

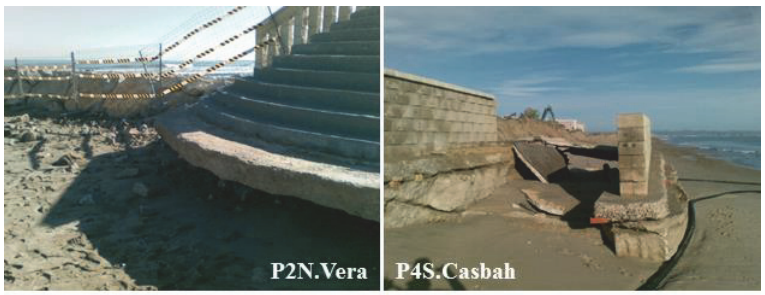


Figura 4. Temporal enero 2010

En enero de 2010 un temporal de altura significante cercana a los cuatro metros (H_s = 3,9 m) y dirección 60^0N, provoca el descalce de la pasarela situada sobre la acequia de Vera y donde se encuentra la cabeza del Perfil P2N.Vera; y provoca la ruina parcial del paseo marítimo de la Urbanización la Casbah, en la playa de la Garrofera donde se localiza el perfil P4S.Casbah, como podemos ver en la figura 4.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 5. Reparación espigones Saplaya

En marzo de 2010 se reparan los espigones de defensa localizados al sur de las obras de abrigo del puerto de Saplaya, en la figura 5 podemos ver su estado antes y después de la reparación. En principio puede resultar irrelevante tal actuación pero el seguimiento realizado nos señala que tras la reparación la playa de Saplaya recupera anchura debido al efecto de retención de los espigones reparados. Se vertieron además veinte mil toneladas (20.000 T) de arena de cantera, lo que podría hacernos suponer al aumento de anchura, pero hasta el final del seguimiento la playa fue ganando superficie.



Figura 6. Temporal octubre 2010

En octubre de 2010 concurre un temporal de altura significante de un metro y medio (H_s = 1,5 m) y dirección 58^0N; podemos pensar que no debería ser muy importante y de escasos efectos negativos en las playas, pero como vemos en la figura 6 los efectos en algunos casos fueron algo desastrosos. En la playa de la Creu, en el entorno del perfil P2S.Estibadores, la plataforma donde se localizaba la cabeza del perfil se hundió, lo que obligó a trasladar la base de toma de datos, igualmente la cimentación del cerramiento del Colegio de Educación Especial Profesor Sebastián Burgos; y nuevamente el paseo de la Urbanización la Casbah se vio afectado con hundimiento parcial de la plataforma del paseo marítimo.



Figura 7. Playa de la Garrofera, septiembre 2012

En septiembre de 2012 dos buques (Celia y Sunrise) embarrancan en la playa de la Garrofera como consecuencia de un temporal de altura significante superior a los tres metros (H_s = 3,4 m) y dirección 68^0N, las consecuencias fueron la formación de dos hemitómbolos, en principio, pero la mala práctica en el rescate fallido del Sunrise provoca un cráter próximo a las isobata -10 y la casi destrucción del cordón dunar al norte de la Urbanización la Casbah, figuras 7 y 8.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

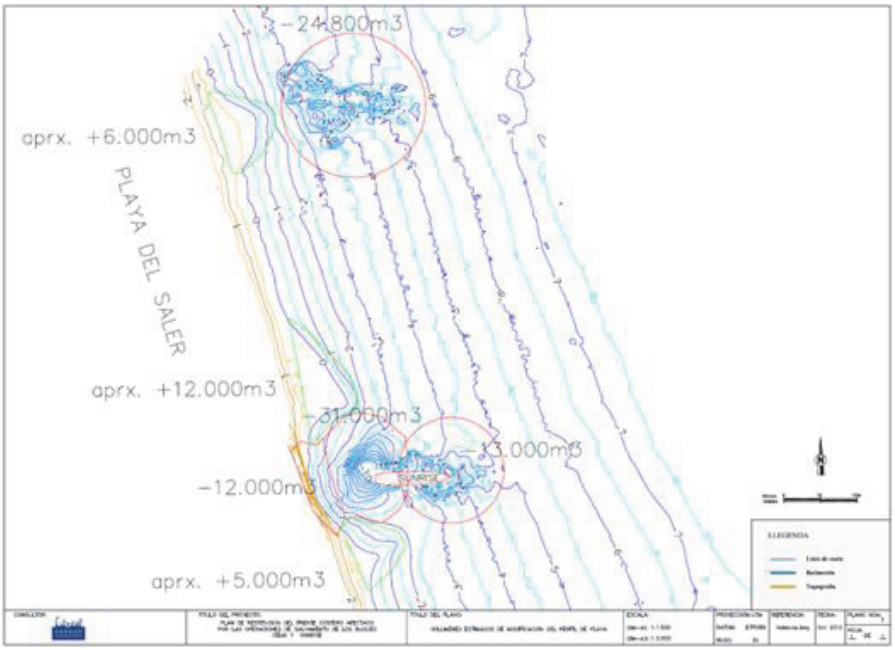


Figura 8. Playa de la Garrofera, septiembre 2012

Los daños ambientales se repararon devolviendo la playa y el cordón dunar a la posición y forma anterior al accidente.



Figura 9. Retirada del Colegio de Educación Especial profesor Sebastián Burgos

En enero de 2013 se demuele el Colegio de Educación Especial profesor Sebastián Burgos, que ya se comentó que en 2010, figura 6, la cimentación quedo al descubierto, y como ocurrió con otras edificaciones del entorno se ha demolido, en lo que constituye una retirada estratégica; en la figura 9 podemos ver, enmarcada, la superficie que ocupaba dicho colegio; añadir que justo al norte inmediato se encuentra el perfil P2S.Estibadores.

En enero de 2015 se realiza un trasvase se arena desde la playa del Cabanyal hasta la playa de la Creu, desplazando un volumen de veinte mil metros cúbicos de arena que se empleó en la regeneración del codón dunar, parcial, de este frente, como podemos ver en la figura 10; la arena se extrajo de la playa apoyada en el puerto de Valencia; no se empleó como trasvase a playa seca debido a que su diámetro es menor que la arena original de la playa de la Creu y su vertido en playa habría sido ineficaz.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 10. Trasvase de arenas

4. Conclusiones

Queremos aquí exponer las conclusiones del Plan de Vigilancia discretizando entre las playas al norte y sur del Puerto de Valencia.

4.1 Playa Norte

En las playas al norte del Puerto de Valencia se produce el efecto esperado y que es una continuación del que venía produciéndose incluso antes del inicio de las obras, la playa del Cabanyal, apoyada en el dique norte del puerto, muestra una clara acreción, más evidente cuanto más cerca del dique, como vemos en la figura 11. La playa de la Malva-rosa mostraba un efecto de retroceso ya con anterioridad, debido fundamentalmente al trasvase que se realizó, durante la ejecución de la Marina Real, desde dicha playa hasta la del Cabanyal.

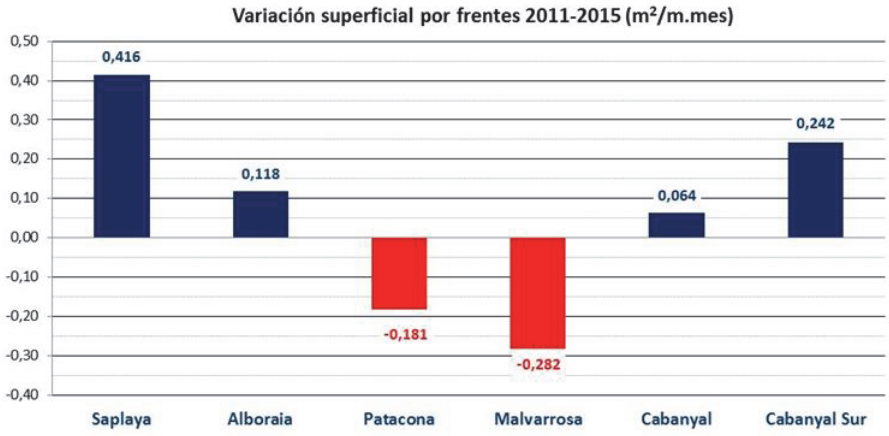


Figura 11. Variación superficial en las playas al norte del puerto

Patacona ya al inicio de las obras de ampliación objeto del Plan de Vigilancia mostraba una tendencia a la recesión, que se mantiene. Pero lo más interesante, y que ya se apuntó en párrafos anteriores, es la evolución de las playas de Alboraia y Saplaya; con anterioridad a la reparación de los espigones de Saplaya, en 2010, figura 5, los dos frentes eran claramente recesivos, llegándose incluso a situaciones de pérdida total de la playa seca al pie del perfil batimétrico, P4N.Saplaya, pero tras la reconstrucción de los espigones de defensa la playa muestra una clara tendencia a la acreción como podemos ver en la figura 12.

La conclusión final con relación a las playas al norte del Puerto de Valencia es que su evolución era la esperada y expuesta en el Estudio de Impacto Ambiental, que mantiene la tendencia que estaba en origen, y únicamente destacar la mejora de las playas en el extremo norte tras la reconstrucción de los espigones de defensa.

Añadir que en la playa apoyada en el Puerto de valencia, Cabanyal, durante la ejecución del Plan de Vigilancia se ha superado la anchura límite fijada en la Declaración de Impacto Ambiental y debe procederse al trasvase de ciento ochenta y cinco mil metros cúbicos (185.000 m^3) de arena del Cabanyal, la DIA deja en suspenso si deben trasvasarse al norte o al sur, optándose, dado el menor tamaño de los granos, por emplear dicha arena a la regeneración del cordón dunar de la playa de la Creu, y el volumen sobrante se contempla la posibilidad de trasvasarlos a las playas de la Patacona y Malva-rosa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 12. Evolución de la anchura de la playa seca en la traza del perfil P4N.Saplaya

4.2 Playa Sur

Con relación a las playas al sur del Puerto de Valencia existía una cierta alarma social al manifestar desde algunos sectores que la ampliación prevista del puerto iba a suponer una nueva recesión de dichas playas, e incluso algunos vaticinaban la probable desaparición de algún tramo que ya se encuentra en precario, es por ello que el Plan de Vigilancia contemplaba un mayor frente al sur para abarcan los tramos de costa en mayor riesgo.

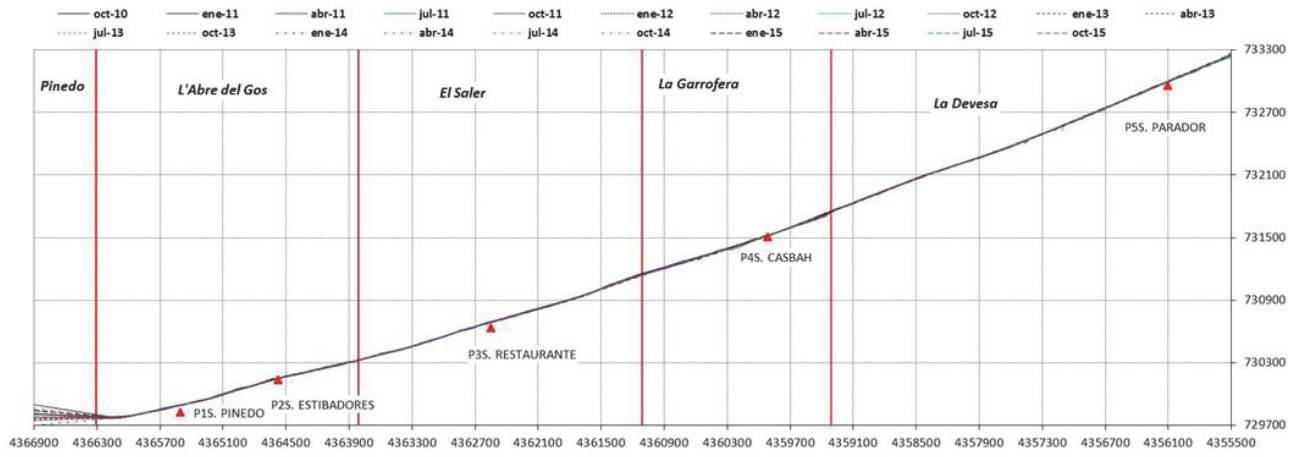


Figura 13. Línea Cero de las playas al sur del Puerto de Valencia (2010-2015)

En la figura 13 recogemos las líneas cero superpuestas de las playas al sur del Puerto de Valencia establecidas durante los cinco años de Plan de Vigilancia, y resulta difícil poder decir que se observen variaciones o retrocesos importantes de algún tramo del frente total.

La primera conclusión que podemos establecer es que las playas al sur del Puerto de Valencia evolución como lo hacían antes del inicio de las obras de ampliación, el frente costero, Línea cero y perfiles batimétricos, no han detectado las obras del nuevo dique de abrigo, no se ha provocado una modificación del frente de sombra a sotamar del puerto, ni aumento del efecto barrera dado que ya era total de inicio. En la figura 14 podemos ver la variación superficial de las playas, únicamente la playa de la Garrofera experimenta la mayor tasa de retroceso, aparentemente muy próxima a la de la playa de la Malva-rosa, los frentes extremos, l'Abre del Gos y Devesa, casi podríamos decir que se encuentran próximas a la estabilidad dada la baja tasa de recesión, en cualquier caso estos valores hay que considerarlos con cierta prevención ya que dependen de los oleajes que alcancen el frente, y a pesar de los expuesto en puntos anteriores, no podemos decir que el periodo analizado se caracterice por fuertes temporales e insistentes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

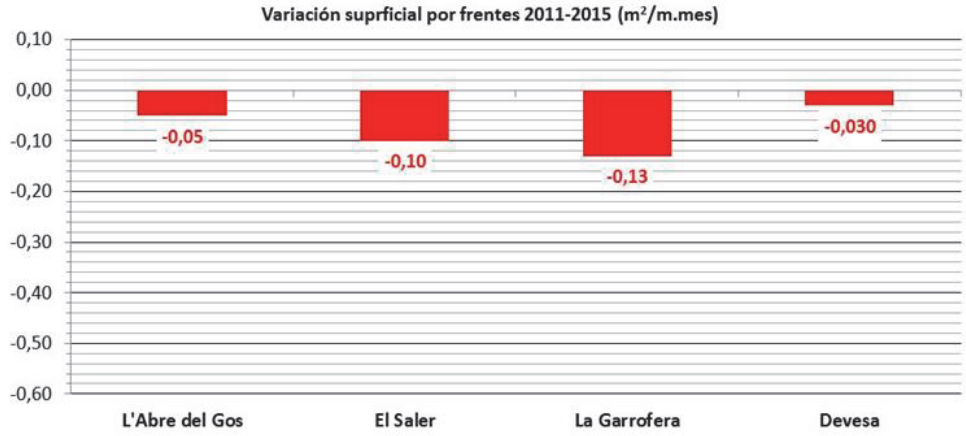


Figura 14. Variación superficial en las playas al sur del puerto

Hemos querido recoger la variación de la anchura al pie del muro del paseo marítimo de la Urbanización de la Casbah, por un lado por su situación de inestabilidad y por el aparente efecto de acreción que presenta la playa, figura 15.

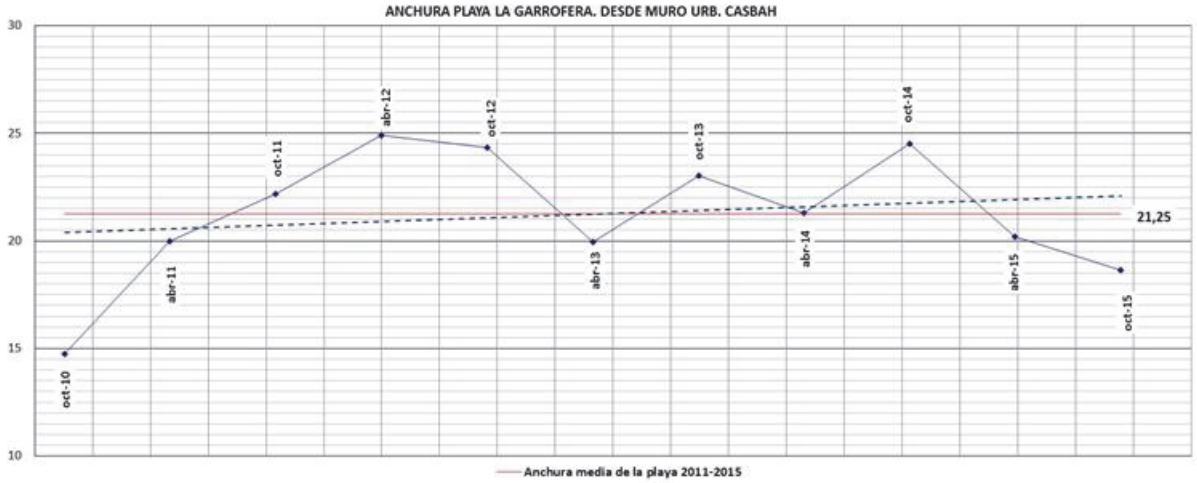


Figura 15. Evolución de la anchura de la playa seca en la traza del perfil P4S.Casbah

Aparentemente como vemos en la figura 15 la anchura marca un proceso de acreción, pero si consideráramos los últimos años del Plan de Vigilancia la tendencia es a la recesión, como a podido comprobarse en los temporales de finales de 2016 y principio de 2017, al inicio del Plan la anchura es inferior a los quince metros.

La conclusión final, con relación a las playas al sur del Puerto de Valencia es que las obras de ampliación no han supuesto una modificación en su evolución antes del inicio y tras la finalización de las obras de ampliación.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Actuaciones en el litoral de A Coruña para mitigar los efectos de los temporales extraordinarios del último lustro

Gil Villar, Carlos[a], Eimil Apenela, Rafael[a], Pardo de Vera, Ignacio[a], Babío Arcay, Ricardo[a]

[a]Demarcación de Costas en Galicia. Dirección General de Sostenibilidad de la costa y del mar. Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente. cgil@mapama.es; reimil@mapama.es; ipardo@mapama.es; rbabio@udc.es

Resumen

Como consecuencia del cambio climático se producen una concatenación de temporales sobre la costa que causan graves daños no por su gran intensidad sino por la prolongación y duración de los mismos. Estas afecciones causaron graves desperfectos en el litoral, produciendo daños en 26 ayuntamientos costeros. La Demarcación de Costas en Galicia realiza en este periodo más de 43 actuaciones y con una inversión de 5,4 Millones de Euros. En muchas zonas se realizan soluciones imaginativas, utilizando materiales naturales y aprovechando las sinergias de otros organismos y con el objeto de que las playas afectadas estuvieran reparadas antes del verano. A modo de ejemplo se desarrolla la actuación ejecutada en la playa de Miño donde los temporales realizaron numerosos destrozos.

Palabras clave: *costas, daños por temporales, pantallas de rollizos, playa de Miño, inestabilidad del perfil de playa.*

1. Introducción

Uno de los fenómenos que se han producido en el último lustro como consecuencia de la variabilidad climática es la concatenación de frentes de borrascas de gran duración, que generan temporales con grandes oleajes con un amplio rango de direcciones. Estas condiciones, se producen en los meses de diciembre de 2013 y marzo de 2014, donde se dieron unas condiciones de oleaje inusuales en la costa atlántica, con la sucesión de diversos temporales de gran magnitud que afectaron a puertos y playas por toda la costa.

Estos oleajes no tienen periodos de retorno muy elevados, siendo lo inusual el gran número de temporales registrados de forma continua en el invierno de 2013/2014, Si atendemos a los temporales acaecidos durante el período desde 1998 al 2013, se registraron en la boya de Villlano-Sísargas un total de 60 eventos de temporal con una altura de ola significante superior a 7 metros, con un promedio anual de 3.75 temporales. En el periodo analizado de diciembre de 2013 a marzo de 2014 se sucedieron 13 temporales con alturas de ola superiores a los 7 metros.

Leyenda	NW	WNW	W

Fecha	Hs(m)	Tp(seg)	Dirp(°)	Fecha	Hs(m)	Tp(seg)	Dirp(°)
20-dic	8.32	16.6	321	01-feb	12.77	22.27	323
25-dic	9.49	15.43	301	05-feb	12.54	16.6	298
31-dic	7.62	15.43	298	08-feb	11.48	18.16	293
04-ene	8.55	18.16	301	10-feb	7.73	13.28	298
06-ene	12.66	22.27	295	14-feb	8.55	15.43	273
14-ene	6.21	15.43	323	03-mar	11.95	19.92	312
17-ene	7.03	15.43	304	25-mar	6.8	14.26	312
28-ene	9.84	16.6	315				

Tabla 1. Altura significante, periodo y dirección temporales 2013-4. Fuente: boya Villano/Estaca de Bares)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La dirección de estos temporales varía en el cuarto cuadrante desde el W al WNW afectando a gran parte de la costa norte de la provincia de A Coruña.

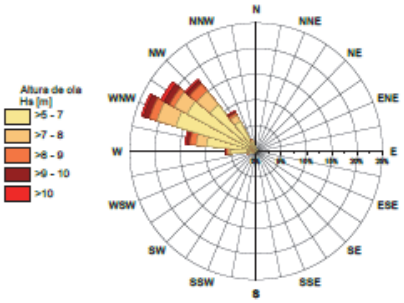


Fig. 1. Dirección de los temporales 2013-4. Fuente: Peña, E (2014)

2. Efectos en la costa y Daños Causados

Estas afecciones causaron graves desperfectos en el litoral de A Coruña, fundamentalmente en seis zonas de la costa que no ofrecen abrigo a los oleajes procedentes del cuarto cuadrante y produciendo daños en 26 ayuntamientos costeros:

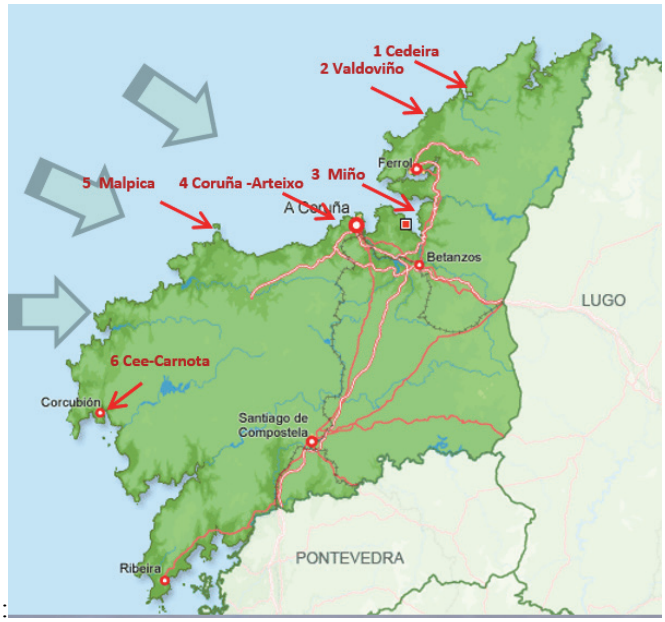


Fig. 2. Zonas de mayor afección

Si atendemos a la tipología de los daños causados pueden ser de dos tipos: los producidos en las playas, dunas o zonas depósitos de materiales sueltos y los producidos en infraestructuras a la costa, bien sean obras de defensa o elementos de disfrute y esparcimiento de la población como sean sendas, accesos a la costa y paseos marítimos.

2.1 Daños en las playas y erosión de la costa

Los daños en los arenales son causados por diferentes causas, bien por daños estructurales en los elementos de protección de la costa como la rotura de espigones, que afecta a la morfología de la playa, estando está ahora más expuesta a su destrucción.

En otros casos, los efectos de la sucesión de temporales rompen los perfiles de equilibrio de las playas en invierno, provocando pérdidas de arena irreversibles de la zona intermareal, que generan grandes escalones, que no son restituidos en el periodo estival y que debilitando la protección a la costa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 2. Rotura del perfil de equilibrio en playa de Miño y Cedeira

En otros casos, estos provocan la desaparición total de una playa, aflorando una rasa rocosa inferior o la colmatación total del desagüe natural de una laguna litoral que provoca inundaciones en las viviendas cercanas.



Fig. 3. Desaparición total de playa (Sta. Comba) y colmatación de laguna litoral (A Frouxeira)

También se produce erosión en la costa, produciendo desprendimientos en taludes que afectan a infraestructuras, viviendas y a la seguridad de los usuarios del litoral.

2.2 Daños en las infraestructuras

En otros casos, se han producido daños sobre infraestructuras costeras como paseos marítimos, accesos a las playas, sendas litorales o elementos de protección de ecosistemas que urgía su reparación para prevenir daños a las personas y a los bienes.



Fig. 4a. Diversos daños en infraestructuras. (Paseos, carreteras y accesos playas)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 4b. Diversos daños en infraestructuras. (Paseos, carreteras y accesos playas)

La variedad de tipologia de cada uno de los daños, exige soluciones singulares y adaptadas de forma que se garantice:

- Evitar que se pueda repetir en un futuro
- Sea compatible con el medio ambiente, de acuerdo con las figuras de protección existentes.

3 Soluciones Ejecutadas

Durante la primavera de 2014 y 2015 la Secretaria de Estado de Medio Ambiente autoriza a Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar a realizar distintas actuaciones de emergencia para reparar estos daños. La Demarcación de Costas en Galicia realiza en este periodo más de 43 actuaciones y con una inversión de 5,4 Millones de Euros. En muchas zonas se realizan soluciones imaginativas, utilizando materiales naturales y aprovechando las sinergias de otros organismos y con el objeto de que las playas afectadas estuvieran reparadas antes del verano. También durante 2016 se realizan medidas correctoras en la costa de A Coruña incluidas en el programa de mantenimiento y conservación del Dominio Público.

Dentro de estas actuaciones, y a modo de ejemplo por su singularidad, desarrollo la actuación realizada en la playa de Miño.

3.1 Actuación de Emergencia para reparar los daños causados por los temporales en 2014 en la playa de Miño.

3.1.1 Configuración de la playa.

La playa de Miño, está situada en medio de la ría de Ares- Betanzos, a una decena de kilómetros de Coruña y Ferrol, y con acceso privilegiado por autopista con la provincia de Lugo, que hace que sea una de las playas más visitadas de la provincia. Sus 1.600 m. de fina arena de color beige y sus aguas transparentes le confieren un atractivo especial por el cual ha sido galardonada en numerosas ocasiones la mejor playa de España por votación popular. La playa limita al NE en forma de flecha, con el rio Maior y se extiende hacia el SW disminuyendo su campo dunar hasta convertirse en paseo marítimo en el propio casco urbano. La configuración de la playa y de la propia ría, que no ofrece ningún tipo de abrigo a los temporales del NW la hace especialmente vulnerable ante los fenómenos acaecidos. Por esta razón fue una de los arenales más afectados.



Fig. 5. Vulnerabilidad al NW y vista general de la playa de Miño

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.1.2 Daños Causados

En todo el frente de playa se produjeron daños de tipología distinta para los que fueron necesarios soluciones diferentes. Por ello, se realizaron encargos independientes; para el aporte de áridos se realizó un encargo entre empresas de dragados, para la demoliciones se realizaron por la empresa pública Tragsa, por su amplia experiencia en la gestión de los residuos y para la construcción del muro y paseo entre empresas de ingeniería civil con experiencia en acabados finales que exigía este tipo de trabajos. La tipología de los desperfectos causados fue de tres categorías siguientes:

- Desequilibrio del perfil de playa-Duna.

  La afección sobre el perfil de playa se produjo sobre una longitud da más de 1000 metros, provocando un escalón que en muchas zonas alcanzaba los tres metros. El margen de resguardo que tenía la berma era muy escaso, en alguna zona solo 4 metros lo separaban de la coronación, poniendo en grave peligro no solo la estabilidad de la playa, sino la subsistencia del ecosistema de marismas situado tras la playa. Las principales consecuencias de dicho desequilibrio fueron:

  - Desaparición de los accesos peatonales a las playas
  - Peligro de la integridad de la playa al haber alcanzado el colapso en la berma de la duna gris



Fig. 6. Escalón en el perfil de playa y anchura de la berma en la playa de Miño

- Desaparición del muro de protección del paseo marítimo.

  En la zona inferior del paseo marítimo existía un pequeño muro de hormigón de unos 130 ml de longitud y unos 2 metros de alto. La acción sucesiva de los oleajes provoco una gran erosión en la base, que puso en riesgo la cimentación. La sucesión continua de trenes de borrasca agravó considerablemente la situación generando el colapso total del muro y dejando el terreno sin protección con los siguientes efectos:

  - Desplome del paseo sobre la playa
  - Peligro de las instalaciones expendedoras de bebidas de la playa.
  - Peligro de la zona de aparcamiento

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 7. Desplome del muro, los accesos a la playa y paseo marítimo en playa de Miño

- Destrucción de apartamentos turísticos a pie de playa.
  - Con el paso de los temporales en la cimentación de estos establecimientos se observan erosiones importantes. El perfil de playa de invierno había descendido unos 2 metros respecto a la situación crítica detectada en años anteriores, con lo que el oleaje en pleamar en los siguientes temporales incidía directamente sobre muros y paredes, y no tardó en desplomarse sobre la playa.



Fig. 8. Oleaje en un temporal incidiendo sobre los apartamentos Soy y Mar

2.1.3 Aportación de áridos a la playa

Para establecer las condiciones de un perfil de equilibrio de frente de playa las primeras estimaciones indican necesarios unos 50.000 m³. Dada la gran erosión que se ha generado todo el arenal, entendemos no se puede alimentar la playa exclusivamente con áridos procedentes del sistema. Aun existiendo un volumen importante en la zona Noreste, donde no hay erosión, junto a la flecha, su movilización supondría generar un déficit en la zona norte que aceleraría el transporte litoral dirección SUR-NORTE con el riesgo de deterioro a corto plazo de esta solución.

Para encontrar disponibilidad de áridos se valoraron los distintos yacimientos de la ría, valorando criterios económicos, ambientales y de ejecución a corto plazo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Finalmente se eligió el dragado de arena dentro del recinto del puerto exterior Langosteira (A Coruña) en ese momento se encontraba en construcción. Este dragado estaría amparado por la Declaración de Impacto Ambiental para la construcción del Puerto Exterior de Langosteira (A Coruña).

Se dragaron 38.526,54 m³ de arena con una draga ecológica de succión con una capacidad de cántara de 500 m³ en el entorno del contradique y durante un período aproximado de un mes. Se analizó la calidad físico-químico de la arena, resultando que los diámetros D_{so} se encuentran entre 0,3 mm. y 0,7 mm, con una ausencia total de metales pesados en las muestras.



Fig. 9. Draga, zona de acopio y aireación y carga en el puerto de Langosteira

El transporte hasta la playa se hizo en camión-bañera con itinerarios nocturnos entre las 9 de la noche y 7 de la mañana que evitaron la ciudad de A Coruña. De esta forma, los más de 2.000 viajes realizados no interferían en las actividades diarias del Puerto y no alteraban la densidad de tráfico en la comarca.

En la zona de playa se construyó un dique de descargas que estaba alejado de las viviendas para evitar el ruido generado por los avisadores acústicos de los camiones, y no próximo a la zona dunar para evitar su interferencia en el ecosistema.

La arena acumulada de noche, en la zona de descarga, se distribuía durante el día, con unas palas cargadoras y extravíales (lagartos) que se distribuían por todo el frente de playa afectada.



Fig. 10. Distribución y extendido de la arena por el perfil de playa

Se realizó un núcleo con esta arena en forma de cuña con la arena portuaria, y para el acabado final se movilizaron 13.769,64 m³ de arena del propio sistema, extrayéndola de la zona de la flecha y extendiéndola a lo largo de todo el perfil de playa. El objeto de esta capa de acabado de unos 0,30 m. de espesor era garantizar la homogeneidad del acabado superficial la arena del puerto era grisácea, frente a la amarilla de la propia playa.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

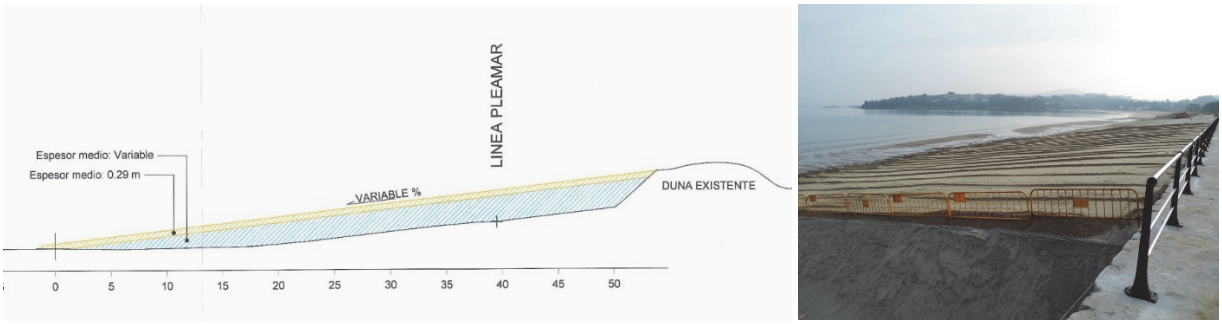


Fig. 11. Perfil final de playa

La inversión realiza en esta fase de la obra fue de 853.000 euros y fueron realizados por la empresa SATO y en las siguientes imágenes se muestra la situación inicial y final.



Fig. 12. Situación inicial y una vez finalizadas las obras

2.1.4 Adquisición y demolición de apartamentos

Como consecuencia de los desperfectos causados por temporales los apartamentos SOL Y MAR situados en primera línea de playa, presentan unos daños, tan importantes que es inviable su reparación. Además la situación de debilidad de los taludes generada, provocaba el riesgo de daños a otros apartamentos, situados en segunda línea de playa. En una actuación coordinada con el Ayuntamiento de Miño, por el que este adquiere los apartamentos en ruinas y la franja de 6

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

m. de la servidumbre de tránsito. Estos terrenos los pone a disposición de este Ministerio para construya una senda por dicha área, y proteja la erosión de la costa.



Fig. 13. Demolición del Sol y Mar y construcción de muro de protección

Se ejecuta una senda de tipología similar al paseo reconstruido de unos 82 m. Por ello realizará un muro de protección de 4 m. de altura dándose continuidad al paseo marítimo y estableciendo una hidrosiembra en el talud hasta llegar a los 11 m. de altura. Esta construcción queda prácticamente enterrada con el nuevo perfil de playa, por lo que solo aflora entre 1 m. y 1,5 m. sobre el perfil de la playa en verano y integrándose en el paisaje.



Fig. 14. Finalizadas las obras en la zona del Sol y Mar

2.1.5 Construcción de nuevo paseo marítimo de borde

Si tenemos en cuenta que desde el 24 de diciembre hasta el 24 de febrero se suceden 25 fenómenos temporales de viento, lluvia y mar (10 con oleajes extremos), lo que supone el desplome del muro de contención sobre el paseo marítimo. Pero esta situación se sigue agravando con los temporales del 3 y 4 de marzo, peligrando la estabilidad del Restaurante Bar-Playa y destrozando los accesos a la costa, y desplomando el paseo marítimo sobre el mar.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 15. Obras de cimentación de escollera de protección

Por ello, se diseña una solución de un muro de escollera hormigonada entre 3,5 m. a 4 m. de altura y de más de 130 m. de largo. En la parte superior, se diseña la reposición del paseo marítimo con un acabado en hormigón impreso imitando pizarra prexistente, y se dota de balaustrada de acero inoxidable. Se perfilaron los taludes, vegetándolos con tierra natural, se repusieron los bancos, papeleras, fuentes y duchas.

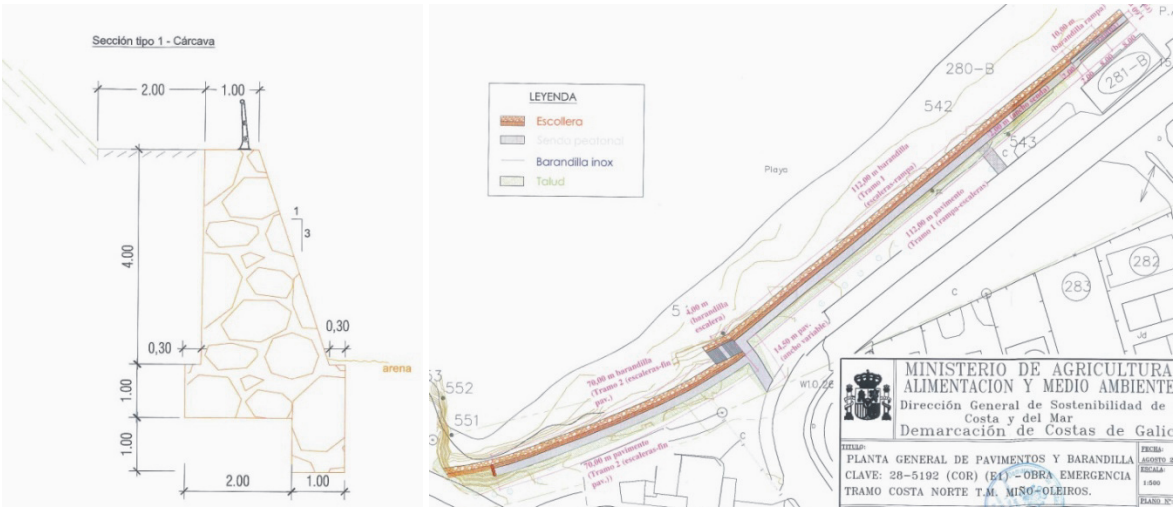


Fig. 16. Sección tipo y planta general del paseo

A pesar de la altura del muro sobre el perfil de la playa inicial, se ha integrado el mismo con la aportación de arena realizada, dejando muy poca parte visible respecto al el perfil de equilibrio en verano.



Fig. 17. Acabados finales del paseo marítimo

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3.2 Otras Actuaciones

Se han realizado otras actuaciones similares para estabilizar playas con rotura total del perfil de equilibrio, se utilizaron innovadoras soluciones, como la realizada en playa de Cedeira con la colocación de pantallas vegetales en el núcleo del perfil inestable. También se han desarrollado elementos de protección con muros vegetales, sin materiales conglomerantes, que se integran totalmente en el paisaje, reposición de puentes y pasarelas, reparación de muros y accesos a las playas, teniendo especial cuidado en que las solución ejecutada evite los efectos que puedan causar nuevos temporales.



Fig. 18. Situación inicial y final de la playa de Cedeira

4 Conclusiones

En la actuación realizada en la playa de Miño se resume en los siguientes datos:

- 38.526,54 m^3 de arena de dragado, transporte, vertido y extendido de arena de playa, extraída en el puerto exterior.
- 13.769,64 m^3 de arena cargada, transportada y extendida de la propia playa.
- 210 m.l. de muro de escollera de 3,5 m. a 4,00 m. de altura con accesos escaleras y rampa.
- 210 m.l. de paseo marítimo de hormigón impreso, con balaustrada de acero inoxidable, fuentes, bancos, papeleras y duchas.
- Presupuesto Total de la Actuación 1.374.277,47 Euros.
- Empresas Colaboradoras: SATO, TRAGSA, EXTRACO y PROYFE

Una vez finalizadas las obras el 3 de Julio de 2014 y tras votación popular vía web, realizado por el diario gratuito 20 minutos resultó elegida la mejor playa de España por tercer año consecutivo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 19. Situación inicial y final de la playa de Miño

5 Agradecimientos

Se agradece a todo el personal de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar y a las empresas colaboradoras sin las que no sería posible realizar dichas obras.

Referencias

PEÑA GONZALEZ, E. (2014). *Análisis de la situación actual de la playa de Cabanas y su espigón. Estudio de clima marítimo y afecciones producidas por los temporales de enero a marzo de 2014* Informe Técnico del GEAMA. A Coruña: Universidad de A Coruña

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Senda peatonal y recuperación de estructuras arqueológicas de la época romana entre la playa de la Albufereta y el puerto Costablanca, en el t.m. de Alicante

Zamorano Rubio, Rafael[a]; Jordá Guijarro, Mª Auxiliadora[b]; Pina Mira, Joaquín[c]; Sánchez Lardiés, Adela[d]; Morales Maciá, José Luis[e]

[a]Empresa de Transformación Agraria, S.A. (Tragsa), Avda. Doctor Jiménez Díaz nº 4, Alicante, rzamoran@tragsa.es, [b]Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta 5, Alicante, majorda@magrama.es, [c]Arqueólogo por cuenta propia, Alicante, ascanio78@hotmail.com, [d]Arqueóloga, Pasaje de Cox, 3 5ª, Alicante, aslardies@gmail.com, [e]Servicio Provincial de Costas, Plaza de la Montañeta 5, Alicante, jmorales@magrama.es

Resumen

Debido al desarrollo urbanístico desmedido y enfocado exclusivamente al turismo, muchos tramos de la costa de Alicante perdieron su naturalidad y se vieron despojados de otros valores, paisajísticos y culturales, de igual o mayor importancia que el turístico. Con este proyecto se ha tratado de recuperar esos valores, reordenando y vertebrando, por medio de una senda peatonal, todos los recursos disponibles de tal forma que los usuarios vuelvan a disfrutar de un patrimonio que es de todos.

Palabras clave: *Recuperación, Puesta en valor, Uso público, Vertebración, Patrimonio, Divulgación*

1. Introducción

A consecuencia del "boom" urbanístico sufrido por la provincia de Alicante a partir de la década de los 60 del pasado siglo, muchos de los recursos naturales, culturales y paisajísticos presentes en la costa, quedaron supeditados al rápido crecimiento urbano enfocado principalmente al desarrollo del turismo, Este desarrollo se realizó inicialmente sin tener en cuenta la necesaria integración de todos los recursos turísticos disponibles y sin tener en cuenta que el sustento de unos depende de la sostenibilidad de los otros.

Esta situación podemos encontrarla doblemente en la Albufereta de Alicante, donde, por una parte la construcción de urbanizaciones en primerísima línea de costa ha desvirtuado el paisaje natural costero, también ha sido la causa de la desaparición de importantes restos arqueológicos pertenecientes al área de influencia de la antigua "Lucentum".

Con la ejecución de este proyecto hemos tratado, en lo posible, de revertir esa situación, devolviendo a este pequeño tramo de costa el valor y la dignidad perdida, teniendo en cuenta que si bien no es posible ya recuperar la naturalidad del lugar, si al menos podemos mejorarla, combinando además el uso público con la conservación, reconocimiento y divulgación de los bienes culturales presentes en la zona.

2. Localización de los trabajos

Los trabajos ejecutados se encuentran localizados en el término municipal de Alicante, en el tramo de costa que va desde la playa de la Alfufereta y el puerto deportivo Costablanca.



Fig 1 Localización de la obra

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Antecedentes y contexto de la actuación

El área de influencia del barranco del Juncaret junto con su desembocadura, donde actualmente se encuentra la playa de la Albufereta, ha sido desde tiempos antiguos lugar de asentamiento e influencia de diversas culturas, entre ellas la Íbera, la Cartaginesa y la Romana. Este devenir histórico ha dejado en la zona multiples huellas y restos arqueológicos, siendo los más importantes los situados en el Tossal de Manises, donde se ubicó, sobre restos íberos, la ciudad romana de Lucentum.

El interés por esta zona se ha mantenido hasta nuestros días, si bien en un contexto más crematístico, lo que ha originado una ocupación del terreno enfocada inicialmente al desarrollo turístico, plasmado en la construcción del puerto deportivo Costa Blanca y en la aparición de un gran número de urbanizaciones, muchas de las cuales se utilizan actualmente como vivienda habitual, lo que se traduce en una alta presencia poblacional durante todo el año.



Fig 2 Contexto de la actuación

4. Situación inicial

El tramo de costa donde se ha construido la senda es de naturaleza rocosa y está muy condicionado por la influencia de los edificios cercanos, parte de los cuales sobrepasan la línea de servidumbre de tránsito y mantienen accesos peatonales a la misma. Además, la deficiente red de saneamiento de estos edificios provocaba continuos vertidos de aguas sucias al exterior que eran dirigidos hacia el mar por medio de estructuras “ad hoc” hechas de obra y/o por canales excavados directamente en la roca.



Fig 3 Situación inicial de la zona de actuación

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Los restos arqueológicos presentes en la zona que no fueron destruidos durante la construcción de los edificios, hace tiempo que fueron soterrados bajo capas de tierra, basuras y escombros

Aparte de esto, este tramo de costa es muy utilizado como zona de paso entre el puerto deportivo y la playa de la Albufereta, lo que llevó al Servicio Provincial de Costas de Alicante a la construcción, en el año 2006, de una pasarela de madera para facilitar el paso en los tramos de peor accesibilidad.

5. Objetivos

Con la ejecución de este proyecto se ha perseguido la consecución de los siguientes objetivos:

1. Naturalización y recuperación del entorno natural por medio de la demolición de los elementos degradantes del paisaje.
2. Ordenación del uso público y vertebración de los recursos disponibles por medio de la construcción de la senda peatonal y reordenación de las infraestructuras existentes.
3. Recuperación de patrimonio histórico y los recursos culturales por medio de la puesta en valor y divulgación de los elementos arqueológicos.

6. Desarrollo de los trabajos

Para conseguir los objetivos previstos, los trabajos se han desarrollado en las siguientes fases:

- Desmontaje de parte de la pasarela instalada en el año 2006
- Renovación de la red de saneamiento.
- Demolición de estructuras obsoletas y degradantes del paisaje.
- Delimitación del trazado de la senda con muros de mampostería.
- Construcción del firme de la senda peatonal.
- Instalación de elementos de madera.
- Ejecución de trabajos complementarios.
- Recuperación de las estructuras arqueológicas.

6.1. Desmontaje de extremos de pasarela y renovación de la red de saneamiento

La primera actuación consistió en el desmontaje de los extremos de la pasarela de madera existente para permitir la sustitución, por parte de la empresa Aguas de Alicante, del antiguo saneamiento y su traslado, en aquellas zonas en las que fue posible, fuera del límite del DPMT. El nuevo saneamiento discurre bajo la senda proyectada, quedando las tapas de los pozos de registro integradas en el firme de hormigón impreso.



Fig 4 Trazado de la nueva red de saneamiento

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig 5 Trabajos de renovación de la red de saneamiento

6.2. Demolición de estructuras obsoletas y degradantes del paisaje

Posteriormente se procedió a la demolición de todos las estructuras degradantes de paisaje añadidas a lo largo de los años y que por lo general se encontraban deterioradas por acción del oleaje, estas estructuras estaban formadas por losas de hormigón, superficies asfaltadas, canales, muros de mampostería y restos de conducciones. La eliminación de estos elementos se centró también en la limpieza de las superficies de roca para que recuperar su naturalidad. Todos los restos de las demoliciones se trasladaron a vertedero autorizado.



Fig 6 Áreas afectadas por las demoliciones

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig 7 Demolición manual de restos de conducciónes de saneamiento

6.3. Delimitación del trazado de la senda con muros de mampostería

Al igual que con el saneamiento, el objetivo de ordenación del uso público obliga, siempre que sea posible, al desplazamiento de la senda fuera del límite del DPMT. Este condicionante junto con los accesos peatonales ya existentes a las urbanizaciones, ha determinado la cota de la rasante de la senda a través de su recorrido. Para alcanzar dicha rasante se construyó, a lo largo del recorrido de la senda, tramos de muros de mampostería

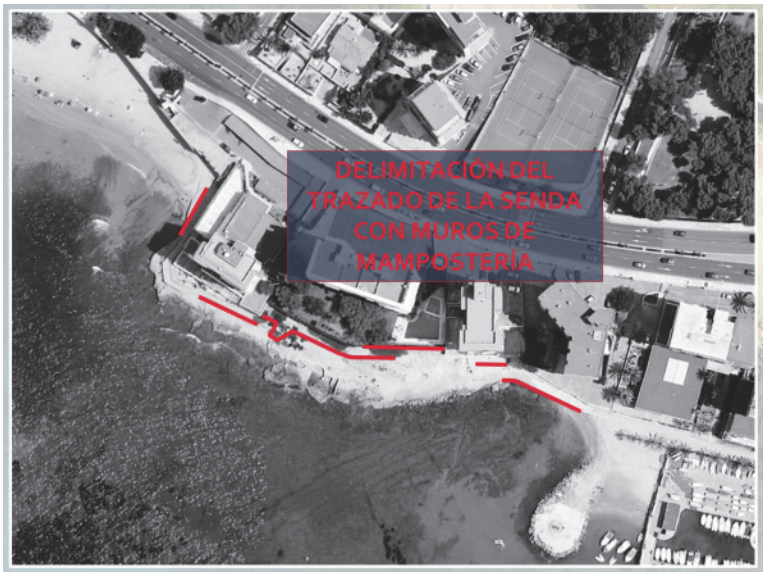


Fig 8 Delimitación del trazado de la senda con muros de mampostería

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig 9 Construcción de muros y escaleras de mampostería

6.4. Construcción del firme de la senda peatonal

Una vez alcanzada la rasante con la coronación de los muros, se rellenó el trasdós con una sub-base de zahorra compactada, completando el acabado del firme con una capa de 20 cm de hormigón impreso coloreado simulando un efecto roca. Este hormigón coloreado se utilizo también para disimular el impacto visual provocado en la roca por la excavación en la misma de zanjas de antiguas conducciones.



Fig 10 Trazado de la senda peatonal

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig 11 Trabajos de compactación de la sub-base de zahorra



Fig 12 Construcción de firme con hormigón impreso sulforresistente

6.5. Instalación de elementos de madera

Para completar el trazado de la senda se rehicieron los extremos de la pasarela de madera existente, adecuando sus dimensiones a la nueva traza, también se añadieron diversos elementos a la senda tales como pasamanos, bordillos, bancadas, pasarela de módulos y señálitica.

A los nuevos tramos de la pasarela, junto con la parte de la misma que se mantuvo, se les realizó un tratamiento protector con Lasur para igualar el color en todo su trazado. Tambien se sustituyerón piezas de la misma que se encontraban en mal estado.

6.6. Trabajos complementarios

Dentro de esta categoría se incluyen trabajos complementarios a la actuación tales como la poda (ejecutada por el Ayuntamiento de Alicante) de dos eucaliptus de grandes dimensiones, trabajos de plantación, con Asteriscus maritimus y Capparis spinosa, en las jardineras creadas para ocultar los pozos de registro del saneamiento, trabajos de naturalización de zanjas de tuberías con hormigón impreso, contención de terraplenes con líneas de rocalla y finalmente trabajos de limpieza de toda la zona de actuación.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig 13 Instalación de elementos de madera



Fig 14 Construcción de bancada



Fig 15 Finalización de la senda en la playa de la Albufereta mediante pasarela de módulos

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig 16 Poda de eucaliptus de grandes dimensiones



Fig 17 Instalación de líneas de rocalla en consolidación del terreno

6.7. Recuperación de las estructuras arqueológicas

Dentro de los objetivos del proyecto se encontraba la recuperación, puesta en valor y divulgación de las estructuras arqueológicas presentes en la zona, las estructuras recuperadas han sido las siguientes:

6.7.1. La cisterna romana

Los restos recuperados corresponden a estructuras de una de las villas residenciales de época romana relacionadas con la cercana ciudad de *Lucentum* (Tossal de Manises).

En este caso, de todo el conjunto de estructuras que conformaban dichas villas, tan sólo se han conservado aquellos restos que se hallaban excavados en la roca. Este es el caso de una balsa o cisterna cuyo uso no ha podido ser definido dado el nivel de arrasamiento de cualquier tipo de resto constructivo asociado en la zona, pero que parece relacionarse con la contención o almacenamiento de líquidos. La cisterna presenta una planta rectangular con unas dimensiones de 4x3 metros, estando excavada en la roca. La obra está formada por un revestimiento de *opus caementicium* que luego es impermeabilizado por una capa de *opus signinum*. Así mismo, en una de sus esquinas presenta un decantador para facilitar la recogida de la suciedad almacenada en su interior. La cisterna se ha visto afectada por la construcción de los edificios aledaños y por la excavación de la antigua red de saneamiento de la zona.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

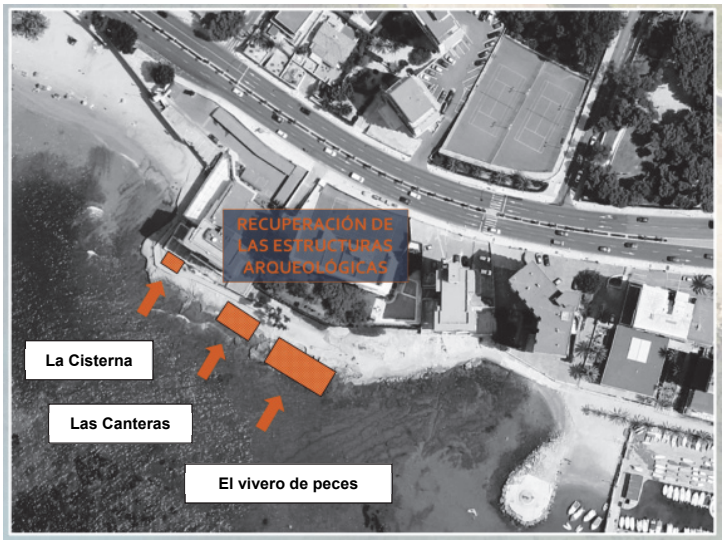


Fig 15 Recuperación de estructuras arqueológicas

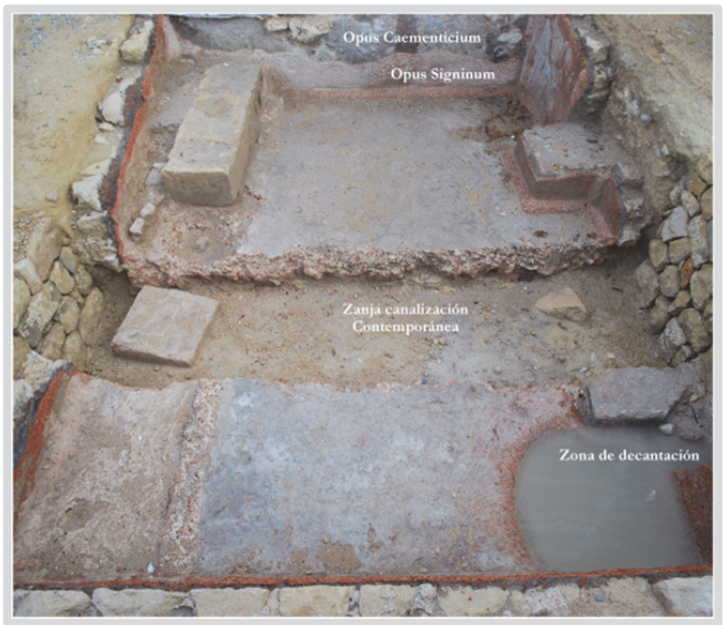


Fig 16 La cisterna romana

6.7.2. El vivero de peces

El segundo lugar que cuenta con presencia de restos arqueológicos es el que contiene el vivero de peces. Este espacio nos ha permitido identificar los restos recuperados durante esta actuación con los restos de una villa de tipo marítimo, las conocidas como *villae maritimae*, muy similar a otras existentes en las costas alicantinas como es el caso de la Punta de l'Arenal en Xàbia o Banys de la Reina en Calp, y en las cuales uno de los rasgos principales de ostentación del lujo era precisamente la posesión de viveros, ya que se trata de construcciones muy caras de construir y de mantener.

Este tipo de *piscinae* o viveros de peces poseen unas características muy similares. En primer lugar su ubicación junto a la costa, que permite su conexión directa al mar mediante una serie de compuertas y canales. Ello aseguraba que el flujo de agua salada fuera continuo permitiendo la crianza de los peces en su interior, si bien en algunos casos existían conexiones con puntos de agua dulce para rebajar la salinidad del mar. En este caso las dimensiones del vivero son de 9x7 metros y presenta dos compuertas en uno de sus frentes, que conservan restos de las guías donde se colocarían los cerramientos de plomo para evitar la fuga de los peces, y dos canales laterales, cuya función sería actuar en caso de fuerte oleaje en el frente de las compuertas. Así mismo, alrededor del vivero se han documentado unos pequeños agujeros de poste que han sido relacionados con algún tipo de estructura de cubrición en época estival para evitar el excesivo calentamiento del interior de la estructura. Con posterioridad a su abandonos, y en época reciente, el vivero fue convertido en cantera de extracción de piedra, tal y como se puede observar en la actualidad, afectando a uno de los frentes del mismo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

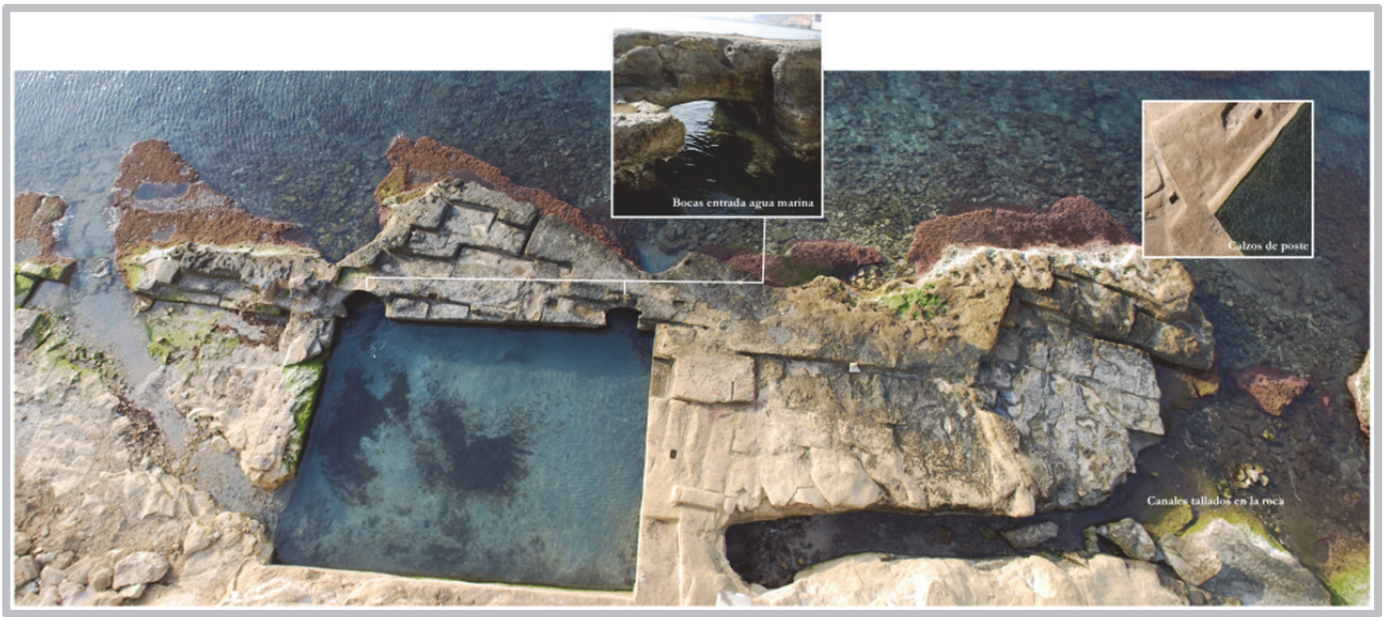


Fig 17 El vivero de peces

6.7.3. Las canteras de la Albufereta

Durante esta actuación también se ha podido constatar la existencia de canteras o puntos de extracción de piedra a lo largo de todo el frente marítimo.

Este tipo de actividad es frecuente en el litoral, dado que la calcarenita es un tipo de roca fácil de extraer y trabajar.

Han sido al menos cinco los espacios donde se ha documentado esta actividad. El primero de ellos ha sido junto a la balsa romana, donde se han documentado tres frentes de extracción de pequeñas dimensiones, lo que nos habla de un uso tal vez relacionado con el autoconsumo familiar, dado que son muchos los ejemplos de utilización de piedra de esta zona en edificios y viviendas particulares de la ciudad de Alicante. Junto a éste se han detectado cuatro puntos más alrededor de la zona donde se ubica el vivero romano, de mayor tamaño en cuanto a su superficie, que nos hablan de una intensificación de la actividad, quizás relacionada con la construcción de alguna de las edificaciones que la rodean.



Fig 18 Las canteras

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

7. Resultado final

Como muestra del resultado final de la obra se exponen a continuación seis imágenes comparadas entre la situación anterior a los trabajos y el aspecto de la senda una vez finalizados los mismos.













Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Propuesta de diseño de una terminal de contenedores semiautomatizada en la ampliación Norte del Puerto de Valencia

González-Mateos, Rafael Ignacio[a]; Jiménez-Bayo, Pablo[b]; Aguilar-Herrando José[c]
[a]*Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. gonzalezmateosr@gmail.com;* [b]*Master en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Pablo.jimenez.bayo@gmail.com;* [c]*Dpto. de Ingeniería e Infraestructura de los Transportes, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universitat Politècnica de Valencia. Edificio 4A. Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, jaguilar@upv.es*

Resumen

La competencia entre los puertos por atraer a los principales buques portacontenedores trae consigo una lucha por poder ofrecer precios más bajos, es decir, se intenta abaratar los costes en el paso de los contenedores por los puertos.

Actualmente, en las grandes terminales de contenedores, los costes más significativos son el coste de los equipos y el coste de la mano de obra. Este último puede suponer hasta el 60% del coste total de la explotación de ésta, por lo que la manera más eficaz de ser más competitivo es reduciendo estos costes para ofrecer unos precios más bajos y conseguir así una situación ventajosa frente a los demás puertos.

El objeto de este artículo es valorar la implantación de una terminal de contenedores semiautomatizada, concretamente la nueva terminal de contenedores de la Ampliación Norte del Puerto de Valencia, incorporando sistemas automatizados para el almacenamiento de contenedores en el patio de la terminal.

El objetivo final es estudiar la viabilidad de este tipo de terminal a partir de un estudio económico simplificado en el que se plantean diversos escenarios para evaluar las ventajas que pueda presentar la implantación de una terminal semiautomatizada frente a una convencional.

Palabras clave: *contenedores, semiautomatizada, costes, terminal, puerto, Valencia, patio.*

1. Introducción

El contenedor, desde su origen, supuso una revolución en el transporte marítimo y, de hecho, los buques se han diseñado especialmente para poder albergar el máximo número de contenedores posible, adaptando su forma y sus espacios para dedicarse exclusivamente a ello. La competencia entre los puertos por atraer a los principales buques portacontenedores trae consigo una lucha por poder ofrecer precios más bajos en el transporte, es decir, se intenta buscar un abaratamiento de costes en el paso de los contenedores por los puertos.

Actualmente, en las grandes terminales de contenedores, los costes más significativos son el coste de los equipos y el coste de la mano de obra. Teniendo en cuenta que la maquinaria que se utiliza en los puertos procede de un mercado muy reducido, la reducción de este coste resulta complicado. Sin embargo, el coste de la mano de obra puede ser reducido de una manera más sencilla. El coste del personal de una terminal puede suponer hasta el 60% del coste total de la explotación de ésta, por lo que la manera más eficaz de ser más competitivo en el mercado es reduciendo estos costes para ofrecer unos precios más bajos a los grandes navieros y conseguir así una situación ventajosa frente a los demás puertos.

2. La terminal automatizada frente a la terminal convencional. Concepto de Semiautomatización

La automatización de estos procesos permite reducir la intervención humana en una actividad, facilitando un mayor control de los equipos y procesos implicados en la misma, lo que se traduce en la estandarización del rendimiento y los niveles de servicio, la eliminación de la incertidumbre en los tiempos de respuesta y la reducción de los costes operativos y los errores asociados a la conducta humana.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La logística y la cadena de suministro también tienen su influencia sobre la automatización de los procesos, cobrando vital importancia para mejorar la eficiencia, sobretodo en la gestión de grandes infraestructuras. En el ámbito que nos concierne a, es decir, el ámbito portuario, la máxima referencia de procesos de automatización son las terminales de contenedores.

Actualmente, el término terminal automatizada se usa para denominar a las terminales portuarias de contenedores que han automatizado, tanto los movimientos en el patio como los de interconexión muelle-patio. La automatización de grúa-buque está comenzando a surgir ya en algunos puertos, pero la mayoría sigue empleando personal portuario, por lo que el concepto de terminal automatizada no distingue este hecho. De igual modo que la interacción entre el patio y la entrega terrestre, que no es totalmente automatizada, ya que una parte se realiza por control remoto.

Una solución intermedia entre las terminales automatizadas y las terminales convencionales es la terminal que consiste en la automatización parcial o semi-automatización de los movimientos principales. El término de terminal semiatuomatizada se emplea para aquellas en las que sólo se automatiza el patio de contenedores, mientras que la interconexión muelle-patio o transporte horizontal se efectúa con equipos guiados manualmente.

En esta nueva terminal de contenedores se va a plantear una semi-automatización como la nombrada en el párrafo anterior, donde será el subsistema de almacenamiento, es decir, el patio de contenedores, el que finalmente sea automático, mientras que los subsistemas de carga/descarga y de interconexión seguirán siendo como en las terminales convencionales. La automatización del patio es la tendencia más evidente y notoria de la automatización en TPCs (Terminales Portuarias de Contenedores). Por ello, como ya se ha expuesto, estas terminales, las que tienen automatizados total o parcialmente los movimientos del patio, son las que se conocen como terminales automatizadas o semiautomatizadas, respectivamente. En dicho patio el equipo de almacenamiento será el ASC (Automated Stacking Crane).

En consecuencia, se ha de estudiar las ventajas que ofrece las terminales semiautomatizadas frente a las convencionales, cuáles son sus puntos fuertes y cuáles sus puntos débiles. La automatización de una TPC tiene por objetivos los siguientes: la mejora del rendimiento operacional, el incremento de la seguridad y protección, y la contribución a la sostenibilidad ambiental.

La mejora del rendimiento operacional es un aspecto básico que caracteriza implantación de las terminales automatizadas, ofreciendo mayores productividades y aprovechando de forma más eficiente el espacio disponible, albergando también una mayor capacidad. Además la automatización de los procesos llevados a cabo en la terminal hace que estos sean más metódicos y sistemáticos, lo que regulariza los tiempos y elimina la incertidumbre de respuesta, permitiendo un mayor orden y control, haciendo más eficiente cada actividad de la misma.

Por lo que respecta a la seguridad y protección, la automatización reduce errores humanos, que intervienen en menor número y en menores aspectos del proceso, dando lugar a menos accidentes y daños a personas.

La contribución a la sostenibilidad ambiental hace referencia al consumo energético de la propia terminal. La automatización permite reducir esos consumos directa e indirectamente. Desde una mejora en la gestión y planificación se minimizan los movimientos, los recorridos de los equipos de transporte horizontal, las emisiones, ruido, etc.

Desde el punto de vista de la rentabilidad económica, la automatización reduce costes laborales al reducir mano de obra, un aspecto muy importante en el coste de explotación de una terminal. Este aspecto se tratará más adelante realizando un estudio de rentabilidad económica.

El aspecto más negativo que conlleva la implantación de una terminal automatizada sea en el plano social, suprimiendo gran cantidad de puestos de trabajo que ya no son necesario y que son robotizados, lo que crea conflictos con los trabajadores portuarios, que siempre han tenido privilegios laborales y presentan resistencia contra la automatización a través de los sindicatos.

Aun así la automatización no está destinada a sustituir a los recursos humanos, sino que se trata de complementarlos con el objetivo de incrementar la eficiencia y productividad, realizar mejor los procesos y evolucionar positivamente.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3. Situación actual

3.1 Evolución del puerto de valencia

El puerto de valencia, a pesar de todos los problemas que tuvo a lo largo de su historia para ofrecer unas condiciones óptimas de servicio a los buques que llegaban al puerto, tuvo gran éxito ya desde sus comienzos debido a su situación estratégica en el Mediterráneo. Poco a poco su influencia era mayor y a medida que se desarrollaba el comercio el tráfico crecía. En los últimos 20 años Valencia ha ganado posiciones dentro del Mediterráneo occidental a otros puertos competidores, tanto en tráfico total como en contenedores. Prueba de ello se muestra en la sigueinte gráfica (Figura 1).

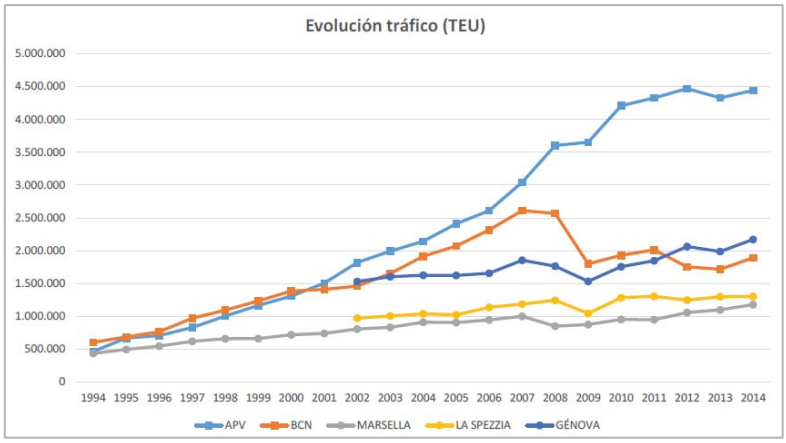


Fig. 1. Evolución del tráfico portuario TEU en diferentes puertos del Mediterráneo.Fuente: Autoridad Portuaria de Valencia

Esta gráfica es la que más refleja la importancia de las terminales de contenedores en el Puerto de Valencia, ya que se puede apreciar con claridad cómo desde un mismo nivel de tráfico respecto a sus competidores la APV ha sabido evolucionar y desarrollar un tráfico de contenedores, hoy en día, líder del mediterráneo y que aventaja a sus principales competidores, llegando a casi duplicar los TEUs totales del siguiente puerto más importante.

Puesto que el contenedor, en España, se desarrolló a lo largo de los años 70, de aquí en adelante es cuando más empieza a evolucionar el tráfico marítimo, pudiendo transportar grandes volúmenes de carga más fácilmente y cuando cambia la gestión de las terminales portuarias y cuando se tiene una constancia mayor del tráfico existente.

3.2 Proyecto de ampliación del Puerto de Valencia

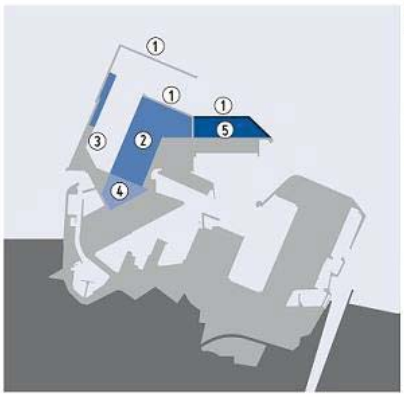
Para poder superar con éxito las demandas y retos planteados en su Plan Estratégico y con el fin de atender los crecimientos de tráfico previstos, la Autoridad Portuaria de Valencia ha puesto en marcha ampliaciones en sus tres puertos: Valencia, Sagunto y Gandía. En este sentido en el Plan Estratégico se define un modelo de crecimiento basado en el máximo respeto al medio ambiente y en la especialización, orientando a cada uno de los puertos que gestiona hacia tráficos homogéneos.

El Proyecto de ampliación (Figura 2) del puerto de Valencia se lleva a cabo para "favorecer la competitividad exterior del tejido económico y social de su área de influencia a través de una oferta competitiva en calidad y precio de infraestructuras y servicios portuarios, marítimos, intermodales y logísticos, alineados con las demandas sociales". Una de las líneas estratégicas para conseguir esa mayor competitividad era la ampliación de infraestructuras y espacios portuarios.

Dicha ampliación consiste en la creación de obras de abrigo, cuya primera fase finalizó a finales de 2011, que sirven para dar abrigo a 230 hectáreas (el equivalente a 460 campos de fútbol) a una terminal de contenedores interoceánicos y una terminal de cruceros, con calados máximos de 18 metros. Para las nuevas obras de abrigo se ha requerido una inversión de 211 millones de euros de los cuales 74 millones provienen del Fondo de Cohesión Europeo, contando también con financiación del Banco Europeo de Inversiones (BEI). Esta ampliación será planificada en dos fases para adaptar la capacidad a la demanda posibilitando la oferta de un servicio óptimo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VALENCIA / PORT OF VALENCIA EXTENSION

01. Diques exteriores / Outer Breakwaters
02. Terminal de Contenedores / Container Terminal
03. Terminal de Cruceros / Cruise Terminal
04. Zona de Servicios Auxiliares / Auxiliary Services Area
05. Fase II / Phase II

CARACTERÍSTICAS MÁS REPRESENTATIVAS DE ESTE PROYECTO DE AMPLIACIÓN / MOST REPRESENTATIVE FEATURES OF THIS EXTENSION PROJECT

Características Principales / Main characteristics	Zona comercial / Commercial area
Longitud de diques / Breakwater length	5.556 m
Longitud de dique atracable / Breakwater berthing face length	2.100 m
Longitud de muelle / Quay length	2.060 m
Superficie de explanadas / Esplanade surface area	153 ha
Volumen de rellenos / Backfill volume	19.050.000 m³
Volumen de dragados (-20m) / Dredging volume (-20m)	1.500.000 m³

Fig. 2. Proyecto de ampliación norte del Puerto de Valencia. Fuente: Autoridad Portuaria deValencia

El objetivo de la ampliación norte es doble. Por una parte, se pretende garantizar la operatividad del puerto en condiciones óptimas para hacer frente a las previsiones de tráfico interoceánico de contenedores. Con estas nuevas superficies de depósito, el puerto duplicará su capacidad operativa, escalando desde los 4,9 millones de TEU que puede manipular en la actualidad hasta los 10 millones de TEU. Por otra parte, se pretende ampliar y dar respuesta a la creciente demanda de cruceros del puerto, un sector que ha crecido notablemente en los últimos años, pasando de los 3.000 cruceristas en 1999 a los más de 373.000 en 2014.

4. Diseño técnico de la Terminal

Se deben realizar los cálculos y medidas necesarias para el diseño técnico de la terminal de este proyecto o diseño en planta, que incluye la determinación de todos los factores que afectan a cada subsistema de la terminal (equipos, superficies destinadas, separaciones, etc). Una vez presentadas todas las posibilidades generales de operación, equipos y diseño de una terminal de contenedores, se seleccionarán los equipos a utilizar, que influirán en el dimensionamiento de la planta de la terminal.

4.1 Equipos de la terminal

Para este proyecto se ha determinado que, debido al tamaño del buque tipo y la posibilidad de acoger a los mayores buques actuales, se instalen grúas convencionales sobre carriles para contenedores Malaccamax.

El uso de tractores de terminal para el transporte interno de vehículos resulta demasiado extravagante y clásico para un enfoque como el de una terminal semiautomática. Por tanto, el medio de interconexión más apropiado para realizar la interconexión entre el muelle y el patio es el Shuttle carrier de última generación, como también sucede en las terminales españolas de BEST y TTI. La principal ventaja de estos vehículos es que permiten que las grúas STS puedan dejar el contenedor en el suelo sin que éste esté todavía presente ofreciendo una máxima flexibilidad. Esto genera mayor rapidez y productividad de las grúas, un aspecto fundamental en las terminales de contenedores. Además estos vehículos de última generación han conseguido desplazarse a velocidades altas (30 km/h), pueden realizar giros cerrados y su contaminación es mínima.

Los Reach Stacker (RS) complementan a los ASC del patio, permitiendo el transporte y almacenamiento temporal de contenedores en la zona próxima al ferrocarril. Además, serán de utilidad para el almacenamiento de contenedores vacío en la zona destinada para ello y para el apoyo en la manipulación a los Shuttles en caso de ser necesario.

Para el apilamiento de contenedores en el área de almacenamiento o patio se pretende utilizar dos grúas ASC (Automated Stacking Cranes) gemelas no pasantes por bloque.

4.2 Diseño de la terminal

Para la realización del diseño de la planta de la terminal semiautomatizada se parte de una serie de condiciones que afectan a la futura configuración de la terminal, destacando la longitud de atraque, que afectará a la capacidad por la línea de atraque y el ancho de la superficie destinada a ésta, que condicionará su diseño en planta.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para poder diseñar la planta de la terminal se realizarán los cálculos necesarios de capacidad, teniendo en cuenta todos los factores que afecten a ellos y obteniendo sus valores razonados mediante normas y recomendaciones.

El área de operación es el área más cercana a la línea de atraque, en la cual se realizan las tareas de carga y descarga de mercancías del buque.

La ROM define que la anchura del área de operación varía entre los 22,5 metros y valores superiores a los 100 metros. La anchura destinada a esta área viene influenciada por el tamaño de las grúas de muelle que se precisan. Para el caso específico de una terminal de contenedores el ancho de esta área variará entre los 30 metros para grúas feeder y valores superiores a 70 metros cuando se trata de grúas para buques Malacamax de más de 12.000 TEU. La anchura destinada a esta área viene influenciada también por el tamaño de las grúas de muelle que se precisan.

Por lo que respecta a los carriles de circulación del área de operación destinados a la interconexión buque-muelle se distinguen dos secciones: la primera pertenece al espacio situado justo debajo de la grúa de muelle entre sus vías. En este espacio se han proyectado tres carriles de 8 metros de ancho, destinados a la circulación de los shuttles para la carga o descarga de contenedores. Estos carriles poseen un ancho superior al normal para la circulación de otros equipos más pesados en caso necesario. Por otra parte, entre la zona de transferencia del lado mar y las grúas de muelle se han dispuesto dos carriles más para la carga y descarga de contenedores por parte de los shuttle y, separadamente dos carriles de circulación para acceder a la zona de transferencia del patio de contenedores.

Teniendo en cuenta las dimensiones de las grúas STS seleccionadas, la anchura destinada en otras terminales similares (BEST y TTI), analizadas en la tabla comparativa del apartado condiciones necesarias de un puerto para alojar una terminal de contenedores y teniendo en cuenta los carriles contiguos necesarios, la anchura total destinada al área de operación es de 75 metros.

4.3 Diseño en planta

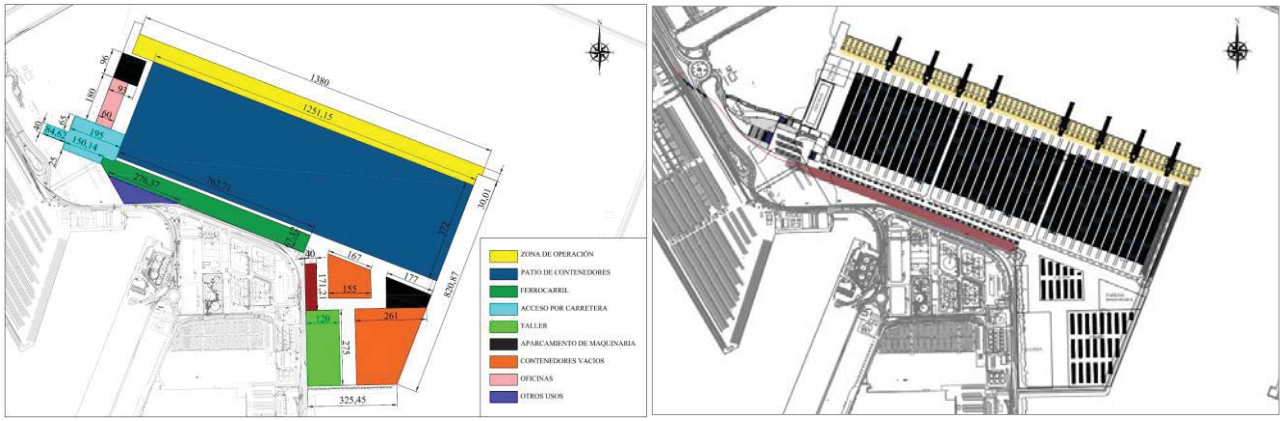


Fig. 3. Diseño en planta de la terminal. Elaboración propia

La capacidad de una terminal es el máximo tráfico que puede absorber en un determinado momento (habitualmente un año). Dividida la terminal en subsistemas, podemos idealizarla como una sucesión de conductos por los que fluye el tráfico. Cada uno de los conductos tendría su propia capacidad. De esta manera, la capacidad de la terminal sería la del menor de sus subsistemas (método de los cuellos de botella).

En la práctica, los limitantes son el subsistema de almacenamiento o el de carga y descarga (atraque). Ello es así porque los otros dos se suelen poder ampliar con facilidad (más medios de interconexión, más número de puertas, etc.), mientras que el almacenamiento o el atraque se pueden ampliar con mucha mayor dificultad, y a veces incluso ni eso.

En este apartado se desarrollará el cálculo de la capacidad de la terminal objeto de este proyecto por línea de atraque y de almacenamiento, con el fin de poder establecer un diseño de la misma. Como se puede ver será la capacidad por línea de atraque la que limite la capacidad de la terminal.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

La **capacidad anual de la línea de atraque** se define por la siguiente ecuación:

$$C_{LA} = [N \cdot \phi] \cdot P \cdot T_{año}$$

Donde:

- CLA es la capacidad anual de la línea de atraque (TEUs, toneladas, contenedores).
- N es el número de atraques de la terminal.
- ϕ es la tasa de ocupación admisible, que es una medida del aprovechamiento temporal admisible de los atraques de la terminal.
- P es la productividad media del buque, expresada en las mismas unidades de carga que C por hora de trabajo de la terminal.
- Taño son las horas de trabajo al año de la terminal.

Finalmente, una vez conocidos estos parámetros, se ha calculado mediante una hoja de cálculo *Excel* la Capacidad por línea de atraque de la terminal:

La capacidad por línea de atraque resulta **C = 1.428.840 TEU/año**

Para realizar la distribución de la planta de la terminal se destinará la zona central al patio de contenedores. Conforme a la disposición de los contenedores, cabe resaltar que se las tomas de corriente se colocarán en la zona más próxima a la zona de transferencia del lado tierra, para una mejor organización de los reefers.

El **área de almacenamiento o patio**, es la superficie destinada al almacenamiento temporal de las mercancías. Este área está constituida por explanadas que incluyen tanto las zonas propiamente de almacenamiento o depósito temporal como los viales y zonas necesarias para el acceso terrestre de las mercancías y para la interconexión interna con el área de operación.

El diseño del área de almacenamiento debe realizarse adecuándose a la disponibilidad de suelo existente y con los niveles de servicio exigidos (esperas admisibles en los subsistemas de interconexión interna y de acceso terrestre), teniendo en cuenta también las características, flujos y rendimientos operativos que se producen en los subsistemas de carga y descarga y de interconexión interna, así como la distribución de llegadas y salidas consecutivas asociadas con las operaciones de entrega y recepción y la distribución de escalas de buques consecutivas

La **capacidad del subsistema de almacenamiento** se puede formular de la siguiente manera:

$$C = Nº\ de\ Huellas\ TEU \cdot H \cdot \frac{365}{T_a} \cdot K$$

Donde:

- C es la capacidad de almacenamiento anual (toneladas, contenedores, TEU). A estos efectos los tráficos de transbordo sólo se computarán una vez.
- Nº de Huellas TEU o ground slot es el número de slots a nivel de suele para un TEU que tiene la terminal. Se considera que la superficie para un TEU es de 15 m^2.
- H es la altura máxima de apilado.
- T_a es el tiempo medio de estancia de los contenedores en días.
- K el factor operacional, que minora la altura máxima, debido a que se trabaja en condiciones operativas y para evitar excesivas remociones. En función del equipo de almacenamiento este factor varía entre 0,55 y 0,70.

Aunque el tiempo de estancia varía de unos contenedores a otros según sea tipo de tráfico (import, export, vacíos, llenos), en España el tiempo de estancia media de los contenedores es de 8 días.

El problema a la hora de determinar la capacidad de almacenamiento es la determinación del área destinada al patio de contenedores. El número de huellas TEU que albergará el patio de contenedores vendrá determinado por la superficie del mismo. Una vez obtenida la capacidad por línea de atraque, se debe establecer una capacidad de almacenamiento en

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

el patio proporcionada a ésta, por lo que el primer paso ha sido comprobar cuánta superficie o número de huellas TEU ocuparía una capacidad de almacenamiento igual a la calculada por línea de atraque, bien fijando la altura máxima de apilado, o bien, fijada una superficie qué altura máxima de apilado sería necesaria.

Finalmente, una vez conocidos estos parámetros, se ha calculado mediante una hoja de cálculo *Excel* la Capacidad de almacenamiento:

La capacidad de almacenamiento total resulta **C = 2.224.766 TEU/año.**

Para el **sistema de recepción y entrega** los camiones deben pasar por las puertas de entrada a la terminal, situadas inmediatamente antes de llegar a ésta por la carretera actual. Esta zona de entrada dispone de una superficie suficiente para que se puedan formar las colas de entrada.

Los carriles de circulación que conectan las puertas de entrada con los bloques de almacenamiento están situados contiguos a la entrada y conducen directamente los camiones, sin necesidad de desvío para evitar confusiones dentro de la terminal. Estos se han diseñado con un ancho de 6 m y cuentan con una zona adyacente para realizar las maniobras pertinentes de aproximación a la zona de transferencia.

Una vez superan las puertas de entrada deberán dirigirse al bloque pertinente del patio de contenedores a realizar la entrega o recogida del contenedor. El protocolo que deben seguir es el siguiente:

1. El camión que llega a la terminal tiene asignado el bloque y la hora de carga o descarga del contenedor. A esa hora se deberá ubicar en su posición asignada del bloque.
2. Una vez en su posición, el conductor irá a uno de los postes informáticos que se sitúa en los carriles de la zona de transferencia e introducirá los datos que le identifiquen.
3. Cuando se procesa la información del conductor, la grúa ASC del bloque comprueba tanto la información del conductor como su situación.
4. Si se trata de una carga, la grúa ASC cogerá el contenedor correspondiente a la operación y lo llevará hasta la vertical del camión, a unos 40 cm de él, momento en el que los operadores de control remoto comprueban que el spreader está en su posición correcta para activar la grúa y realizar la operación en modo semiautomático. Si la operación fuese de descarga, la grúa ASC realizará el mismo proceso hasta que los operadores por control remoto manejen el spreader a unos 40 cm para coger el contenedor y alzarlo, hasta unos 2 metros, momento en el que la grúa pasa a ser automática de nuevo.
5. Una vez finalizadas estas maniobra, el conductor recibe la señal para volver al camión y marcharse.

4.4 Tabla de dimensiones

Finalmente en la Tabla 1 se muestran las dimensiones de la terminal diseñada, estableciendo claramente una comparación con las otras terminales españolas similares.

	TTI Algeciras (Hanjin)	BEST (HPH)	Valencia Terminal semiautomatizada
Superficie (ha)	35	70	95
Amplitud (m)	550	630	526
Línea de Atraque (m)	850	1000	1380
Area del patio (ha)	19	30,7	33,8
Nº Bloques	16	27	36

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Long. Bloque (m)	310	325	282
Ancho bloque (m)	31	34	33
Altura apilado (TEU)	5+1	5+1	5+1
TEUs de Ancho por bloque	8	9	9
Espacio entre Bloques (m)	8	8,5	8
Espacio entre Patas de Grúa (m)	3,5	3,5	4
Z. Tranferernia LT (m)	25	44	40
Z. Tranferernia LM (m)	42	46	40
Ancho Área de Operación (m)	83	85	75
Nº Grúas de Muelle	8	11	8
Nº Shuttle Carrier	32	26	26
Nº ASC	22	36	48
L. Ferrocarril (m)	690	750	750
Ancho FFCC (m)	34	47	38
Z. Transf. FFCC	24	65	22
Ancho total FFCC	58	112	60
Nº Vías	3	8	6
manip. Ffcc	reach stacker	RMG	RMG

Tabla 1. Comparación de las características de las terminales semiautomatizadas españolas. Elaboración propia.

4.5 Pavimentación, Instalaciones auxiliares y Redes y servicios

Por otra parte, será necesario el estudio y dimensionamiento de los distintos pavimentos que serán ejecutados en la obra. Para ello se seguirán los criterios establecidos por las Recomendaciones de Obras Marítimas 4.1/94, "Proyecto y Construcción de Pavimentos Portuarios".

En ocasiones el proyecto de los firmes y pavimentos portuarios se lleva a cabo seleccionando de forma totalmente independiente los equipos de manipulación y los propios firmes. Sin embargo, es recomendable dimensionar el paquete de firme en función de los equipos. Deben tenerse en cuenta una serie de aspectos: equipos de manipulación utilizados, características generales de los equipos, cargas transmitidas por cada equipo en las condiciones de trabajo, uso de cada uno equipo durante la vida de proyecto, posibles tipos de secciones estructurales, adaptación del firme a las condiciones de trabajo, características superficiales exigibles o inversiones previstas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para la elección del firme se deberá considerar aquella carga cuya magnitud e intensidad sean más frecuentes y proporcionen la situación crítica.

El proyecto de firmes y pavimentos portuarios requiere clasificar las superficies en función del uso final de las mismas, y seguidamente en función del tipo de actividad. Por otra parte, hay que considerar las zonas complementarias y las vías que conectan las diversas zonas entre sí y con la red de carreteras.

Por lo que respecta a esta terminal el uso será comercial (contenedores, graneles, mercancía general), lo que incluye las actividades portuarias de intercambio entre modos de transporte y marítimo, y de manipulación y almacenamiento e mercancías. Se distinguirá entre zona de operación y zona de almacenamiento, así como las vías de comunicación y las zonas complementarias.

Por lo que respecta a otras instalaciones toda terminal debe contar con una serie de instalaciones auxiliares que permitan su operatividad, y que complementan la actividad de la terminal. Se dispondrán de las siguientes instalaciones: Oficinas, Talleres, Área de inspección aduanera, Área para servicios complementarios.

Además, para terminar la obra se dispondrán de todas las instalaciones de servicios necesarias para el correcto funcionamiento de la terminal: Iluminación, Red de posicionamiento, Red de contra incendios, Para el sistema de comunicaciones se dejarán las canalizaciones preparadas para un futuro cableado, Red de abastecimiento de agua, Red de saneamiento de aguas blancas, Red de saneamiento de aguas negras.

4.6 El Ferrocarril en las terminales portuarias

El ferrocarril resulta ser un modo de transporte generalmente barato, pero debido a su poca flexibilidad es rentable para volúmenes de mercancía altos y distancias considerables. En el transporte de contenedores este factor es viable debido a la gran cantidad de TEUs que mueven los grandes puertos. Pero para que el transporte de la mercancía compense el transporte por vía ferroviaria también entra en juego otro factor, que es la distancia que recorre los contenedores en este modo. Para que este medio sea competitivo frente al transporte por carretera, estas distancias se estiman que deben ser mayores a 700 kilómetros.

La intermodalidad es necesaria hoy en día en el transporte, lo que conduce a la necesidad de implantar terminales ferroviarias dentro de las terminales portuarias. El éxito de esta intermodalidad dependerá directamente de lo competitivo que sea frente a otros modos de transporte, en este caso, su directo competidor es la carretera. Aquí es donde se tiene que tener en cuenta que la operación ferroportuaria, que debe de ser lo más barata y rápida posible, para poder ofrecer menores costes y menores tiempo de viaje de la mercancía.

Hoy en día se hace inimaginable que ningún puerto comercial, en concreto ninguna terminal portuaria de contenedores, carezca de tener una interconexión directa con el ferrocarril.

Además el diseño de la terminal ferroviaria debe ajustarse a las tendencias y políticas que se están legislando a nivel nacional y europeo.

En este caso en particular, la terminal que se diseña deberá adecuarse a la red europea, en concreto a el Corredor Mediterráneo, y con las tendencias que están empezando a vislumbrase a nivel español, de mover trenes con longitudes de 750 metros de longitud. Todo esto debe integrarse junto las condiciones actuales en las que se encuentra la red ferroviaria del puerto de valencia.

Todas estas razones plantean la posibilidad de implantar un acceso ferroviario, con las instalaciones y servicios adecuados para dar servicio a los trenes, dentro del presente proyecto de la terminal semiautomatizada de contenedores en la ampliación norte del Puerto de Valencia.

Finalmente, el diseño en planta del ferrocarril en la terminal semiautomatizada se puede ver en la Figura 4, donde se definen las diferentes zonas: la playa de vías, la zona de carga y descarga del ferrocarril, la zona de almacenaje temporal de contenedores y la zona de circulación y tránsito de maquinaria.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

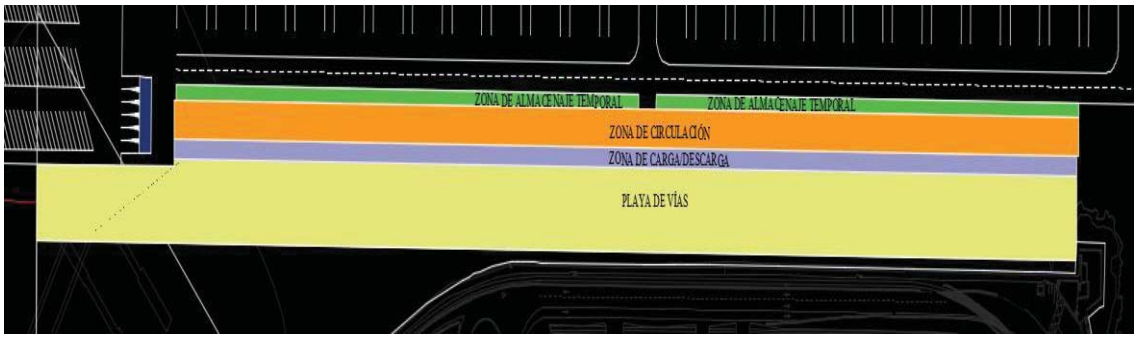


Figura 4. Zonas Reservadas para cada uso en la Terminal Ferroviaria. Elaboración Propia

5. Estudio de viabilidad económica

5.1 Introducción

En este capítulo se pretende hacer un análisis económico para conocer si realmente la terminal semiautomatizada es más rentable que una convencional. Las terminales automatizadas poseen un gran coste inicial de implantación, causado por el alto coste de los equipos de manipulación, los sistemas de control, la implantación del software, etc, pero sin embargo, los costes de mano de obra se ven reducidos por lo que, a la larga, el coste de explotación de este tipo de terminales va compensando a las convencionales, dotadas de un gran número de mano de obra, con el consiguiente coste que ello supone. Además, la automatización aumentará la productividad de la terminal, factor fundamental.

Por lo tanto, en este proyecto se verá si ese coste de mano de obra de la terminal convencional es crítico para dar el paso a este tipo de terminales automatizadas, que como ya se ha visto en los primeros capítulos, tiene muchos antecedentes que así lo corroboran. Es importante destacar de nuevo que en este proyecto, la automatización se realiza de manera parcial, de forma que sólo se produce en los equipos de almacenamiento de contenedores, y no en los quipos de transporte horizontal. Ese hecho supone que la mano de obra se reduzca de forma importante pero sin llegar a los niveles que supondría automatizar el subsistema de interconexión, por lo que se posiciona como una solución intermedia.

Para efectuar la comparación entre estos dos tipos de terminales, se ha intentado reproducir una terminal lo más parecida posible a la terminal semiautomatizada estudiada en este proyecto, de forma que tengan capacidades de almacenamiento y atraque, productividades y funcionamiento similares. Se asumirá que las grúas de almacenamiento del patio, que en el caso de la terminal automatizada son los ASC (Automated Stacking Crane), en la terminal convencional serán el equipo más habitual en este tipo de terminales, el RTG, utilizado, por ejemplo, en la terminal pública de contenedores Noatum o en la Terminal de MSC, ambas pertenecientes al Puerto de Valencia. Por otro lado los equipos de transporte horizontal principales serán tractores de terminal y plataformas.

5.2 Metodología de cálculo

Fernández Rubio (2012), desarrolla una metodología para el desarrollo de terminales automatizadas. A partir de él, y de un diseño propuesto para la terminal, se plantea una metodología simplificada para la comparación de alternativas, a la hora de elegir soluciones de diferente grado de automatización, y obtener así una herramienta de toma de decisiones en función a su umbral de rentabilidad.

Lo primero que hay que señalar es que las dos terminales tendrán la misma capacidad. Se obtendrán los resultados para la capacidad limitante, es decir, la capacidad por línea de atraque.

El cálculo de los costes del paso de contenedor por la terminal se diferenciará entre aquellos que sean de transbordo con los Import/Export, por lo que se realizará el cálculo dividiéndolo en dos procesos: por una parte el subsistema de carga/descarga y almacenamiento, y por otra parte, el subsistema de recepción y entrega. Esto es porque los contenedores de transbordo no saldrán de la terminal, por lo que simplemente están inmersos en el primer proceso. Del mismo modo ocurre con la mano de obra necesaria para cada uno de los dos procesos. Además con el fin de determinar el coste de adquisición de los equipos, se va a determinar el tipo, cantidad y número de horas de trabajo de la maquinaria que será utilizada en cada subsistema.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por tanto, se estimará el coste por contenedor, obtenido como resultado del cociente entre el coste total del recurso analizado y el número total de contenedores en un año, de los siguientes temas: obra civil en infraestructura, personal indirecto de la terminal, equipos, amortización, consumo de energía, costes de mantenimiento, costes y salario de los estibadores en función de las jornadas de trabajo, costes generales, gastos financieros, costes en los sistemas de hardware y software y del Sistema Operativo de la Terminal (TOS), costes de seguros y seguridad, tasas netas y de Ocupación de Superficie, costes generales.

De los cálculos realizados se puede desprender que el coste de paso por cada contenedor para los contenedores de transbordo se ve reducido en un 15% para la terminal semiautomatizada respecto del coste para la terminal convencional. Este valor incluso alcanza una reducción del 15% cuando se trata de contenedores Import/Export. Esto es debido a una causa muy clara: el coste del personal portuario, lo cual ratifica la posibilidad de la implantación de una terminal semiautomatizada.

En función de la estimación de tráfico de contenedores/año se calcularán los ingresos por contenedor de cada terminal. Con los ingresos y costes se hallará el Margen Operativo Bruto y se estudiarán las inversiones necesarias a realizar durante los años de concesión de la terminal para determinar la Amortización. También se tendrá en cuenta y se calculará el Servicio de la Deuda y, finalmente, se obtendrá la cuenta de resultados, el flujo al servicio de la deuda para poder determinar los balances de cuentas. Por último se ha calculado el VAN, TIR y Periodo de Retorno de ambas terminales.

Se puede resumir de todo lo anterior que, a pesar de que la implantación y mantenimiento a lo largo de los 50 años de concesión de la terminal semiautomatizada supondría alrededor de un 70% más de presupuesto, el coste de la mano de obra tiene un papel tan significativo que permite a la terminal reducir costes de operatividad y aumentar sus ingresos y beneficios a largo plazo frente a una terminal onvencional, permitiendo incluso que el periodo de retonrno de la inversión inicial realizada sea el mismo o incluso menor y que el VAN sea un 28% superior.

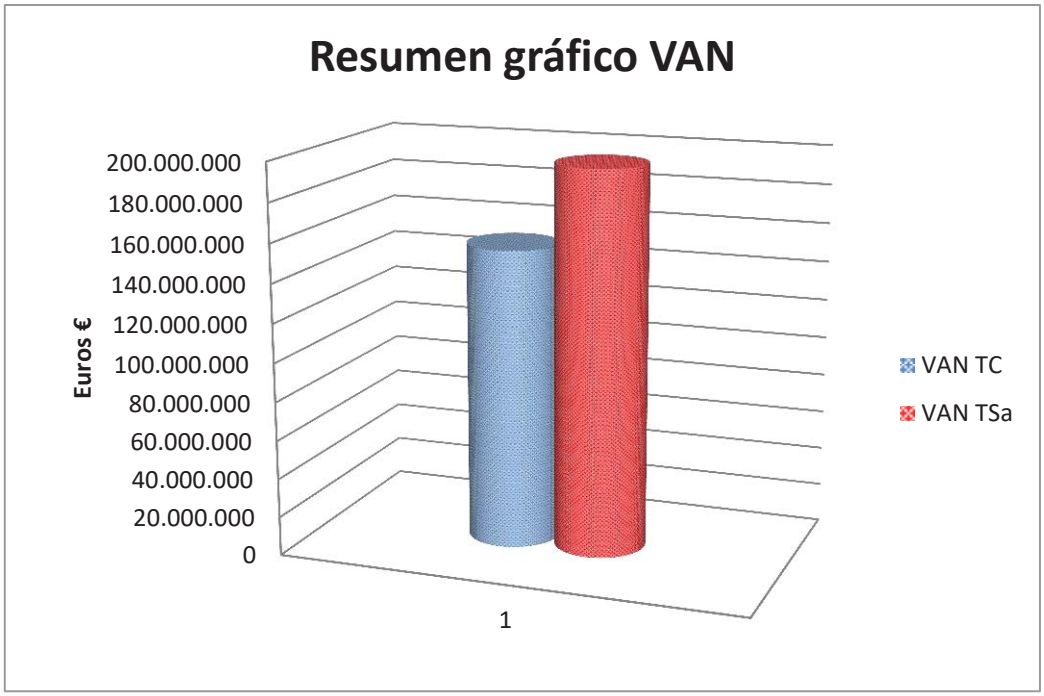


Fig. 5. Resumen gráfico Terminal Semiatuomatizada. Elaboración propia

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

AUTORIDAD PORTUARIA DE VALENCIA (2016). *Información sobre la red ferroviaria del Puerto de Valencia 2016.*

<https://www.valenciaport.com/wp-content/uploads/2016/12/2016-Informacion-sobre-la-Red-Ferroviaria-Puerto-Valencia-APV-con-firma-DG.pdf> [Consulta: 28 abril 2016]

AUTORIDAD PORTUARIA DE VALENCIA (2016). *Boletín Estadístico APV diciembre 2015.*

<https://www.valenciaport.com/wp-content/uploads/2016/12/boletin-Estadistico-diciembre-2015.pdf> [Consulta 15 de marzo 2016]

DEWRY (2016). *Estudio de coste de paso del contenedores por terminales internacionales del entorno de los puertos españoles.* Observatorio de los Servicios Portuarios.

<http://observatorio.puertos.es/DOC_PUBLICOS/Estudio%20de%20la%20cadena%20de%20costes%20del%20tr%C3%A1fico%20de%20contenedores%20en%20terminales%20extranjeras%20(2015).pdf> [Consulta: 23 de abril 2016]

FERNÁNDEZ RUBIO, G. (2012). *Estudio de la viabilidad técnica y económica del establecimiento de una terminal de contenedores automatizada en el Mediterráneo español.* Tesis doctoral. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, <http://oa.upm.es/21764/> [Consulta: 04 de marzo 2016]

MINISTERIO DE FOMENTO. PUERTOS DEL ESTADO (1990). *Acciones en el proyecto de Obras Marítimas y Portuarias.* ROM 0.2-90. Madrid: PUERTOS DEL ESTADO

MINISTERIO DE FOMENTO. PUERTOS DEL ESTADO (2011). *Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre.* ROM 2.0-11. Madrid: PUERTOS DEL ESTADO

MINISTERIO DE FOMENTO. PUERTOS DEL ESTADO (1994). *Proyecto y construcción de pavimentos portuarios.* ROM 4.1-94. Madrid: PUERTOS DEL ESTADO

MINISTERIO DE FOMENTO. PUERTOS DEL ESTADO (2011). *Estudio de costes de paso del contenedores por terminales.*

<http://observatorio.puertos.es/DOC_PUBLICOS/Estudio%20de%20costes%20de%20paso%20de%20contenedor%20por%20terminales%20(2011).pdf> [Consulta: 21 abril 2016]

MONFORT MULINAS, A. et al (2011). *Manual de capacidad portuaria: aplicación a terminales de contenedores.* Valencia: Fundación Valenciaport.

<http://www.fundacion.valenciaport.com/Articles/Books/Books-(1)/Manual-de-capacidad-portuaria--aplicacion-a-te-(1).aspx> [Consulta: 30 de marzo 2016]

MONFORT MULINAS, A. et al. (2011). *Metodologías de automatización y simulación para la evaluación y mejora de la capacidad, rendimiento y nivel de servicio de terminales portuarias de contenedores*. Proyecto MASPORT. Valencia: Fundación Valenciaport.

<http://www.fundacion.valenciaport.com/Projects/Projects/METODOLOGIAS-DE-AUTOMATIZACION-Y-SIMULACION-PARA-L.aspx> [Consulta: 10 de abril 2016]

OBRER MARCO, R. (2015). *Nueva determinación de la capacidad de muelles en terminales de contenedores mediante técnicas de simulación.* Aguilar Herrando, J. Tesis doctoral. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, <https://riunet.upv.es/handle/10251/61663> [Consulta: 20 de mayo de 2016]

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Puerto de Motril (Granada): transformación de un puerto al servicio del tráfico de pasajeros

Ruiz Seisdedos, Mónica
Jefe del Departamento Planificación y Explotación - Autoridad Portuaria de Motril-Granada. mruiz@apmotril.com

Resumen

Para conocer la evolución del puerto de Motril y entender lo que ha supuesto la aparición de líneas regulares de pasajeros recientemente, es necesario realizar un breve recorrido por su historia, así como conocer sus características físicas principales. Es importante conocer el cambio sustancial que ha experimentado la actividad portuaria de Motril ante la puesta a disposición de nuevas infraestructuras (dársena de las Azucenas) y conexiones terrestres (acceso en autovía al corredor Mediterráneo A-7, y conexión con el eje central A-44).

El 2006 constituye el año de mayor tráfico total de mercancías en el Puerto de Motril, llegando a las 2.853 miles de Toneladas. A partir de ese momento, la coyuntura económica mundial afecta directamente a los tráficos del puerto granadino. Es en ese momento de descensos de tráficos de mercancías cuando aparece el tráfico de pasajeros en línea regular, que supone un cambio en la explotación portuaria y en la propia gestión del puerto.

Se recoge en este artículo un resumen de los principales cambios experimentados por el puerto granadino, teniendo en cuenta que en su historia reciente no había tenido tráfico de pasajeros y ha tenido que adaptarse, en tiempo record, a las necesidades de este nuevo tráfico.

Palabras clave: *puerto, Motril, tráfico, pasajeros, transformación, ferry, estación marítima.*

1. Introducción

El puerto de Motril ha experimentado una importante transformación en los últimos años, basada en tres pilares fundamentales:

- La creación de la Autoridad Portuaria de Motril en el año 2005 facilita una gestión más directa del puerto granadino, creándose una estructura de organización interna que ha permitido su desarrollo posterior.
- Por otro lado, el desarrollo de sus infraestructuras en los últimos años ha dado un vuelco a la actividad portuaria: la creación de la dársena de las Azucenas, puesta en explotación en el año 2007, ha multiplicado por dos la superficie de agua abrigada, poniendo a disposición más de 1.300 metros lineales de muelles (muelle de las Azucenas, muelle contradique y muelle dique), una explanada en el trasdós del muelle de las Azucenas de 120.000 m2 y una Zona de Actividades Logísticas con más de 30 hectáreas de terreno a disposición de la logística y la industria.
- Por último, como consecuencia de lo anterior, la evolución de los tráficos del puerto de Motril lo han reconvertido totalmente, pasando de un puerto granelero fundamentalmente, a incorporar el tráfico de pasajeros en línea regular en su actividad, siendo un referente además en número de pasajeros anual con Melilla y Marruecos (conexiones con Nador y Alhucemas), y en concreto en la Operación Paso del Estrecho. Recientemente se ha incorporado además la conexión regular ro-pax con Tanger Med, consecuencia de la evolución positiva que se está dando en este tipo de tráfico.

Este desarrollo del puerto de Motril ha sido posible gracias, entre otras razones, a la importante labor desarrollada desde la Autoridad Portuaria de Motril, que se ha adaptado en diferentes aspectos para acoger el tráfico de pasajeros en líneas regulares. De esta manera el Puerto de Motril es hoy una infraestructura que, además de continuar con su labor de servicio a su hinterland, con un tráfico granelero y de mercancía general en auge, es también un puerto al servicio del pasaje. La particularidad de esta reconversión sufrida en el puerto es que se ha dado justo en el momento de mayor crisis económica mundial. De hecho los tráficos de la dársena granadina han experimentado un descenso durante unos años, pasando a recuperarse lentamente. Las posibilidades inversoras de las empresas privadas en esta etapa han sido mínimas. La capacidad económica del puerto estaba fuertemente restringida por el entorno económico existente, y por

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

las limitaciones en cuanto a contratación de obra pública y ampliaciones de personal existentes desde el Gobierno Central, motivadas por la coyuntura económica. De este escenario tan negativo nace una capacidad de desarrollo importantísima, que ha provocado que el puerto de Motril sea hoy, además, un puerto competitivo en el servicio al pasajero en líneas regulares, todo ello mediante el desarrollo de habilidades para que con el mínimo coste se dé el mejor servicio. Para ello se han adaptado antiguos almacenes sin uso del puerto, se han reconvertido superficies, con un mínimo coste, y se han buscado soluciones económicas y factibles para solventar dificultades.

2. Descripción del Puerto de Motril

El Puerto de Motril se encuentra al Sur de la Península Ibérica. Como tal, forma parte de los puertos del Mediterráneo Occidental en la orilla europea. Está situado en el centro del Mar de Alborán lo que le ofrece una conexión privilegiada con los puertos del Norte de África Occidental, y junto a importantes rutas de navegación marítima. En particular, Nador y Melilla se encuentran a 90 millas náuticas y 4,5 horas de navegación, Alhucemas a 85 millas náuticas y 4,25 horas de navegación y finalmente Tánger Med se encuentra a 120 millas náuticas y 7 horas de navegación .

Desde el lado terrestre, el Puerto de Motril se encuentra a unos 3 km al Sur de la ciudad de Motril. Es el puerto del sur de España más cercano por carretera a Madrid, concretamente a 492 km. Para la actividad portuaria de Motril la puesta a disposición de nuevas conexiones terrestres (acceso en autovía al corredor Mediterráneo A-7, y conexión con el eje central A-44), ha supuesto un importante salto en su desarrollo.

El Puerto de Motril está constituido por tres dársenas:

- La Dársena Interior dedicada a tráficos de graneles, mercancía general y pasajeros con los muelles de Graneles, Poniente, Costa y Levante. En la parte occidental de la Dársena se encuentran las instalaciones náutico-deportivas. Destacar la polivalencia de los muelles del Puerto, de manera que pueden acoger prácticamente todo tipo de tráficos, lo que facilita la explotación diaria.
- En segundo lugar, la Dársena Pesquera con una línea de atraque de 458 m.
- Finalmente, la más reciente, la Dársena de las Azucenas (2007), es la más grande de todas. Tiene actualmente 13,5 m. de profundidad, permitiendo la entrada de buques de hasta 12 m de calado. Incluye el Muelle de la Azucenas, que es el mayor del puerto con 607 m. de línea de atraque, 13,5 m. de profundidad y 270 m. de anchura. En él se mueven tráficos variados: graneles, contenedores, mercancía general y pasajeros (en línea regular y cruceros). Existe una rampa Ro-Ro en la parte Oeste. En el extremo de levante se encuentra el Muelle-Contradique, con 252 m, de longitud y una profundidad de 13,5 m, que está especializado en la carga/descarga de graneles líquidos.
  La Dársena de las Azucenas se cierra por el Sur con el canal de entrada y el Muelle Dique.

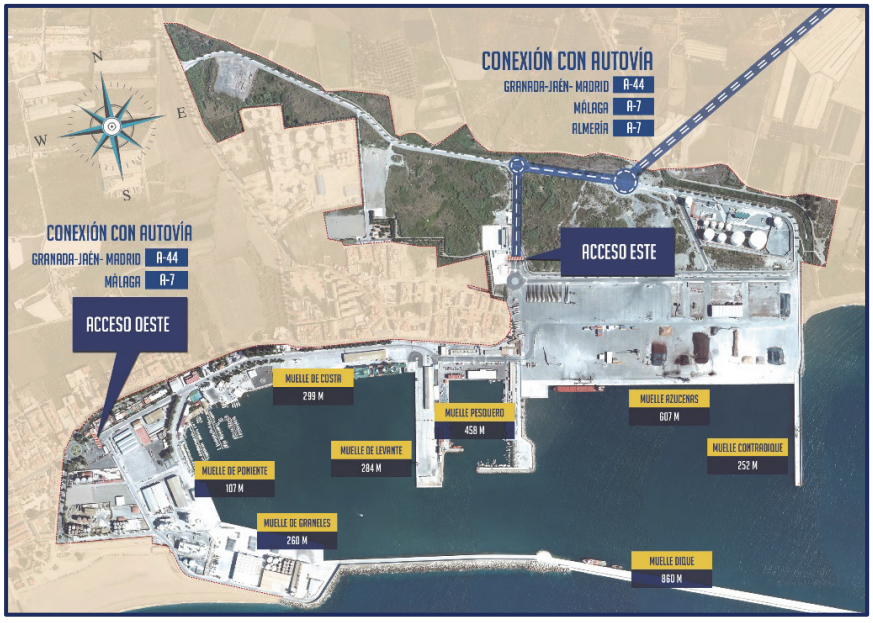


Fig. 1. Puerto de Motril - Planta

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Evolución tráficos

El desarrollo de los tráficos del Puerto de Motril está fuertemente condicionado a la puesta en explotación de su infraestructura portuaria a lo largo de la historia, así como a la reciente finalización de las conexiones terrestres del Puerto con las redes de alta capacidad A-7 y A-44.

El 2006 constituye el año de mayor tráfico total de mercancías en el Puerto de Motril, llegando a las 2.854 miles de Toneladas. A partir de ese momento, la coyuntura económica mundial afecta directamente a los tráficos del puerto granadino. Es en ese momento de descensos de tráficos cuando aparece por primera vez en la historia del puerto de Motril el tráfico de pasajeros en línea regular: en el año 2011 la naviera Armas inicia conexiones desde la dársena granadina con Melilla en el mes de julio, con Alhucemas en julio de 2012 y con Nador en enero de 2013. Así, el tráfico de pasajeros en el puerto de Motril se ha ido incrementando de manera muy importante, y continúa en esa dinámica con la incorporación desde el 26 de enero de 2016 de la nueva línea regular ro-pax entre Motril y Tánger Med de la naviera FRS, primero como línea ro-ro y desde el pasado 24 de febrero incorporando el tráfico de pasajeros. Esta nueva conexión marítima abre una nueva opción de conectividad para los profesionales del sector logístico con intereses entre Europa y África, siendo una alternativa de gran interés para los operadores y para los pasajeros que encuentran una conexión cómoda en su ruta desde el Norte de Europa. La posición estratégica del puerto de Motril, sus instalaciones y conectividad, hacen que el transit-time desde Motril hasta TangerMed sea muy competitivo.

Los graneles líquidos constituyen el tráfico más importante del Puerto de Motril. Están constituidos principalmente por productos refinados del petróleo. El gas-oil es el más importante, por delante de la gasolina. Estos productos se desembarcan por la tubería del muelle contradique a las instalaciones de SECICAR y de CLH. El área de mercado de CLH y también de SECICAR está constituida, en líneas generales, por las gasolineras de la provincia de Granada, la parte oriental de la provincia de Málaga, el sur de Jaén, el sur de Córdoba y a Oriente hasta la ciudad de Almería.

La melaza es otro granel líquido histórico muy importante. Se trata de un residuo alimenticio de la caña de azúcar. La mayor parte de la melaza va dirigida a las azucareras de la zona: Azucarera del Guadalfeo y Azucarera Montero, para ser transformada en alcohol para consumo o alcohol de uso industrial. En esta última también se elabora el Ron Montero, producto originario de la zona, a partir de la elaboración del aguardiente de caña que proviene de la melaza.

Los abonos a granel líquido están formados por abonos naturales y artificiales y de ácido fosfórico. Estos abonos van, sobre todo, destinados al cultivo de los invernaderos de la provincia de Almería y a los cultivos de la provincia de Granada. Se importan, sobre todo, de Oriente Próximo.

Los graneles sólidos son actualmente el segundo tráfico por forma de presentación en el Puerto de Motril. Sin embargo, la bajada en los últimos años ha sido importante. Esto es debido al espectacular descenso del cemento y el clínker motivado por la crisis de la construcción. El trigo constituye un producto relativamente importante que se importa del Norte de Europa para el abastecimiento de las harineras de la provincia de Granada. Importantes también los minerales extraídos de la Sierra Lújar, la celestina y la dolomita, que han constituido tráficos importantes de exportación desde la primera mitad del S.XX. Asimismo, destacar la importación de caolín para el abastecimiento de la industria papelera Torraspapel situada a escasa distancia del puerto, y con una producción de las más importantes a nivel nacional.

Los abonos sólidos constituyen un material cuya tendencia ha ido variando en el tiempo. Se importan del Norte de Europa y países africanos como Senegal o Túnez. Sus destinos son principalmente las provincias de Granada y Jaén, para los olivares y otros cultivos de grandes superficies. Finalmente, la biomasa que incluye el orujo, residuo sólido de la oliva y otros residuos sólidos como el hueso de aceituna o la astilla de madera, constituyeron en determinados años el granel sólido de mayor tráfico, estando actualmente en declive por el descenso del valor del barril de petróleo, pues la principal salida es como biocombustible al Norte de Europa.

La mercancía general es el tráfico menos importante del Puerto de Motril en cuanto a cantidad, si bien en los últimos años ha experimentado un aumento por la aparición de las nuevas líneas ro-pax con Melilla y el Norte de África (Nador y Alhucemas), y recientemente con dos nuevas líneas regulares: desde diciembre de 2015 contenedores, con una escala semanal y aumentando a una segunda próximamente, y desde enero de 2016 línea ro-pax con Tanger Med, de frecuencia diaria. La línea de contenedores, de la naviera JSV, Tenerife-Las Palmas-Motril-Alicante, abre un amplio abanico de opciones tanto de importación como de exportación, ya que su conexión en Alicante con Barcelona y Génova augura importantes posibilidades de desarrollo. A pesar de no tener maquinaria específica de alto rendimiento

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

para la manipulación de contenedores (se manejan con grúas automóviles que incorporan spreader para la manipulación de los mismos), los rendimientos alcanzados son buenos, lo que está ayudando a la consolidación de la línea.

Aparte de los tráficos de mercancía general asociados a líneas regulares, destacar el tráfico de pasta de papel que se importa de varios países de SurAmérica como Brasil, México y Chile, y de Norte América. Esta mercancía, se utiliza sobre todo para la fabricación de papel, dando servicio a la industria ya señalada con anterioridad.

4. Tráfico de Pasajeros en línea regular – adaptación del puerto de Motril

Es en el año 2011, en el mes de julio, cuando el Puerto de Motril se inicia como puerto de pasajeros en línea regular, una vez que la Naviera Armas decide apostar por conectar los puertos de Motril y Melilla mediante una conexión diaria en buque ro-pax. Un año después, en el mes de julio de 2012, y ante el éxito de la línea con Melilla, se amplían las conexiones con un nuevo destino: Alhucemas. Posteriormente, en enero de 2013 se completa la oferta de destinos ofrecidos por la naviera con la conexión con Nador. Los destinos Nador y Alhucemas son cubiertos por un mismo buque, que combina a lo largo de la semana los dos trayectos. Las cifras de pasajeros evidencian la importancia que está adquiriendo este tráfico en el puerto granadino.

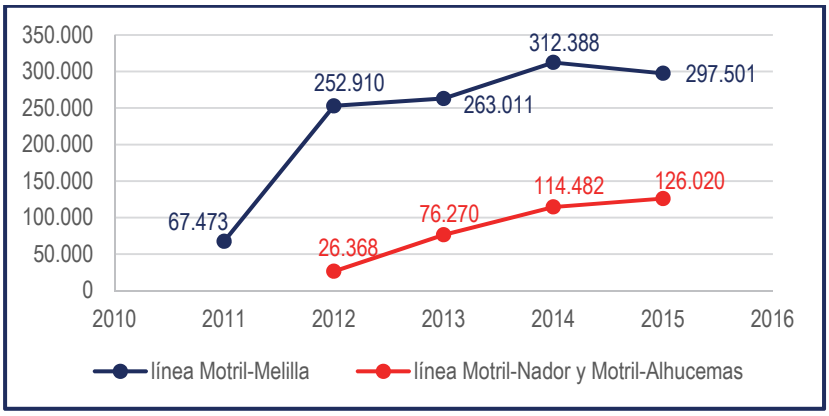


Fig. 2. Evolución pasajeros por destino - Puerto de Motril. Fuente: Autoridad Portuaria de Motril

Centrándonos en el tráfico con Melilla, destacar el papel que ha ido adquiriendo año a año la conexión entre la dársena granadina y el puerto melillense, cerrándose los dos últimos años (2014 y 2015) como principal puerto de conexión de la península con esta ciudad (Melilla tiene conexiones con los puertos peninsulares de Málaga, Motril y Almería).

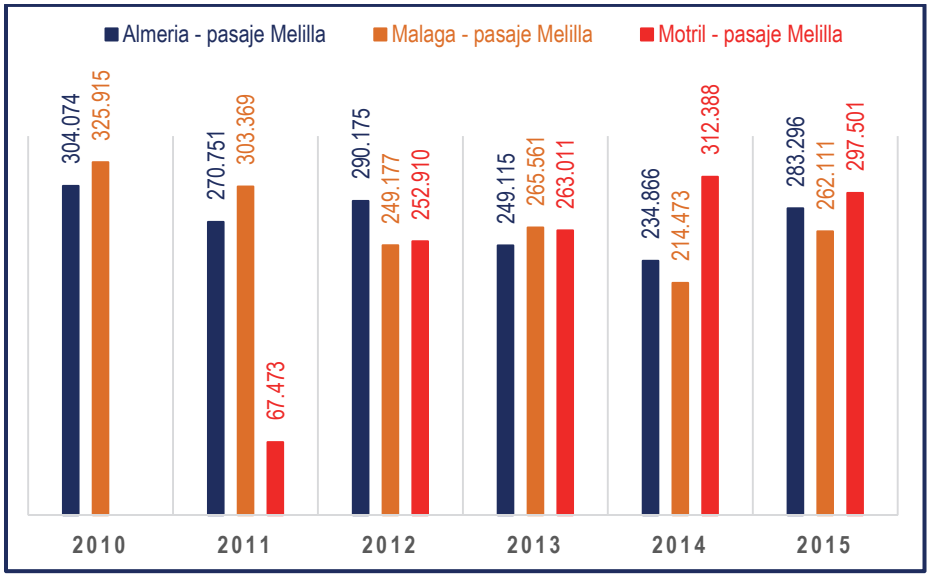


Fig. 3. Tráfico de pasajeros con Melilla. Fuente: Memorias anuales Autoridades Portuarias

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Mención especial tiene la Operación Paso del Estrecho (OPE): las conexiones del puerto de Motril unen la península con el Norte de África. Esto implica que los pasajeros que se mueven por el puerto de Motril sean en su mayoría marroquíes que trabajan en Europa y que en sus periodos vacacionales viajan a su país de origen. Es en verano donde se concentra el mayor volumen de pasajeros, por ello cada año desde 1987 la Dirección General de Protección Civil prepara un dispositivo especial de coordinación operativa, ante esa afluencia masiva de trabajadores magrebíes que atraviesan España en el periodo estival, con destino final a África, moviendo cerca de dos millones y medio de pasajeros y 600.000 vehículos. Se establece un plan de seguridad, junto con un plan de flota dimensionado en base a las necesidades previstas. Todo ello, se integra en un Plan Especial de Protección Civil que dirige el subsecretario del Ministerio del Interior y coordina la Dirección General de Protección Civil y Emergencias, con la participación de numerosos organismos y entidades. El objetivo es hacer cómodo, fluido y seguro el tránsito de los ciudadanos magrebíes por la península. En el año 2011, debido a la premura por la implantación de la línea de la Naviera Armas, no se pudo incluir el puerto de Motril en este dispositivo, si bien a partir del año 2012 forma parte importante de él, adquiriendo cada año un papel más relevante como punto de paso del flujo de viajeros ente Europa y África. Se da la circunstancia, además, que el puerto de Motril es uno de los que presenta índices más bajo de asistencias sociales y médicas, lo que permite constatar que el paso por la dársena granadina de los pasajeros es cómodo y seguro.

Analizando datos más globales, y para entender bien la importante posición que ha adquirido el puerto motrileño, se recogen en la siguiente tabla las cifras de tráfico de pasajeros en línea regular de los puertos de interés general. En tan sólo cuatro años, Motril consigue ser el cuarto puerto peninsular en volumen de pasajeros, tan sólo por detrás de Algeciras, Barcelona y Almería.

	2011	2012	2013	2014	2015
Alicante	225.097	217.897	202.570	187.069	183.363
Almería	889.652	700.396	673.795	634.404	681.080
Bahía de Algeciras	4.445.503	4.793.919	5.166.881	5.360.160	5.473.179
Bahía de Cádiz	20.120	23.436	23.157	20.733	21.350
Baleares	4.019.673	3.860.088	4.266.839	4.882.170	4.248.080
Barcelona	1.159.124	1.013.885	1.028.905	1.095.503	1.167.493
Bilbao	74.856	76.801	85.975	81.036	94.981
Ceuta	1.807.427	1.888.042	1.873.891	1.959.863	1.985.048
Gijón	49.789	52.467	52.390	53.252	40
Huelva	29.131	31.512	31.512	33.635	33.460
Las Palmas	909.168	1.108.043	1.386.179	1.225.289	1.286.118
Málaga	303.369	249.177	265.561	214.473	262.111
Melilla	641.176	808.196	780.347	771.880	842.908
Motril	**66.888**	**278.706**	**339.289**	**426.870**	**423.521**
Santa Cruz de Tenerife	4.102.078	3.711.465	4.346.925	4.145.222	4.248.249
Santander	204.995	180.815	193.074	209.013	205.579
Valencia	337.980	298.454	347.580	319.458	373.549
TOTAL	*19.286.086*	*19.293.313*	*21.064.882*	*21.620.030*	*21.530.109*

Tabla 1. Datos de tráfico de pasajeros en línea regular.
Fuente: Elaboración propia a partir de Informes Estadísticos Puertos del Estado

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Mejoras en infraestructuras

Desde que se inicia la andadura del puerto de Motril como puerto de pasajeros de líneas regulares, la Autoridad Portuaria ha tenido que desarrollar importantes trabajos para adaptar el puerto al nuevo tráfico. Cada año se han ido incorporando nuevas instalaciones para mejorar la infraestructura del puerto al servicio del pasaje.

La primera de las inversiones a realizar para adaptar el puerto y que pudiese acoger este tráfico fue la habilitación de zonas dentro del puerto para el pre-embarque de vehículos, mediante la transformación de zonas sin uso, o con un uso cada vez menor, para estas áreas, dotándolas de los elementos básicos para albergar pasajeros: aseos, fuentes de agua, sombras para pasajeros, oficina del consulado de Marruecos, etc.

Se da la particularidad que el puerto de Motril es el único con este tipo de tráfico que alberga dentro de dominio público portuario a todo aquel pasajero que llegue a sus instalaciones para usar el ferry (tenga o no tenga adquirido su billete). Esto es así porque el entorno en su zona más oriental es eminentemente agrícola e industrial, no siendo adecuado instalar un estacionamiento de vehículos de pasajeros sin contar con los servicios adecuados. En la zona más occidental del puerto se desarrolla un núcleo poblacional más turístico, con zona de playas y que cuenta con los servicios necesarios para atender a los viajeros (comercios, restaurantes, hospedaje, farmacias, etc). En esta zona, sin embargo, el espacio para estacionamiento es muy limitado, viéndose totalmente colapsado en verano, precisamente cuando el volumen de pasajero de las líneas regulares es mayor. Es por ello que con el fin de no interferir a la ciudad y no mermar su actividad turística, la Autoridad Portuaria decide albergar dentro de sus instalaciones amplias zonas de preembarques, separándolas por destinos y dividiendo entre aquellos pasajeros que ya han adquirido su billete y aquellos que aún no lo han hecho. La habilitación de estas zonas de pre-embarques se ha ido realizando por fases, según se han ido poniendo en servicio las líneas de pasajeros. En paralelo, se han acondicionado zonas para el estacionamiento de emergencia en días puntas para la Operación Paso del Estrecho, de manera que se pueda acoger en el puerto a todo usuario que acceda al mismo y tenga previsto embarcar en el ferry.



Fig. 4. Ubicación zonas interés líneas regulares Naviera Armas

Una vez resuelto el estacionamiento de vehículos, fue necesaria la creación de una estación marítima en el Muelle de Levante: como ya se ha comentado, el puerto de Motril era un puerto granelero, por lo que en su infraestructura no albergaba instalaciones destinadas al tráfico de pasajeros en línea regular. Las posibilidades para acometer una nueva línea de inversión destinada a construcción de una estación marítima eran nulas, por varios motivos: la aprobación del plan de inversiones de la Autoridad Portuaria del año 2011 ya se había dado el año anterior en el marco del Plan de Empresa, las dificultades económicas que atravesaba la Autoridad Portuaria de Motril en el año 2011 mermaban su

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

capacidad inversora de manera importante y el plazo para poner a disposición las nuevas instalaciones era mínimo (la naviera informa oficialmente de la nueva línea Motril-Melilla tan sólo unos días antes del inicio de la misma). La solución que se plantea es única y novedosa: reconvertir un viejo almacén (construido hace más de 5 décadas) de pasta de papel en estación marítima. Esta estación marítima así configurada sigue hoy día dando servicio, si bien desde el año 2015 se está trabajando en una nueva estación, transformando la actual totalmente, una vez se ha dispuesto de capacidad económica para acometerla. La particularidad de esta actuación radica en que durante la ejecución de las obras se debe causar una afección mínima a la actividad diaria que se produce en su interior, manteniendo así la operatividad de la estación marítima en todo momento, así como de las actividades de los cuerpos de seguridad y servicios de vigilancia.

En enero de 2016, con el inicio de la línea Motril-TangerMed, fue necesario habilitar una nueva estación marítima en el Muelle de las Azucenas. En esta ocasión se ha realizado mediante una carpa de 500 m2 de superficie, que mediante tabicados internos se ha dividido en los habitáculos necesarios para el paso de viajeros y las necesidades de Aduanas y las Fuerzas y Cuerpos de Seguridad del Estado. De nuevo, una solución rápida y económica para su puesta en servicio casi inmediata.

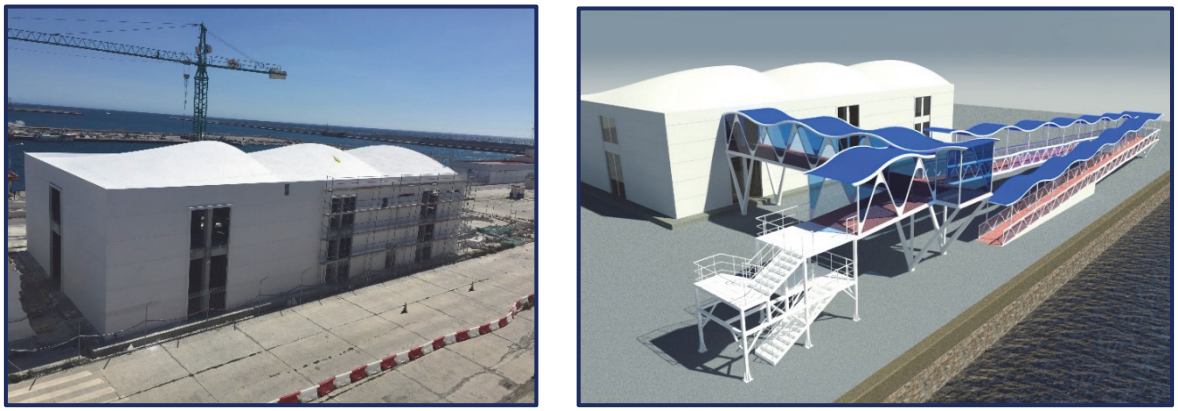


Fig. 5. Nueva Estación Marítima de Levante – Puerto de Motril

Las nuevas líneas ro-pax han atraído no sólo pasajeros, si no también mercancía. De hecho, las líneas son una realidad gracias a la compatibilidad de uso de las mismas (pasajeros/mercancías), de manera que en aquellas épocas en las que los pasajeros disminuyen, las mercancías hacen que la línea se rentabilice. En el año 2011 se ponen en servicio las Instalaciones de Inspección del Puerto de Motril para productos de origen no animal, como elemento necesario para el paso de mercancías que usan las citadas líneas. Estas modernas instalaciones están hoy día en pleno uso, dotadas de personal inspector, y con una actividad diaria que ha hecho que sean varias las empresas que se han interesado por la gestión de las mismas.



Fig. 6. Instalaciones Inspección para productos de origen no animal Puerto de Motril

En el año 2014, se acomete la ampliación de la rampa roro entre los muelles de costa y levante. Con la entrada en funcionamiento de las líneas de pasajeros y mercancías con el norte de África, es necesario mantener en explotación de forma simultánea las rampas ro-ro del muelle de Costa y de Levante situadas en el tacón entre dichos muelles. Además, se da la circunstancia que el uso diario de los citados muelles provocó una socavación en el fondo de la dársena interior

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

en la zona cercana a dicho tacón. Con el fin de estabilizar dicha socavación y proteger los muelles de una posible avería, se ejecutó una protección mediante escollera y una manta antisocavación rellena de hormigón. Además, se realiza la ampliación de la rampa Ro-Ro en el muelle de costa, construida con hormigón sumergido. Esta ampliación se consigue con adelantamiento del cantil en cinco metros y en toda la longitud de la rampa, es decir unos 24,50 metros, mediante hormigón sumergido, y cimentada sobre una banqueta de escollera de 2 m. de espesor.

A lo largo de estos años, se han ejecutado otras inversiones complementarias para dar servicio al pasajero, desde áreas para estacionamiento de los autobuses que usan las líneas, hasta mejoras en las conexiones internas del puerto (acerados, señalización viaria, etc).

6. Adaptación en la explotación portuaria

La adaptación de todo el puerto al tráfico de pasajeros es una realidad no sólo desde el punto de vista de la infraestructura, como ya hemos comprobado, sino también de todo el personal que convive en el Puerto. La misma se visualiza en el modo de circular por el puerto, la atención al usuario de los Ferrys, la instalación de servicios a los pasajeros, etc.

El eje principal del puerto, que lo cruza de Este a Oeste, es un vial de doce metros de ancho que es usado por toda la comunidad portuaria para sus desplazamientos, pues recorre la totalidad del puerto uniendo sus dos accesos, y la dársena interior y la de las Azucenas. En la comunidad portuaria motrileña coexisten usos fundamentalmente portuarios dedicados al tráfico granelero, con una zona náutico deportiva que posee un restaurante y una zona pesquera donde las empresas relacionadas con el sector se desarrollan (fábrica de hielo, casetas para el almacenamiento de enseres de pesca, zona de extendido de redes, etc)

El puerto de Motril tenía hasta julio de 2011 un tráfico granelero fundamentalmente, que conlleva la circulación de camiones por el puerto, maquinaria pesada, cintas, traslado de grúas, etc. La incorporación del tráfico de pasajeros al puerto se ha realizado de manera nada traumática, adaptándose el traslado de la maquinaria pesada, cuando se realiza por el citado vial principal, a los horarios fuera de operativas, incluso nocturnos. Una previsión adecuada de la necesidad de desplazamientos, junto con una coordinación plena con el Servicio de Operaciones del Puerto, dependiente del Departamento de Planificación y Explotación, hace que los operadores de graneles no se vean afectados por esta adaptación en sus horarios, no sufriendo retrasos en sus operativas, y mejorando la seguridad en los viales del puerto de uso común. Se realiza una previsión de llegada de buques, con la información aportada por los operadores se realiza una previsión de atraques en cada uno de los muelles del puerto, y un listado de necesidades de maquinaria para cada una de las operativas previstas. Con ello se realiza una estimación de los traslados de maquinaria necesarios, y conjuntamente operador, servicio de operaciones y servicio de policía portuaria planifican el momento del traslado de la citada maquinaria de manera que se minimicen interferencias con operativas de los ferrys, y se eviten demoras en la operativa de los buques graneleros.

Como medida necesaria para lograr una correcta circulación, se ha requerido un refuerzo en la señalización horizontal y vertical del puerto, para que los pasajeros de los ferrys, que se encuentran con un entorno desconocido y distinto a lo viales usuales, conozcan el recorrido a seguir y se consiga fluidez en el tráfico.

Por otro lado, el paso peatonal discurre por el vial principal del puerto, dotado de aceras, dándose la circunstancia que además circula por un entorno amable, pues el citado vial presenta una amplia zona ajardinada en gran parte de su recorrido. Está previsto en la planificación de inversiones anual el refuerzo de la señalización horizontal para aportar mayor comodidad y seguridad al usuario.

Complementariamente, se realiza una labor día a día por parte del servicio de Policía Portuaria para informar a todos los usuarios del correcto uso de las instalaciones portuarias. En los accesos al puerto se distribuyen planos explicativos, sobretodo destinados al pasajero del ferry, que es el que no conoce el puerto.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

7. Conclusiones y visión de futuro

Como conclusión, las cifras son los que arrojan resultados alentadores para seguir trabajando en la línea actual y continuar creciendo. El Puerto de Motril es un referente en el tráfico de pasajeros en línea regular con el Puerto de Melilla, y en concreto en la Operación Paso del Estrecho supera en pasajeros a puertos con amplia tradición en este tráfico. El desarrollo del puerto se constata, además, con la puesta en servicio de nuevas líneas, como la ya mencionada entre Motril y el puerto de Tanger Med, por la naviera FRS.

Como objetivo a medio plazo, el Puerto de Motril plantea una reorganización de sus diferentes áreas, de manera que tráfico de pasajeros y tráfico granelero y de mercancía general convivan en el puerto y permitan un crecimiento ordenado y eficiente de la dársena granadina. Para ello, desde la Autoridad Portuaria de Motril se ha redactado el Plan Director de Infraestructuras, al amparo de la Ley de Puertos del Estado, reorganizando sus usos y separando usos comerciales de pesqueros y náutico-deportivos. La no interacción de estos usos permitirá un mayor aprovechamiento de los muelles existentes, y un aumento de capacidad de los mismos sin grandes inversiones. La creación de una dársena pesquera y náutico deportiva a poniente del actual puerto permitirá una separación física de tráficos, tanto terrestres como marítimos, y una permeabilidad hacia el barrio que rodea el puerto que permitirá avanzar positivamente en las relaciones puerto-ciudad. La solución final, por tanto, resuelve no sólo la reordenación de usos pesquero-náutico deportivo-comercial, si no que permite alcanzar una solución válida para toda la actividad portuaria en su globalidad, respondiendo a las necesidades de crecimiento del tráfico ro-pax que se están dando.

Los objetivos planteados en el citado instrumento de planificación, y que recogen la visión del puerto a medio plazo, son los siguientes:

- Dar solución al problema (“efecto barrera”) que ocasiona la ubicación de la actual Dársena Pesquera, situada entre la Dársena Interior y la Dársena de las Azucenas, y al mismo tiempo conseguir una superficie adicional para atender el tráfico ro-pax.
- Adecuar el desarrollo del Puerto de Motril a las necesidades actuales y previsibles de la demanda en el año horizonte, compatibilizándolo con la actividad diaria y las situaciones intermedias que puedan plantearse.
- Sacar el máximo provecho de las actuales instalaciones del Puerto de Motril, con las mínimas transformaciones necesarias, de manera que las inversiones necesarias puedan ser asumidas sin grandes desembolsos económicos.

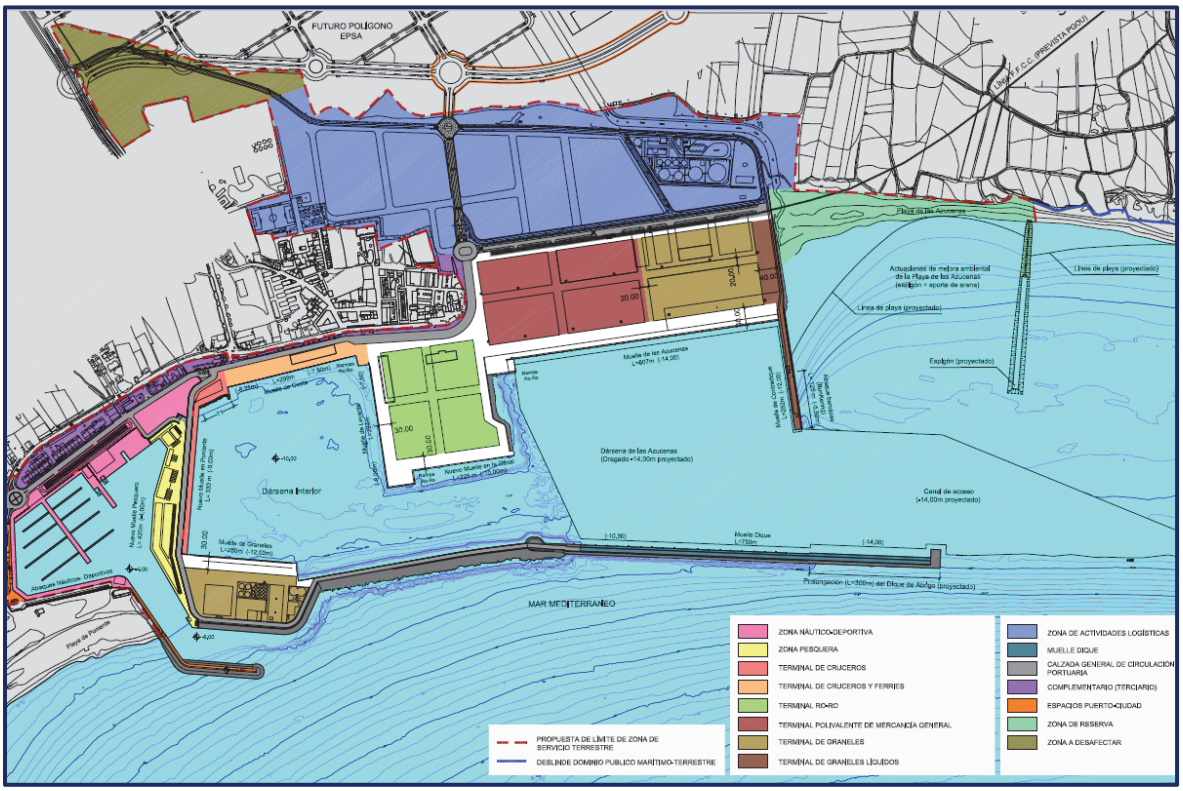


Fig. 6. Alternativa de desarrollo Puerto de Motril – Plan Director de Infraestructuras

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Las posibilidades del tráfico de pasajeros en el puerto de Motril no acaban aquí, aún hay capacidad de crecimiento en este ámbito, y prueba de ello será el propio desarrollo de las líneas actuales, y los nuevos tráficos que puedan crearse. Será necesario, por tanto, seguir de cerca la evolución de este puerto: se han evidenciado sus potencialidades, y su capacidad de desarrollo. Su próximo paso: seguir creciendo.

Referencias

AUTORIDAD PORTUARIA DE MOTRIL http://www.apmotril.com

PUERTOS DEL ESTADO http://www.puertos.es

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Predicción meteorológica y de dispersión de contaminantes de alta resolución en zonas portuarias

Padorno-Prieto, Elena; Santos-Atienza, Inés; Ruíz-Pachecho, José Ángel; Allue-Camacho, María; Vaz-de Jesús, Víctor; Martínez-Marco, Isabel
Agencia Estatal de Meteorología, Dpto. De Desarrollo y Aplicaciones, C/ Leonardo Prieto Castro 8, 28071 Madrid.

Resumen

Se ha llevado a cabo la implementación de un módulo de predicción atmosférica de alta resolución en el Sistema de Apoyo Meteorológico y Oceanográfico para las Autoridades Portuarias (SAMOA), con la finalidad de suministrar información meteorológica (viento a 10 metros principalmente) y de dispersión de contaminantes de gran calidad a ciertos Puertos Españoles.

Se han configurado e integrado de forma operativa distintas simulaciones numéricas realizadas con el modelo de predicción de área limitada HARMONIE-AROME, incrementando su resolución desde los 2,5 km hasta 1 km, insertando una nueva orografía e incorporando las debidas estrategias para mantener la estabilidad del sistema, además de adaptar ciertas parametrizaciones como la turbulencia y la difusión horizontal, lo cual permite lograr una mejor representación física de situaciones de fuerte convección. Finalmente se aplica un post procesado a los datos de salida y se realiza un análisis de verificación para evaluar la calidad de la previsión meteorológica.

Para realizar el estudio de la dispersión de contaminantes, se hace uso del modelo de transporte FLEXPART, anidado a las salidas de HARMONIE a 1km.

Palabras clave: *SAMOA, HARMONIE-AROME, FLEXPART, predicción numérica, alta resolución, viento.*

1. Introducción

Debido a la participación de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) en el proyecto SAMOA, se ha desarrollado un sistema operacional para la generación de predicciones atmosféricas a muy alta resolución, adaptadas a los Puertos Españoles, haciendo énfasis particularmente en el viento a 10 metros, que es una variable esencial tanto para integrar en los modelos de dinámica oceánica y de oleaje, como para conseguir una buena predicción del estado de la atmósfera y de la evolución de los contaminantes en los puertos.

Se ha realizado un amplio estudio a partir del modelo de predicción numérica HARMONIE-AROME (Bengstsson, 2017), aumentando su resolución de los 2.5 kilómetros que presenta la predicción oficial de AEMET hasta 1 km.

Ha sido configurado un nuevo esquema del modelo consiguiendo la estabilización de este a tan alta resolución, para ello se han modificado las estrategias numéricas aplicadas y afinado parámetros relacionados con la turbulencia y la difusión horizontal.

El modelo está configurado para ser anidado en las salidas del modelo global del Centro Europeo de 0.1 grados de resolución. Se han preparado diferentes experimentos en varias zonas de la Península Ibérica: Mar de Alborán, Cantábrico, Mediterráneo y en Canarias.

A continuación, se procesan las salidas del modelo obtenidas para las variables de superficie de interés: viento a 10 m, temperatura a 2 m, humedad a 2 m, presión en superficie, precipitación, cobertura nubosa y flujos de calor.

Se completa el estudio con un análisis detallado de verificación del viento a 10 m en todas las zonas mencionadas.

En paralelo se está desarrollando el montaje del modelo FLEXPART para llevar a cabo la predicción de difusión de contaminantes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El índice de los epígrafes que aparecen a continuación es el siguiente, en el apartado número 2 se hace una descripción general del modelo de predicción atmosférica utilizado, HARMONIE, y, seguidamente se detalla su configuración a una resolución más alta de la usada operacionalmente.

En el apartado número 3 se describen los casos de estudio y los experimentos llevados a cabo con el modelo a muy alta resolución. En el punto 4 se muestran resultados de la verificación realizada con el viento a 10 m. En el siguiente apartado, número 5, se explica cómo se realiza la predicción de dispersión de contaminantes con el modelo FLEXPART, y en el número 6, se explican las conclusiones obtenidas del trabajo realizado.

2. Predicción atmosférica

2.1 Modelo HARMONIE-AROME

El modelo HARMONIE (Hirlam Aladin Regional/Meso-scale Operational NWP in Euromed), desarrollado por los consorcios ALADIN y HIRLAM, es un modelo espectral bi-fourier de área limitada no hidrostático con un núcleo dinámico basado en una discretización semi lagrangiana y semi implícita de dos pasos de tiempo, con coordenada híbrida en la vertical. Se utiliza la configuración AROME (Seity, 2011) que incluye parametrizaciones físicas diseñadas para alta resolución.

Para la asimilación de datos en altura el sistema emplea por defecto el esquema 3DVAR, como se explica en (Brousseau, 2011), que asimila observaciones convencionales (TEMP, SYNOP, AIREP, PILOT, SATOB) SHIP, DRIBU) y de teledetección. Además es posible asimilar datos GNNS, reflectividades, vientos de radar y datos de escaterómetros de vientos en el mar. Para el análisis de las variables de superficie se utiliza el esquema CANARI de Interpolación Óptima.

En la nueva versión de HARMONIE, 40h11, la parametrización de la turbulencia se realiza mediante la formulación HARATU (HArmonie with RAcmo TUrbulence). Este esquema aumenta la altura de la base nubosa e incrementa el arrastre de las capas altas, además de solucionar fallos del esquema Cuxart-Bougeault utilizado tradicionalmente, mediante la corrección estadística de la longitud de mezcla (De Rooy, 2017).

La parametrización de procesos de suelo se realiza con el módulo SURFEX (EXternalized SURFace), un modelo teselado de superficies bajo una topografía de la base de datos ECOCLIMAP de 1 km de resolución. SURFEX divide cada celda en cuatro tipos: tierra, urbano, mar y agua interna (lagos, ríos, etc.); además posee un modelo de suelo de tres capas según el esquema ISBA (Interactions between Soil, Biosphere and Atmosphere) para calcular el intercambio energético y de humedad de forma simplificada en las celdas de tierra, con una capa límite desarrollada mediante el modelo CANOPY, que considera tanto capas atmosféricas como cubierta vegetal y un esquema MEB (Multiple Energy Budget) para nieve y vegetación; una parametrización de flujo marino ECUME (Exchange Coefficients from Unified Multicampaign Estimates) y de hielo marino HIGHTSI para las celdas de mar; un modelo urbano TEB (Town Energy Budget) y el modelo de lagos Flake.

El esquema de SURFEX calcula la temperatura y humedad a 2 m y el viento a 10 m, en todos los pasos de tiempo gracias al algoritmo SBL (Surface Boundary Layer), que evalúa seis niveles verticales entre superficie y la capa inferior de la atmósfera con esquemas turbulentos en una dimensión.

La orografía de SURFEX, como paquete independiente del modelo, puede ser en principio distinta de la que se aplica a la atmósfera. En este proyecto, con la nueva versión del modelo HARMONIE, ciclo 40h1.1, la base de datos utilizada fue GMTED2010, que presenta una resolución de 225 metros.

La Agencia Estatal de Meteorología, lanza operativamente el modelo HARMONIE-AROME a la resolución espacial de 2.5 km sobre dos dominios geográficos: uno que cubre la Península Ibérica y el archipiélago Balear y otro que abarca las Islas Canarias, esto lo lleva a cabo tanto en su nuevo supercomputador BULL, como en el ordenador del Centro Europeo de predicción a corto plazo (ECMWF).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.2 Modelo HARMONIE a muy alta resolución

HARMONIE-AROME está especialmente configurado para resoluciones de unos 2.5 km, pero el modelo puede ser ejecutado también a resoluciones más altas. Cuando se aumenta la resolución horizontal en los modelos numéricos frecuentemente aparecen inestabilidades numéricas debido a que el ruido puede producir una acumulación de energía en las escalas pequeñas (O`Brien, 2012). Por tanto, una de las tareas esenciales para poder simular predicciones de viento a muy alta resolución y que ha sido llevada a cabo es el ajuste del modelo a resoluciones sub-kilométricas. Para ello se han seguido los siguientes pasos:

1. Sustituir las bases de datos topográficas y fisiográficas del modelo por otras de resolución varias veces mayor.

   En HARMONIE, la orografía del modelo se calcula a partir de una base de datos topográfica, para ello el modelo realiza una adaptación de la información de esta base de datos de menor escala a la suya propia. La base de datos utilizada en versiones anteriores era GTOPO30, que tiene cobertura global y un espaciado de malla de 30 segundos de arco (1 km, aproximadamente), que no era suficiente para modelizar a 1 km o inferior.

   Por tanto, el aumento de resolución horizontal requiere necesariamente de la incorporación de otra base de datos de resolución varias veces mayor a la del modelo.

   En este caso se ha usado la topografía GMTED2010, para realizar las simulaciones a 1 km, que concretamente en la nueva versión de HARMONIE, 40h1.1, ya aparece incorporada al modelo, con una resolución de 225 metros (7,5 seg de arco). Esta es muy similar a la usada en el modelo global IFS (del Centro Europeo) sobre el que se anida, con lo cual consigue minimizar los errores de condiciones de contorno que se pueden transmitir de un sistema a otro.

2. Incorporar estrategias para estabilizar el modelo, como el uso del nuevo esquema de turbulencia HARATU, la activación de un esquema número temporal diferente al que está operativo en 2.5 km, denominado predictor-corrector, lo que implica desactivar las condiciones de contorno en la frontera superior.

3. Además se han incluido varias difusiones horizontales (Lauritzen, 2011), centrándonos en el desarrollo de la difusión Semi-Lagrangiana (SLHD), (Vaná, 2008) que no es uniforme y tiene un alto impacto en el campo de viento superficial. Con ella se solucionan problemas asociados a la complicada orografía, y se consigue una mejor representación de los movimientos verticales y de mezcla de masas de aire, que ocurren a menudo en zonas como el Estrecho de Gibraltar.

4. Se ha realizado además un estudio de las condiciones de contorno más favorables, comparando el anidamiento del modelo en las salidas de HARMONIE-AROME a 2.5 km y en el modelo global IFS a 0.1º.

   Se obtuvieron resultados similares, por lo tanto consideramos que la configuración más adecuada que ofrecería un mayor rendimiento del sistema se conseguiría forzando HARMONIE a 1 km directamente con las condiciones provenientes del modelo global (evitando así un anidamiento intermedio, además de disponer de las salidas necesarias con anterioridad).

El modo en que se ha utilizado el modelo es de adaptación dinámica, es decir, sin realizar asimilación de datos, partiendo de las condiciones iniciales y de contorno de la atmósfera proporcionadas únicamente por el modelo global en el que se anida y sin tener en cuenta los datos de salida de la pasada anterior del propio modelo que ejecutamos.

3. Casos de estudio

Una vez configurados todos los ajustes necesarios en el modelo para que éste muestre la menor dispersión posible y se mantenga estable frente a cualquier fenómeno atmosférico, incluidos los episodios de fuerte convección, se confecciona el montaje del sistema para obtener la predicción meteorológica de las variables de superficie demandadas por las Autoridades Portuarias.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Se realizan simulaciones numéricas sobre cuatro dominios españoles, mostrados en la figura 1, que cubrirán todas las áreas de interés portuarias, estos son, Alborán, Canarias, Cantábrico y Mediterráneo. Se ejecuta el modelo diariamente a las 00 y 12 UTC, con un alcance de 48 horas.

A partir de los datos obtenidos de las ejecuciones mencionadas con el modelo a 1 km de resolución, aplicamos sistemáticamente un post-procesado en el que, se realiza la extracción de los campos de interés: presión a nivel del mar, temperatura en superficie y a 2 m, viento a 10 m, humedad específica y relativa a 2 m, cobertura nubosa, precipitación, flujos de calor sensible y latente y radiación de onda corta y larga en superficie.

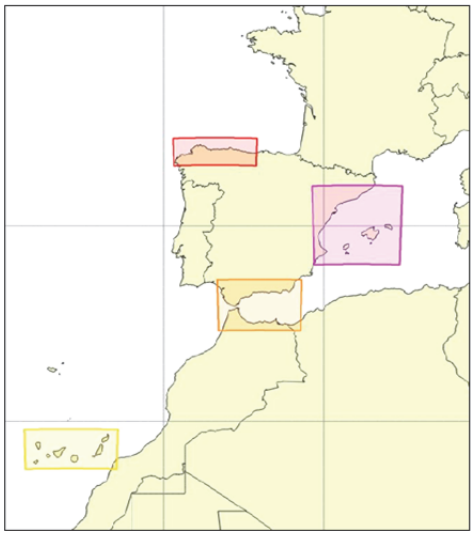


Fig. 1. Dominios procesados a 1km.

Se hace una selección espacial de las zonas portuarias, que se muestran en la tabla 1. Y finalmente se convierte el formato de salida propio del modelo, GRIB, al formato NetCDF, aplicando varios ajustes como el factor de escala, la definición de atributos, nombre de variables, etc. En definitiva, se adaptan los datos a los criterios definidos y necesarios para poder ser interpretados y ploteados directamente en el OpenDAP (base de datos externa) de Puertos del Estado.

Malla	Lim N	Lim S	Lim W	Lim E
Asturias	43,90	43,40	-6,29	-5,30
Baleares	40,40	38,45	1,00	4,55
Cataluña	41,60	40,20	0,0	2,80
Melilla	35,80	34,85	-3,40	-2,40
Malaga	37,19	35,25	-6,21	-3,95
Almería	37,35	36,40	-2,80	-1,65
Canarias	29,50	27,45	-18,40	-13,30

Tabla 1. Coordenadas de las mallas portuarias.

Los ficheros finales con la predicción generada dos veces al día (00 y 12 UTC) se envían de forma cuasi-operacional a los puertos señalados.

Se muestran a modo de ejemplo dos mapas espaciales del área Mediterránea con salidas obtenidas del modelo a 2.5 km (figura 2) y a 1 km (figura 3), se representa la variable del viento a 10 m con flechas, sobre el campo de temperatura a 2 m (que oscila en una escala entre los 5º C y los 27ºC).

Se observa el mismo patrón de comportamiento tanto para la temperatura como el viento con las dos resoluciones del modelo, pero aparece una mayor densidad de líneas de viento en el mapa de menor escala, así como una detección más afinada de las zonas donde se producen pequeños remolinos de turbulencia. Esto demuestra la mejoría obtenida con el aumento de resolución.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

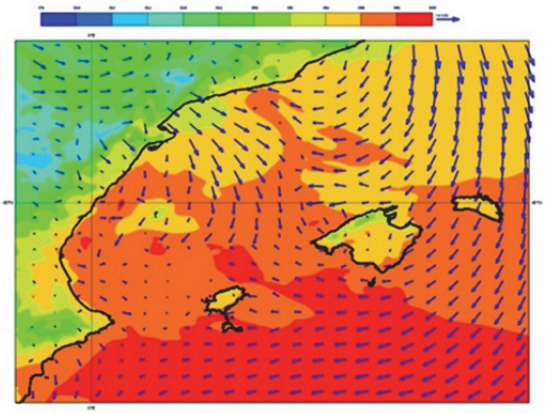


Fig. 2. Viento a 10m y temperatura a 2m de HARMONIE a 2.5km.

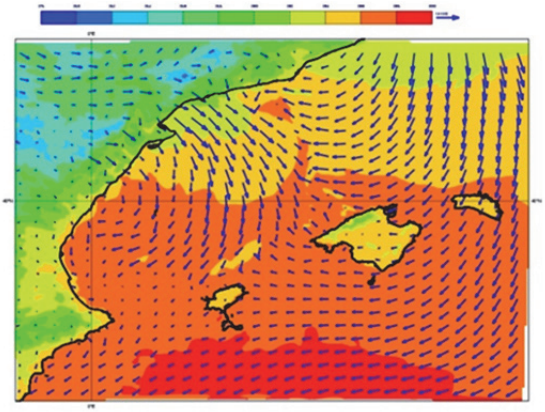


Fig. 3. Viento a 10m y temperatura a 2m de HARMONIE a 1km.

4. Verificación

Se evalúa la calidad de los resultados obtenidos al incrementar la resolución del modelo hidrostático HARMONIE-AROME, haciendo un análisis estadístico de verificación frente a los resultados proporcionados por el modelo en su resolución estándar de 2.5 km y a las observaciones meteorológicas disponibles, provenientes de la red de estaciones de AEMET.

Se hace especial énfasis en el análisis de los datos del viento a 10 metros y se observa que los resultados obtenidos a 1 km de resolución espacial muestran un comportamiento de la dinámica más próxima a la realidad que los de 2.5 km, ya que captan procesos de turbulencia más pequeños y con un comportamiento de estos más localizado.

Para llevar a cabo la verificación cuantitativa de las variables se ha utilizado la herramienta MONITOR, desarrollada por el consorcio HIRLAM.

Se muestran ciertos estadísticos que caracterizan el comportamiento del viento en las distintas zonas analizadas, éstos son el sesgo y el error cuadrático medio (figura a) y el índice Equitable Threat Score (ETS), en la figura b, que muestra los casos de acierto ocurridos en el modelo respecto a las falsas alarmas y a la ausencia de avisos, en base a unas categorías o clases de viento seleccionadas. Además se estudian los gráficos de nubes de dispersión de puntos que indican el peso de la respuesta de los datos proporcionados por el modelo frente a las observaciones disponibles.

Todos los parámetros estadísticos muestran una mejora sustancial para la alta resolución de 1 km, tanto en episodios de convección profunda como en períodos más largos, para todas las áreas analizadas.

Se muestran las siguientes gráficas con los parámetros estadísticos mencionados, en ciertos períodos temporales de 5 a 7 días, previamente seleccionados por presentar una fuerte convección.

Se representan los datos del modelo operacional a 2.5 km de resolución en rojo y los experimentos a 1 km en color verde.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

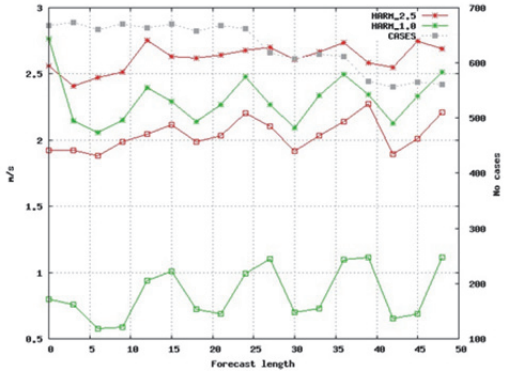


Fig. 4a. Sesgo (□) y desviación estándar (*) del viento a 10 metros (m/s).

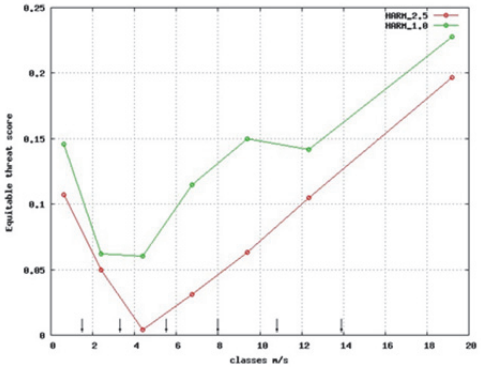


Fig. 4b. ETS del viento a 10 metros.

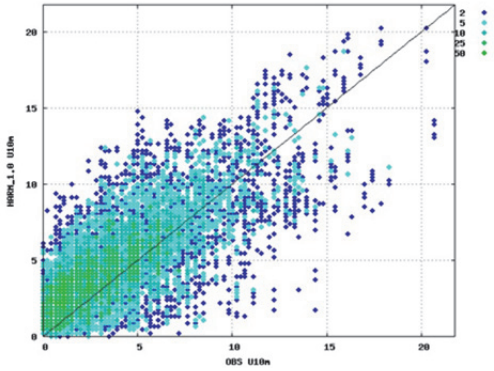


Fig. 4c. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 1km frente a observaciones.

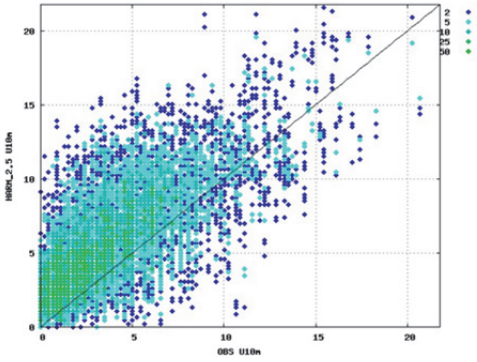


Fig. 4d. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 2.5km frente a observaciones.

Fig. 4. Zona Mediterráneo. Período: 2017/01/12-18.

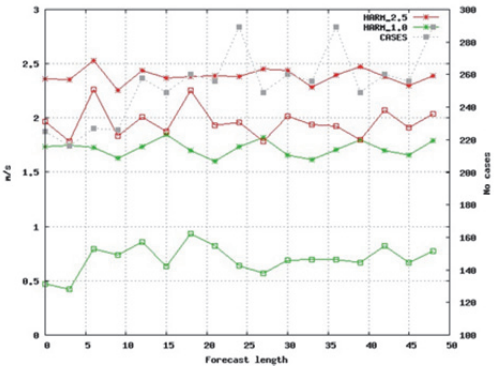


Fig. 5a. Sesgo (□) y desviación estándar (*) del viento a 10 metros (m/s)

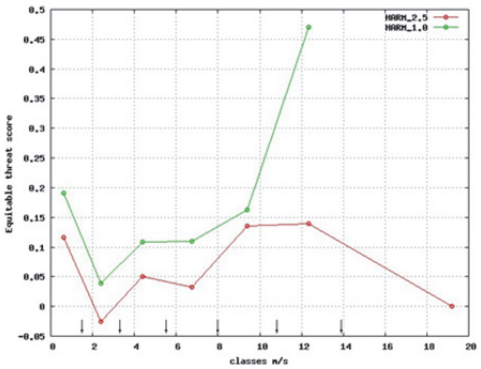


Fig. 5b. ETS del viento a 10 metros.

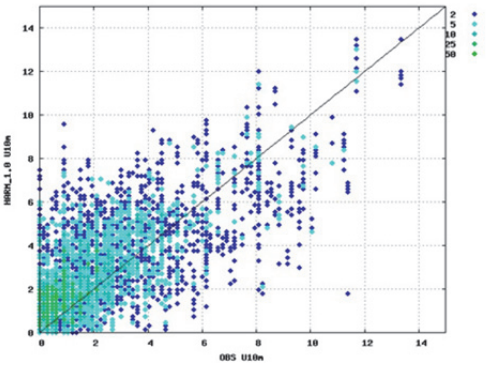


Fig. 5c. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 1km frente a observaciones.

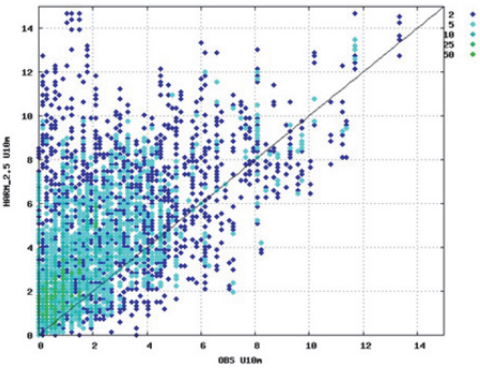


Fig. 5d. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 2.5km frente a observaciones.

Fig. 5. Zona Cantábrico. Período: 2017/01/10-15.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

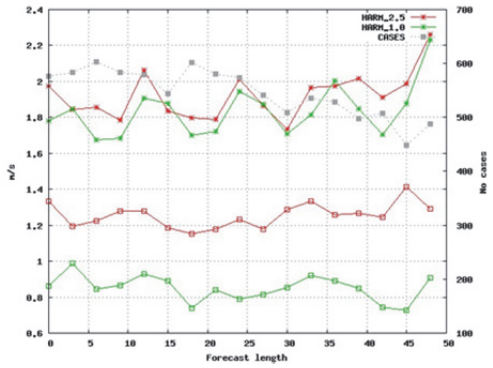


Fig. 6a. Sesgo (□) y desviación estándar (*) del viento a 10 metros (m/s).

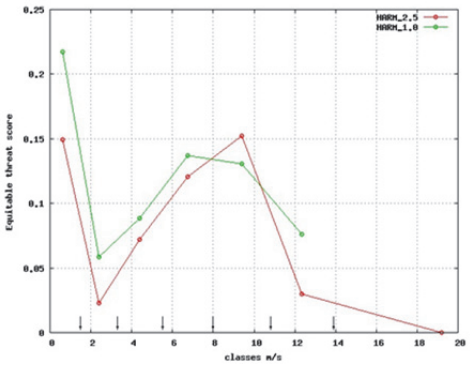


Fig. 6b. ETS del viento a 10 metros.

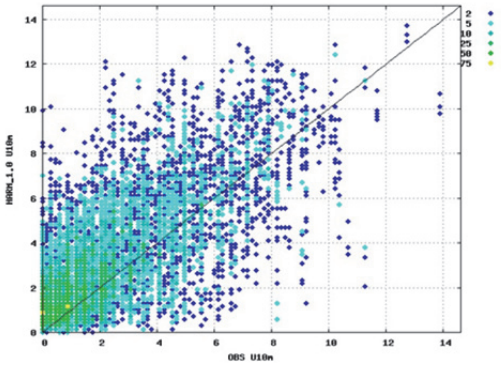


Fig. 6c. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 1km frente a observaciones.

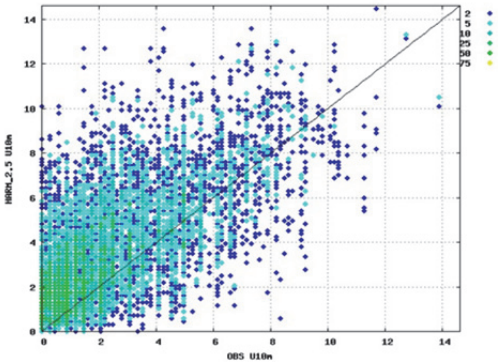


Fig. 6d. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 2.5km frente a observaciones.

Fig. 6. Zona Alborán. Período: 2016/12/1-7.

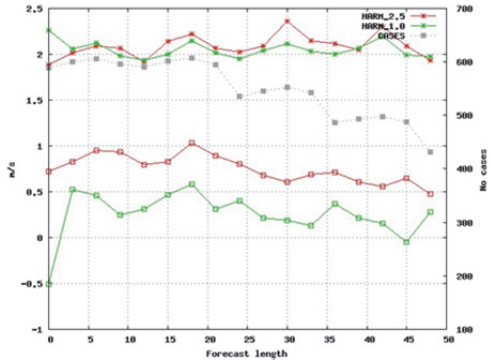


Fig. 7a. Sesgo (□) y desviación estándar (*) del viento a 10 metros (m/s).

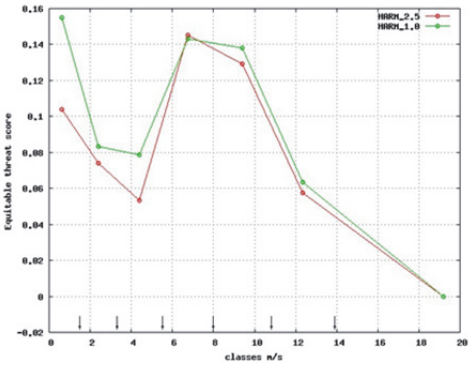


Fig. 7b. ETS del viento a 10 metros.

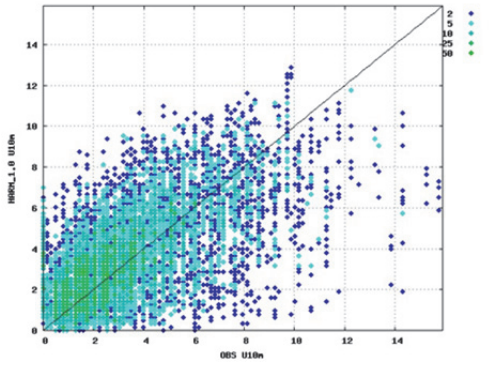


Fig. 7c. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 1km frente a observaciones.

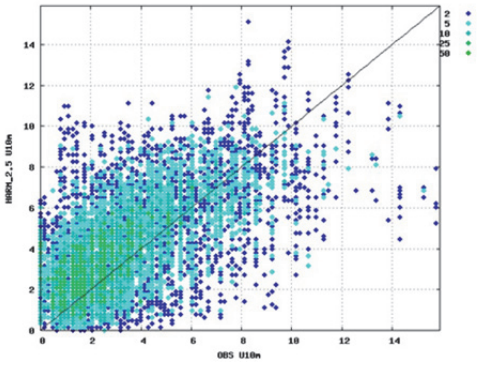


Fig. 7d. Nube de dispersión de viento a 10m, experimento a 2.5km frente a observaciones.

Fig. 7. Zona Canarias. Período: 2017/03/16-21.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Analizando los gráficos, la principal conclusión obtenida es la mejora sustancial y generalizada para toda clase o intensidad de viento con el uso del modelo a la resolución más elevada.

A partir de los gráficos del sesgo (fig. a), se obtienen valores de este siempre menores para la simulación de 1 km que para 2.5 km, es decir se produce una menor sobrestimación del viento con la alta resolución, incluso en la zona de Alborán el sesgo es prácticamente nulo, compensándose las diferencias posibles existentes entre la predicción del modelo y los valores reales.

Un factor a tener en cuenta además de la resolución espacial y, que ha tenido una gran influencia en los resultados favorables, es la inserción de la difusión semi-lagrangiana en el modelo HARMONIE a 1 km, en particular, esta mejora queda reflejada y tiene un mayor impacto positivo cuando la orografía de la zona a tratar es compleja, como en el caso del Estrecho de Gibraltar, donde ocurren fenómenos turbulentos y de gran convección frecuentemente.

Evaluando la desviación estándar (parte superior de fig. a) se completa el análisis anterior y se observa un error en las medidas que no dista mucho entre las distintas resoluciones aplicadas al modelo, excepto en el mar Mediterráneo y el Cantábrico donde las simulaciones de 1 km sí marcan una menor dispersión que las de 2.5 km, de en torno a 1 m/s en promedio respecto a la media.

Este comportamiento queda reflejado también por el índice ETS (fig. b), que indica un mayor número de veces de éxito en la predicción del viento para la muy alta resolución y sobre todo cuando se trata de vientos más intensos, de más de 8 m/s.

Cada gráfico de la nube de puntos de las figuras c y d muestra la distribución del número de casos que hay con cierta dispersión respecto a las observaciones. En los gráficos de 1 km la nube de dispersión presenta una mayor concentración de puntos y simetría respecto a la diagonal que en los de menor resolución. El resultado es coherente con la información proporcionada por el resto de gráficos.

En concreto, en las Islas Canarias, aunque el sesgo sigue siendo menor en los vientos a 1 km de resolución, lo que aporta consistencia al hecho de bajar de escala en el modelo, no hay una diferencia tan acusada en la predicción a las distintas resoluciones, como se observa al comparar las nubes de dispersión. Esto puede estar relacionado con el carácter insular y la influencia del océano en la predicción, pero también hay que tener en cuenta, tanto para esta zona como para el resto, que existe todavía cierta incertidumbre relacionada con la ejecución de los modelos de mesoescala a muy alta resolución, y que podría posiblemente mejorar avanzando en el diseño de las parametrizaciones físicas del modelo, en las estrategias numéricas computacionales y de optimización utilizadas, o con la realización de asimilación de datos en las simulaciones.

Otro factor de incertidumbre podría estar asociado al método de verificación utilizado, que posiblemente se podría complementar con otros métodos para conseguir una mayor información en la evaluación tanto del viento como de otras variables meteorológicas.

5. Predicción de dispersión de contaminantes

Una tarea en la que AEMET está trabajando, en paralelo, es la generación de información sobre la predicción de contaminantes para los puertos. Para ello se hace uso del modelo de dispersión de partículas FLEXPART (Flexible Particle Dispersion Model) que modela el transporte y dispersión lagrangiano adecuado para la simulación de una amplia gama de procesos de transporte atmosférico. Simula el transporte de partículas a distintas escalas, difusión, deposición seca y húmeda, decaimiento radioactivo de especies emitidas por fuentes puntuales, lineales, de área o de volumen.

Este modelo fue desarrollado inicialmente en la Universidad de Recursos Naturales y Ciencias de la Vida en Viena y más adelante por su principal desarrollador, Andreas Stohl, en el Instituto Noruego de Investigación de la Atmósfera (NILU) junto con un grupo de desarrolladores de distintas instituciones.

FLEXPART es un desarrollo posterior de su predecesor FLEXTRA (Flexible Trajectory Model). Se trata de un modelo off-line, por tanto, necesita campos meteorológicos ya sean análisis o predicciones.

La versión de referencia de FLEXPART utiliza datos meteorológicos del ECMWF (IFS, formato GRIB), datos en superficie y en los niveles del modelo, o del NCEP (GFS, formato GRIB), datos en superficie y en niveles de presión.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Además, permite utilizar información en un dominio global o en un área limitada y hacer anidamientos de dominios meteorológicos si usa datos del ECMWF. Existe una versión de Flexpart preparada para trabajar con el modelo mesoescalar WRF (FLEXPART-WRF).

El modelo se puede ejecutar de dos maneras: hacia adelante o hacia detrás en el tiempo. El modo de avance (forward) se puede utilizar para determinar la concentración o la relación de mezcla de contaminantes. El modo de retroceso (backward) se usa en especial para determinar áreas de huella o el origen de las emisiones observadas.

En cuanto a la estructura de funcionamiento de FLEXPART, en líneas generales, las partículas son transportadas por el viento, resuelto por el modelo meteorológico, y se modelizan los procesos de escala sub-rejilla no resueltos por este que afectan a la dispersión de las partículas, es decir, la turbulencia en la capa límite atmosférica, la turbulencia de mesoescala y la convección turbulenta. Posteriormente se modifican las propiedades de las partículas por la acción de los procesos de eliminación de especies y finalmente se cuentan las partículas en un volumen y se extraen valores de concentración.

La principal ventaja de los modelos lagrangianos es que, al contrario que en los eulerianos, no hay difusión numérica. Una especie emitida desde una fuente puntual en un modelo euleriano es instantáneamente mezclada en toda la celda, mientras que en los modelos lagrangianos esto no ocurre y, en principio, pueden utilizar una resolución infinitamente pequeña.

Sin embargo, parte de las ventajas que supone utilizar un modelo lagrangiano se pierden al tener que interpolar los campos meteorológicos a la posición de las partículas y también al asignar una fracción de masa de las partículas, según su posición, a las celdas de un grid de salida para extraer valores de concentración. Por esta razón, si se pretende hacer simulaciones en escalas locales, es importante utilizar campos meteorológicos procedentes de modelos de predicción del tiempo de alta resolución. Actualmente se está trabajando en modificar la entrada del modelo FLEXPART para que sea capaz de utilizar como forzamiento meteorológico las salidas de HARMONIE a 1 km. Es importante resaltar que FLEXPART es muy sensible en lo que se refiere a la estructura de sus ficheros de configuración. Esto conduce a poner especial atención en cada una las modificaciones a realizar. Estos archivos deben ser ajustados en función de los datos de entrada de los que disponemos y del tipo de salida que interesa obtener.

También se está trabajando con una nueva representación gráfica que mejora la visualización, implementada con la herramienta de visualización Magics++ del ECMWF.

6. Conclusiones

Tras el estudio realizado asociado al proyecto SAMOA, se ha conseguido estabilizar y configurar el modelo de predicción atmosférica HARMONIE-AROME a 1 kilómetro de resolución, para generar de forma semi-operacional un pronóstico detallado para distintos Puertos Españoles, de ciertas variables de superficie, siendo la de mayor interés el viento a 10 metros de altura.

Se ha hecho una comparación estadística, a modo de verificación, de los resultados obtenidos con el modelo a esta resolución y a la que está operativa en AEMET de 2.5 km, frente a las observaciones disponibles de la red meteorológica y las conclusiones obtenidas manifiestan una clara mejoría en las predicciones con la alta resolución, tanto en situaciones de menor turbulencia como en las de fenómenos más severos que muestran una fuerte convección.

La línea a seguir a futuro es ampliar la red espacial de estudio a más puertos e intentar mejorar ciertas parametrizaciones del modelo que influyen en el viento y otras variables. A su vez, es un reto introducir asimilación de datos al sistema para forzar el modelo a seguir un comportamiento más próximo a la realidad. Se planificará el estudio de distintos métodos de verificación, que den una idea más clara aún de la precisión de los resultados.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

BENGTSSON, L., ANDRAE, U., ASPELIEN, T., BATRAK, Y., CALVO, J., DE ROOY, W. C., GLEESON, E., HANSEN-SASS, B., HOMLEID, M., HORTAL, M., IVARSSON, K., LENDERINK, G., NIEMELÄ, S., NIELSEN, K. P., ONVLEED, J., RONTU, L., SAMUELSSON, P., SANTOS MUÑOZ, D., SUBIAS, A., TIJM, S., TOLL, V., YANG, X. y ØDEGAARD KØLTZOWB, M. (2017). "The HARMONIE-AROME Model Configuration in ALADIN-HIRLAM NWP System" en *Monthly Weather Review*. Vol. 145, pp. 1919-1935.

BROUSSEAU, P., BERRE, L., BOUTTIER, F. y DESROZIERS, G. (2011). "Background-error covariances for a convective-scale data-assimilation system: AROME-France 3D-Var" en *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*. Vol. 137, pp. 409-422.

DE ROOY, W. C. y DE VRIES, H. (2017). "Harmonie verification and evaluation" en *HIRLAM Technical Report*. No. 70.

LAURITZEN, P. H., JABLONOWSKI, C., TAYLOR, M. A. y NAIR, R. D. (2011). "Numerical Techniques for global atmospheric models" en *Lecture Notes in Computational Science and Engineering*. Springer, vol. 80, 556 pp.

O'BRIEN, E. (2012). "Numerical stability and kinetic energy spectra in high-resolution HARMONIE" en *HIRLAM Newsletter*. No. 59, pp. 27-32.

SEITY, Y., BROUSSEAU, P., MALARDEN, S., HELLO, G., BERNARD, P., BOUTTIER, F., LAC, C. y MASSON, V. (2011). "The AROME-France convective-scale operational model" en *Monthly Weather Review*. Vol. 139, pp. 976-991.

STOHL, A., FORSTER, C. , FRANK, A., SEIBERT, P. y WOTAWA, G. (2005). "Technical Note: The Lagrangian particle dispersion model FLEXPART version 6.2" en *Atmos. Chem. Phys*. 5, 2461-2474.

VANÁ, F., BÉNARD, P., GELEYN, J., SIMON, A. y SEITY Y. (2008). "Semi-Lagrangian advection scheme with controlled damping: An alternative to nonlinear horizontal diffusion in a numerical weather prediction model" en *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*. 134, pp. 523-537.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Generación del oleaje en aguas someras: un enfoque teórico aplicado al saco interno de la bahía de Cádiz

Díaz-Carrasco, Pilar[a]; Ortega-Sánchez, Miguel[a] y Losada, Miguel Á.[a]
[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales (GDFA). Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía – Universidad de Granada. Avda. del Mediterráneo, s/n,18006, Granada, España. pidiazc@ugr.es, miguelos@ugr.es, mlosada@ugr.es

Resumen

La generación y transformación del oleaje en aguas someras tiene gran influencia tanto en los procesos hidrodinámicos y morfodinámicos en las regiones costeras, como en la gestión de zonas con un alto desarrollo socioeconómico y ambiental. Actualmente, la generación en aguas profundas está bien modelada con los modelos numéricos de tercera generación, como el WAM-III, el WAVEWATCH III o el Delft3D. Estos dos últimos tienen además aplicación en aguas someras, si bien las formulaciones que se emplean son una extensión de las de aguas profundas.

Es conocido que el inicio de generación del oleaje se produce cuando la tensión tangencial del viento transfiere energía sobre la superficie libre en reposo. Sin embargo, las carencias existentes respecto al modelado de este proceso hacen que habitualmente no se incorporen en los modelos numéricos avanzados. En consecuencia, en este trabajo se presenta un modelo numérico simple de generación del oleaje en aguas someras, que incorpora un nuevo término de transferencia de energía por viento para cada frecuencia. El modelo es comparado con el espectro de JONSWAP, y validado con datos de campo medidos en el saco interno de la Bahía de Cádiz.

Palabras clave: *generación de oleaje, aguas someras, coeficiente de arrastre, JONSWAP*

1. Introducción

Desde el comienzo del siglo XX, existe una preocupación científica general sobre el aumento del calentamiento global y la necesidad de evaluar sus futuras implicaciones ambientales. Entre sus efectos, el aumento del nivel del mar y los cambios en las características meteorológicas (es decir, la velocidad del viento, las tormentas) tendrán fuertes impactos en áreas cerradas o semicerradas (Nicholls y Cazenave, 2010). Las zonas costeras de aguas someras, como los estuarios y las marismas, se verán muy dañadas por el aumento del nivel del mar, mientras que la dinámica de los lagos, embalses y otras masas de aguas interiores se verán modificados por cambios en los patrones climáticos.

Los procesos hidrodinámicos y morfodinámicos que tiene lugar en dichas áreas están influidos en gran parte por la generación y propagación del oleaje (Malhadas et al., 2009). En áreas de aguas someras y cerradas, el oleaje generado por viento se encuentra muy condicionado por las limitaciones de profundidad y fetch (Bottema y van Vledder, 2009; Fagherazzi y Wiberg, 2009). A pesar de la importancia de estos procesos, a conocimiento del autor, el entendimiento de los mecanismos de generación del oleaje en zonas con profunidad y fetch limitados es aún una línea de investigación no completada.

Actualmente, la generación de oleaje por viento está bien modelada y predicha con los modelos de tercera generación, como son el Wave Model (WAM III y IV) (Group, 1988) o el MRI-III model (Ueno y Ishizaka, 1997). Por el contrario, en aguas someras las formulaciones de estos modelos deben ser adaptadas y/o extendidas. Esto último se ha conseguido parcialmente con los modelos de tercera generación, como WAVEWATCH III (Tolman, 2009) y el SWAN (Booij et al., 1999), cuyas formulaciones son una extensión de las de aguas profundas, e incorporan los efectos de la rotura del oleaje por profundidad y la disipación del fondo. A pesar de incluir estos términos fuente, en áreas someras y cerradas los modelos de tercera generación no recogen con precisión las primeras etapas del desarrollo del oleaje y sus propiedades.

En particular, la principal debilidad del modelado numérico y analítico del oleaje está asociada con las primeras etapas de su generación en aguas costeras e interiores, donde los parámetros de excitación del oleaje son diferentes de las condiciones en mar abierto. Una discusión detallada de los términos fuente de generación de oleaje por viento se puede

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

encontrar en los trabajos de Donelan et al. (2006), Kudryavtsev et al. (2001), Liberzon y Shemer (2011), Zakharov et al. (2012). Para el conocimiento del autor, el problema está en que dichos términos fuente de viento tienen en cuenta implícitamente el impacto del oleaje en la transferencia de cantidad de movimiento en la interfase aire-agua. Esta transferencia de cantidad de movimiento es usualmente descrita por medio de un coeficiente uniforme de arrastre por viento C_d. Este coeficiente se expresa comúnmente en términos de la velocidad del viento, pero su gran dispersión indica que hay muchos procesos más complejos que no se tienen en cuenta (Bolaños y Sánchez-Arcilla, 2006) . En las últimos décadas, numerosos estudios se han centrado en el parametrizado del C_d, a través de los parámetros del viento (Wu, 1980, 1982) y los parámetros del oleaje (Bolaños y Sánchez-Arcilla, 2006; Gao et al., 2009; Nordeng, 1991). Este tipo de parametrizaciones se basan en mediciones empíricas limitadas que no representan la complejidad de la generación incial del oleaje por viento, especialmente en las zonas costeras y cerradas (Du et al., 2017).

Aunque en muchos casos estas expresiones empíricas de viento pueden ser útiles para el desarrollo apropiado del oleaje, existen aún preguntas sin resolver. Por ello, en este estudio se presenta una primera aproximación simple para evaluar la generación del oleaje en aguas someras con fetch limitado. Para alcanzar el objetivo, se presenta una actualización de la ecuación del balance de la energía del oleaje, basada en la definición de una nueva expresión del termino fuente de transferencia de energía por viento. Para desarrollar el modelo simple, se realizó un primer análisis en el dominio de la frecuencia para evitar restricciones sobre las variables y los términos fuente involucrados. Este enfoque se concibe como una herramienta sencilla de ingeniería que permiete entender cómo se genera el oleaje en aguas costeras e interiores con limitaciones de fetch, donde la generación depende en gran medida de la eficiencia energética del viento para desarrollar cada frecuencia del oleaje.

Este trabajo se estructura como sigue: la definición del problema y las principales hipótesis de partida se detallan en la Sección 2. La expresión actualizada de la ecuación del balance de energía para aguas someras con fetch limitado se presenta en la Sección 3. La solución numérica del modelo en el dominio de la frecuencia y su comparación con el espectro de JONSWAP, se desarrolla en la Sección 4 y 5, respecticamente. La aplicación del modelo de generación a un caso real de estudio se presenta en la Sección 6. Finalmente, las conclusiones del trabajo se recogen en la Sección 7.

2. Definición del problema

Se considera como dominio del problema, una superficie libre plana sobre la cual el viento actúa a lo largo de un fetch limitado y en condiciones de aguas someras (Fig. 1). Las coordenadas espaciales del dominio son (x, z); h es la profundidad del agua y F es el fetch. La acción del viento sobre la superficie libre origina una repuesta tensional representada por la tension tangencial τ_{viento}. La tension tangencial del viento produce un trabajo sobre la superficie libre en la dirección de propagación, que se traduce en una transferencia de energía sobre la misma y constituye la primera fase de generación del oleaje.

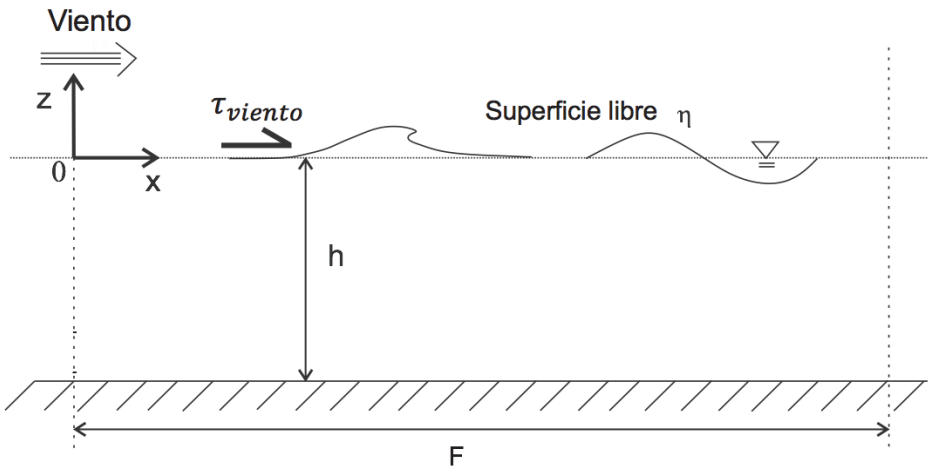


Fig. 1. Dominio del problema. Definición de los principales mecanismos que intervienen en la generación inicial del oleaje en condiciones de profundidad y fetch limitados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Para obtener un modelo simple que incluya la transferencia de energía por viento como mecanismo principal de generación del oleaje, se adoptan las siguientes hipótesis de partida:

1. Para resolver el problema se aplica la Teoría Lineal de Ondas o Teoría de Airy (Baquerizo et al., 2005; Holthuijsen, 2007).
2. La profundidad del agua se considera constante, por lo que el efecto de la marea es despreciable (condiciones micro-mareales).
3. Pendiente del fondo muy suave y sin flujo vertical a través del mismo.
4. El campo de velocidad de viento (velocidad y dirección) se considera espacialmente uniforme.
5. Dado que el fetch es limitado, se condiera una respuesta instantánea del oleaje a las variaciones temporales del viento.
6. El modelo de generación se resuelve para cada frecuencia (f_i) con un viento uniforme y profundidad constante.

2.1 Análisis en el dominio de la frecuencia

En la fase inicial de generación, el espectro del oleaje se desarrolla en el rango de frecuencias desde la frecuencia pico (f_p) hasta la frecuencia capilar (f_{cap}), asociada a las frecuencias altas. En este estudio, consideramos el límite de ondas capilares alrededor de f_{cap}= 1.5-2 Hz, cuando el número de onda obtenido por la ecuación de dispersión lineal empieza a diferir de la ecuación de dispersión con la tensión capilar superficial. La frecuencia máxima depende del fetch adimensional (Mitsuyasu, 1972; Holthuijsen, 2007; ROM 1.0-09, 2009), y por tanto varía en la dirección de propagación. Para el espectro de oleaje por viento, la frecuencia máxima toma valores alrededor de $f_p(x)$≥0.3 Hz.

2.2 Importancia del fondo

La importancia del fondo depende de si el efecto del movimiento de las partículas del agua, en el rango de frecuencias en generación, es o no sentido por el fondo, a pesar de estar en aguas someras. Por hipótesis de partida, en este estudio se ha considerado el criterio de profundidad relativa (h/L) para evaluar la importancia del fondo.

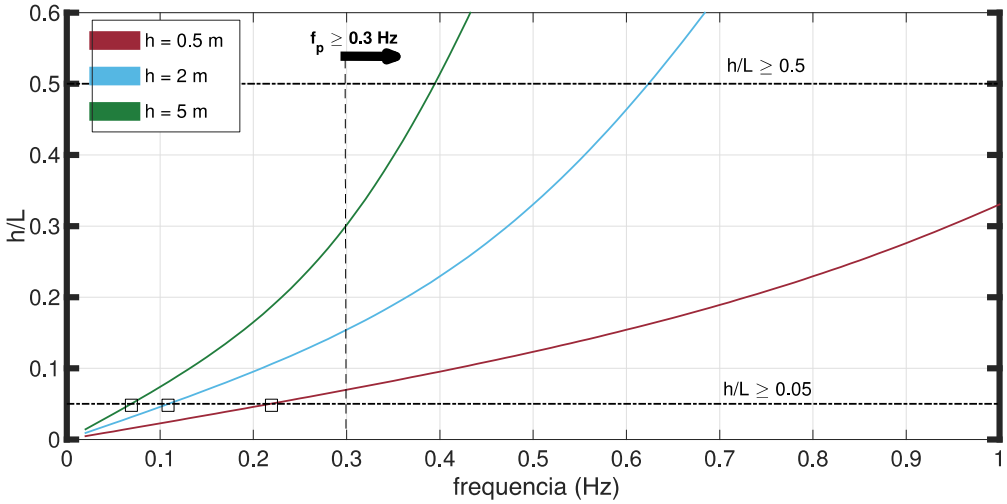


Fig. 2. Frecuencias del oleaje que sienten (o no) el fondo para una profundidad de agua de: h= 0.5, 2 y 5 m. h/L ≤0.05, 0.05 ≤h/L ≤0.5 y h/L ≥0.5 representa oleaje en condiciones de aguas someras, intermedias e indefinidas, respectivamente.

La Fig. 2 muestra que para frecuencias mayores o iguales a la frecuencia pico, el fondo no siente los efectos del oleaje generado. Por ello, en este problema los términos fuente derivados de la disipación por fondo se desprecian para el rango de frecuencia considerado y, a pesar de estar en aguas someras, el modelo de generación puede ser resuelto como si estuviera en condiciones de aguas intermedias o indefinidas.

3. Actualización de la ecuación del balance de energía: modelo de generación

En esta sección, se presenta una version actualizada de la ecuación del balance de energía (Holthuijsen, 2007) para oleaje generado en condiciones de fetch y profundidad limitadas, usando el dominio del problema definido previamente.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Bajo estas consideraciones, la ecuación incorpora un nuevo término fuente simple de transferencia de energía por viento.

La evolución de la energía total del oleaje se puede obtener integrando la ecuación de conservación de la energía mecánica (Ec. 1) sobre la profundidad del agua y haciendo el promedio sobre la longitud de onda (L) (Dean y Dalrymple, 1991). En el dominio bidimensional (x, z), dicha ecuación es:

$$\frac{1}{L}\int_L\int_z\left[\vec{q}\cdot\nabla\left(\frac{1}{2}\rho_w q^2\right)+\vec{q}\cdot\nabla P\text{-}\rho_w\vec{q}\cdot g\right]dz\,dx=\frac{1}{L}\int_L\int_z\left[\vec{q}\cdot\vec{f}\right]dz\,dx \quad (1)$$

donde $q=\sqrt{u^2+w^2}$ es el modulo de la velocidad y $\vec{q}=(u,w)$ son las componentes horizontal y vertical de la velocidad, respecticamente; P es la presión total (tensión normal dominante); ρ_w es la densidad del agua y $\vec{g}$ es la aceleración de la gravedad; $\vec{f}=(f_x,f_z)$ representa las fuerzas friccionales actuando por unidad de volume en el fluido.

Las condiciones de contorno del dominio del modelo son:

- Fondo z=-h:

$$w=0 \quad (2)$$

- Superficie libre $z=\eta$:

$$\mathrm{u}\frac{\partial\eta}{\partial x}\text{-}w=0 \quad (3)$$

$$\tau_{xz}=\tau_{viento} \quad (4)$$

$$P=P_{atmosférica}=0 \quad (5)$$

Por tanto, a partir de las hipótesis de partida (sección 2), del análisis del problema en el dominio de la frecuencia: $E(f_i,x)=\rho_w\,g\,S(f_i,x)df$, y de las condiones de contorno, la ecuación actualizada del balance de la energía del oleaje por unidad de superficie y para cada frecuencia (f_i) es:

$$\frac{\partial(S(f_i,x)C_g(f_i))}{\partial x}=S_{viento}(f_i,x) \quad (6)$$

donde $S(f_i,x)$ es el espectro del oleaje para cada frecuencia y por unidad de superficie; y $C_g(f_i)$ es la celeridad de grupo asociada a la frecuencia f_i. La condición incial de la Ec. 6 es: $S(\forall f,x=0)=0$

El término a la derecha de la Eq. 6 representa el término fuente de transferencia de energía por viento. Como se ha comentado en la introducción, las formulaciones que describen la transferencia de energía por viento no son simples y además incluyen parámetros del oleaje en sus expresiones, por lo que no recogen adecuadamente la etapa inicial de generación del oleaje. En este estudio, se presenta una simple expresión del término fuente de viento, para cada frecuencia, como el trabajo que hace la tensión de tangencial del viento sobre la superficie libre:

$$S_{viento}(f_i,x)=\tau_{wind}(f_i,x)\cdot u_s \quad (7)$$

donde u_s es la velocidad en superficie del viento. Dado que nos encontramos en condiciones de fetch limitado, la capa límite aire-agua no está totalmente desarrollada, y es posible considerar un perfil vertical uniforme de la velocidad del viento. Por ello, en este trabajo, la velocidad superficial del viento es igual a la velocidad de referencia a 10 m sobre la superficie: u_{10}. La tensión tangencial del viento (Ec. 8) tiene la misma expresión que la recogida en los trabajos de

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Drennan y Graber (2003), Nordeng (1991), o Wu (1982); sin embargo, la diferencia de la Ec. 8 con respecto a los trabajos encontrados en la literatura, es la definición del coeficiente de arrastre por viendo C_d.

$$\tau_{wind}(f_i, x) = \rho_a \, C_{d,f}(f_i, x) \, u_{10}^2 \tag{8}$$

Durante las etapas iniciales de generación, parte de la energía del viento es transferida a la superficie para generar oleaje, y otra parte es consumida por las ondas capilares. Como consecuencia, en este trabajo se define y calcula una aproximación teórica alternativa del coeficiente de arrastre, para cada frecuencia a lo largo de la dirección de propagación, llamado: coeficiente de generación-arrastre del viento $C_{d,f}(f_i, x)$. Este coeficiente incluye los efectos de (1) todos los mecanismos y procesos de arrastre presentes en la interacción aire-agua, y (2) la eficiencia energética requerida por el viento para generar y desarrollar cada frecuencia del oleaje.

4. Solución numérica para cada frecuencia del modelo de generación

En esta sección, se obtiene una solución simple de la Ec. 6 considerando h y u_{10} constantes en la dirección de propagación (hipótesis, sección 2). La Ec. 6 se resuelve numéricamente en la dirección x por diferencias finitas, con condición inicial de energía nula en $x=0$. Para poder resolver la ecuación numéricamente, se ha considerado un coeficiente de generación-arrastre constante en Δx, es decir: $C_{d,f}(f_i, x_{j+1}\text{-}x_j) \approx \overline{C_{d,f}(f_i, \Delta x)}$.

La solución numérica de la Ec. 6 para cada frecuencia a lo largo de la dirección de propagación es:

$$S(f_i, x_{j+1}) = S(f_i, x_j) + \frac{\left(\rho_a \, \overline{C_{d,f}(f_i, \Delta x)} \, u_{10}^3\right)}{\rho_w \, g \, c_g(f_i)} \, (x_{j+1}\text{-}x_j) \tag{9}$$

donde el espectro del oleaje (o energía) en un punto x fijo depende de la evolución de la energía anterior en la dirección de propagación. La Ec. 9 se comporta como se esperaba, ya que la energía generada es proporcional a las variables del viento (modulo y tensión tangencial), y a la distancia de propagación. La solución numérica (Ec. 9) es sencilla de implementar en aplicaciones prácticas y representa una primera aproximación de la generación del oleaje por viento en áreas someras cerradas y semi-cerradas, con limitación del fetch.

5. Comparación con el espectro de JONSWAP

En esta sección, el modelo de generación se compara con el espectro de JONSWAP (Hasselmann et al., 1973), con el fin de analizar el comportamiento de la energía del oleaje y la evolución del nuevo coeficiente de generación-arrastre del viento. El espectro JONSWAP es válido para oleaje en áreas de generación, tanto total como parcialmente desarrollado, y es generalmente aceptado como el espectro de diseño para aplicaciones ingenieriles. En este estudio, hemos utilizado las formulaciones de JONSWAP definidas en Holthuijsen (2007). La modificación por profundidad reducida (Young y Verhagen, 1996a, b) no se aplica ya que, como se indica en la sección 2, en la gama de frecuencias consideradas el modelo funciona como si estuviera en condiciones de aguas intermedias o indefinidas.

5.1 Espectro de oleaje

La solución numérica del modelo de generación (Ec. 9) es reemplazada por el espectro de JONSWAP para cada frecuencia a lo largo de la dirección de propagación, con velocidad de viento y profundidad constantes. Para ello, se han aplicado los siguientes datos a la solución: (1) fetch máximo de F = 5 km, (2) velocidad del viento u_{10} = 10 m/s, y (3) profundidad h = 5 m, que representan adecuadamente condiciones de generación de oleaje en aguas someras y fetch limitado.

La Fig. 3 (a) representa la solución del espectro del oleaje a lo largo de la dirección de propagación para cinco frecuencias fijas dentro del rango de frecuencias considerado [f_p –f_{cap}] (sección 2). El espectro del oleaje a lo largo de la dirección x es menor para las frecuencias altas y su máxima energía se alcanza antes (Fig. 3 (a)). El trabajo realizado por el viento sobre la superficie libre se transfiere primero a las frecuencias altas y éstas se desarrollan más rápidamente a lo largo de la dirección x, mientras las frecuencias medias comienzan a generarse. Para un fetch fijo, dentro del rango de frecuencias que se desarrolla en ese fetch, el espectro crece desde las frecuencias altas hasta las bajas, hasta alcanzar la frecuencia pico del fetch considerado (Fig. 3 (b)).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.2 Coeficiente generación-arrastre del viento

Como se ha definido en la sección 3, $C_{d,f}(f_i, x)$ representa un coeficiente doble de arrastre y generación. A partir de la comparación del modelo con el espectro de JONSWAP, se puede obtener el valor y el comportamiento de dicho coeficiente para cada frecuencia y a lo largo de la dirección de propagación.

La evolución del espectro del oleaje (Fig. 3 (a)) está relacionada con la evolución del coeficiente de generación-arrastre en la dirección *x* (Fig. 4). Se observa que, para una frecuencia fija, conforme la energía del oleaje aumenta, la fricción ola-viento incrementa también, y se traduce en un crecimiento de $C_{d,f}$ en la dirección *x*. Después de eso, la altura de ola (relacionada con la energía del oleaje) se suaviza, y $C_{d,f}$ decrece por una menor fricción ola-viento, hasta que éste alcanza un valor más o menos constante en *x*. El máximo valor de $C_{d,f}$ es mayor cuando la frecuencia asociada es menor (Fig. 4).

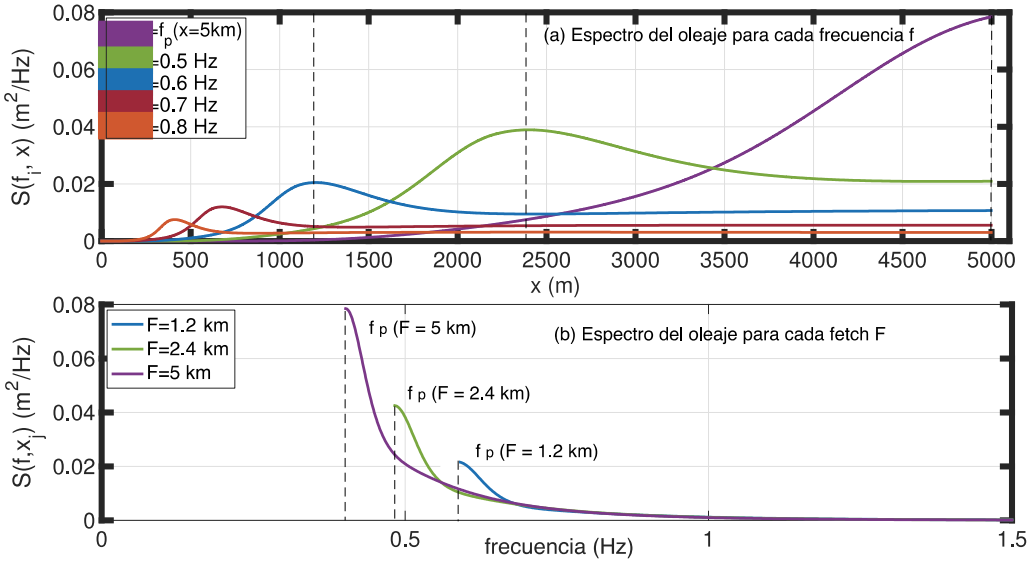


Fig. 3. Para el caso de u_{10}=10 m/s, h=5 m y máximo fetch F=5 km: (a) espectro del oleaje para cinco frecuencias fijas a lo largo de la dirección de propagación; (b) espectro del oleaje para tres fetchs fijos en el dominio de la frecuencia (corte en x = F = 1.3, 2.54 y 5 km en la Fig. 4 (a)).

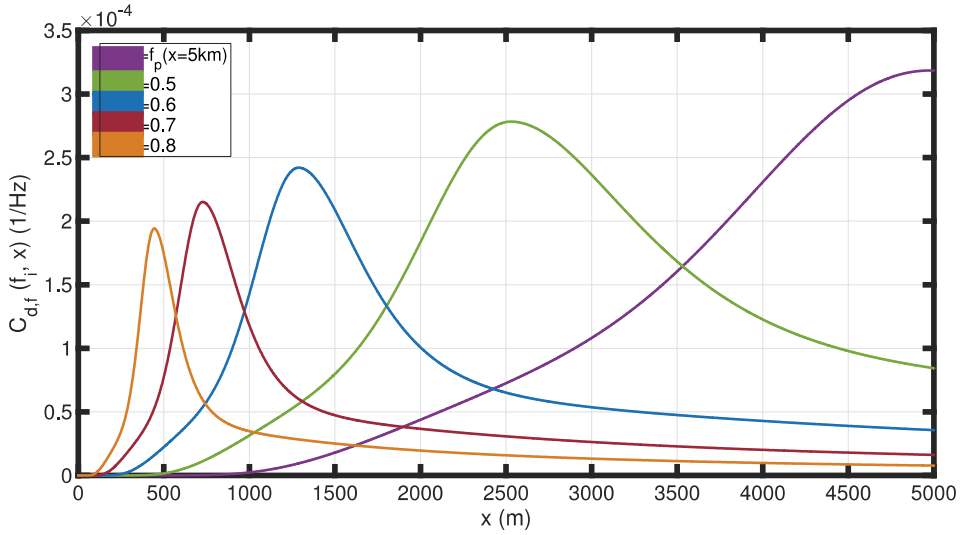


Fig. 4. Comportamiento del coeficiente de generación-arrastre por viento para cada frecuencia (con dimensiones de 1/Hz) a lo largo de la dirección de propagación, para el caso de u_{10}=10 m/s, h=5 m y máximo fetch F=5 km.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Aplicación a un caso de estudio

Esta sección presenta la aplicación del modelo de generación desarrollado, a un caso de estudio en el suroeste de España, con el objetivo de demostrar su potencial y su aplicación directa.

6.1 Zona de estudio

La Bahía de Cádiz es un estuario de baja afluencia, corto y controlado principalmente por la marea, situado en la parte SW de la Península Ibérica (Océano Atlántico). La bahía puede dividirse en tres áreas (designadas A, B y C en la Fig. 5) con una superficie total de 140 km^2: una zona externa más profunda conectada al mar abierto (A), una zona interior más superficial (C) y una sector central (B, canal de Puntales) que conecta las áreas interiores y exteriores. La bahía exterior, se caracteriza por una profundidad máxima de 15 m. El canal de Puntales es una constricción recta, con una longitud y un ancho de aproximadamente 3,8 km y 1,3 km, respectivamente, y una profundidad máxima de 18 m. El Área A alberga la mayor parte de la infraestructura del Puerto de Cádiz. El área interior C tiene un área de 50 km^2 con una profundidad máxima de 9 m y pendientes muy suaves. Para obtener información más detallada, consulte Zarzuelo et al. (2015).

Para aplicar el modelo en la zona de estudio, el área seleccionada fue el área interior (C), que representa un ejemplo válido para estudiar la generación del oleaje en aguas poco profundas (ver Fig. 5). Las áreas A y B se excluyeron debido a que sus profundidades de agua no están limitadas y las condiciones del oleaje están muy condicionadas por las construcciones adyacentes (en la zona B) y por las ondas que se propagan desde mar abierto (en la zona A).

6.2 Campaña de campo

Desde el 22 de diciembre de 2011 hasta el 18 de abril del 2012, estuvieron posicionadados tres estaciones de medida en la Bahía de Cádiz. Sus posiciones fueron elegidas considerando la localización del nuevo Puente “La Pepa” (36.52ºN, 6.27ºW) y el la nueva terminal del puerto (36.54ºN, 6.27ºW). En la zona interior de la bahía de Cádiz, los datos experimentales usados en este trabajo fueron los proporcionados por la estación I3 (ver Fig. 5), que fue posicionada el 16 de febrero de 2012 . Dicho instrumento se encontraba a una profundidad de 6 m y midió profundidades de agua entre h=[5 – 9] m. La distancia entre la estación I3 y la costa de San Fernando es alrededor de 5 km (fetch limitado para vientos de procedencia E-SE).

Los perfiles de velocidad vertical en I3 se midieron con un perfilador acústico de corriente Doppler de 2 Mhz (en lo sucesivo, ADCP). El ADCP se programó para medir una muestra de presión y velocidad orbital en un intervalo de 900 s, promediado cada 120 s. El ADCP también se programó para medir una muestra de presión cada 20 min, con una frecuencia de muestreo de 1 Hz.

Se utilizó el software “Storm” para estimar las mediciones del espectro del oleaje a partir de los datos de presión. Los espectros se utilizaron para obtener la altura de ola espectral significante H_{m0}, el período de onda de pico T_p y la dirección del oleaje θ_w (véase la Fig.6). Se eligieron dos períodos de estudio (P1 y P2) para comparar el modelo analítico con los datos medidos; concretamente se analizó la altura de ola espectral significante (como se verá más adelante). Dentro de todo el registro, estos dos períodos de estudio representan condiciones de generación de oleaje por viento, y recogen: (1) la misma dirección de viento y oleaje, y (2) oleaje con valores bajos de altura de ola y períodos cortos.

Los datos sobre el viento fueron proporcionados por la AEMET (Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, Gobierno de España); en particular, se obtuvieron observaciones de la velocidad y dirección del viento desde la estación meteorológica de San Fernando AEMET-5972X (36.47ºN, 6.21ºW) (Fig. 5). Durante los dos períodos de estudio (P1 y P2), el viento predominante vino del este y sur-este (ver Fig. 6), por lo que la distancia a lo largo de la cual sopla, desde la costa de San Fernando hasta el instrumento, es limitada (entorno a 5km).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

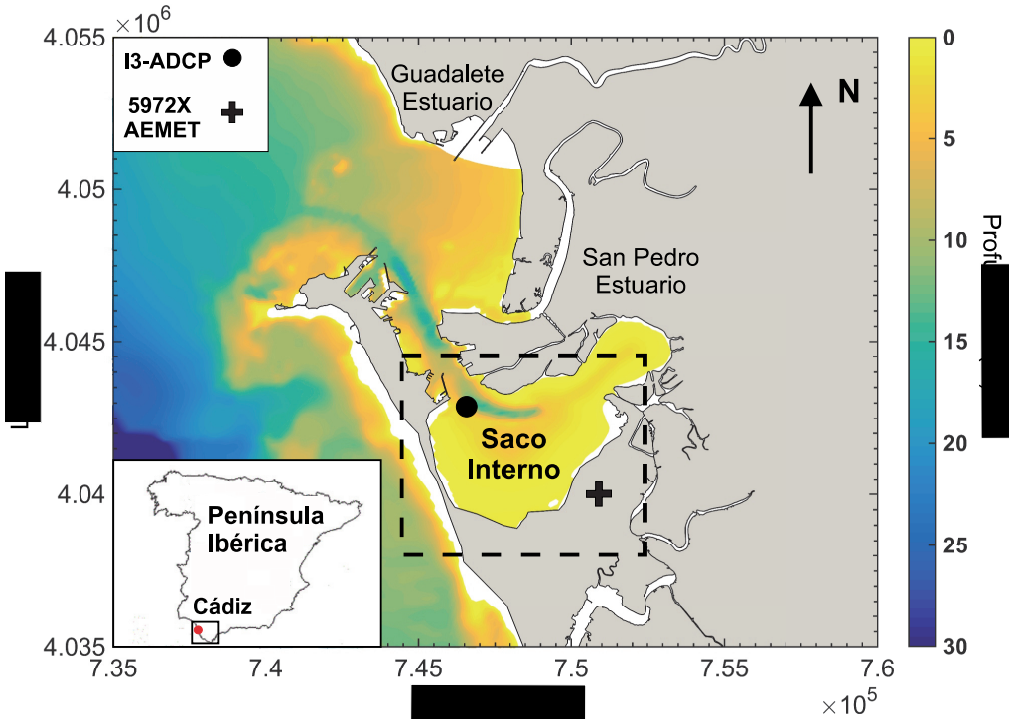


Fig. 5. Bahía de Cádiz (zona de estudio): La bahía está compres por tres áreas: exterior (indicada por A), central (B), e interior (C). El área interior marcada (rectángulo) es la región de interés de este estudio. El ADCP instalado durante la campaña de campo se denota I3 (círculo), que fue posicionado en el área interior. Los datos del viento fueron proporcionados por la estación meteorológica de San Fernando AEMET-5972X (marcada con una cruz).

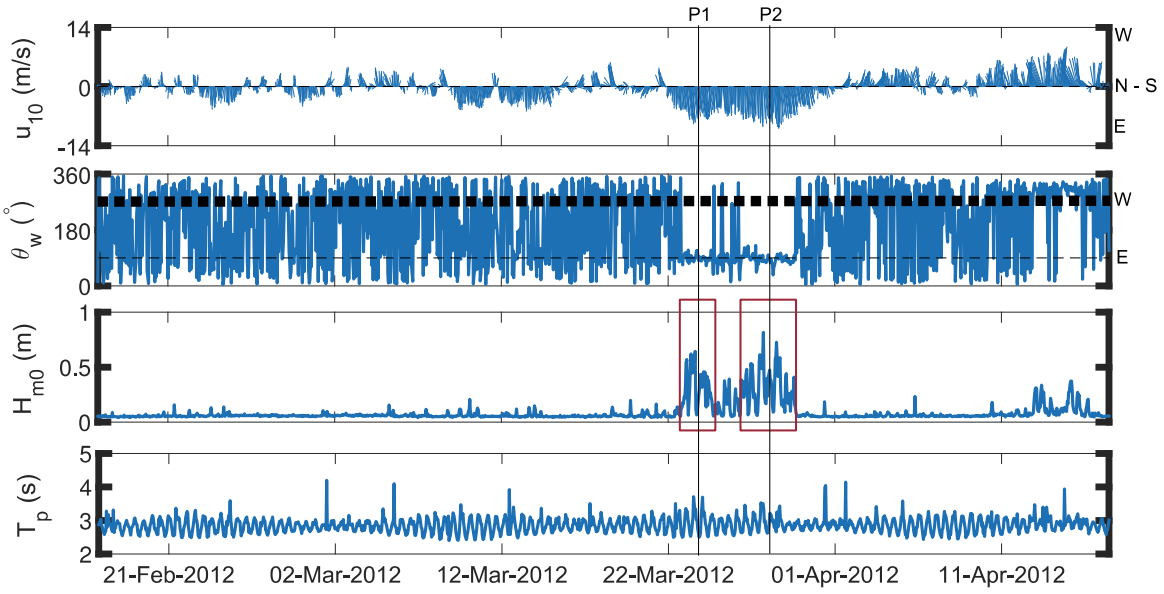


Fig 6. De arriba a abajo: dirección y velocidad del viento, dirección de oleaje, altura de ola espectral significativa y período pico del oleaje. Las líneas verticales (negras) indican los dos períodos de estudio de de la campaña de campo, que representan las condiciones de oleaje generado. Las casillas (rojas) marcan la altura de ola de ambos períodos que se comparan con el modelo.

6.3 Análisis de la altura de ola sin interacción mareal

El modelo analítico se aplicó en el punto fijo x = ADCP-posición (es decir, para un fetch F = 4,5 km), con las condiciones de viento y profundidad de agua medidas en los dos períodos de estudio de la campaña de campo, P1 y P2. Con el fin de demostrar el potencial del término fuente de generación por viento y la nueva definición del coeficiente de generación-arrastre para cada frecuencia, se analizó la altura de ola espectral significante sin interacción con corriente de marea; es decir, solo generación.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para cada pareja u_{10} y h medidos en el tiempo, la altura ola del modelo fue calculada a partir del la solución numérica del espectro del oleaje (Ec. 9), de acuerdo con:

$$H_{m0,modelo} = 4\sqrt{\int_{f_{p(x)}}^{f_{cap}} S(f_i, F = 4.5\ km)df} \tag{10}$$

La altura de ola del modelo fue comparada con la medida por el instrumento en las cercanías de una corriente mareal nula. La Fig. 7 representa la comparación de la altura espectral del modelo y la medida cuando la corriente de marea es nula, en los dos períodos de estudio P1 y P2 (Fig. 7 (a) - (c) y (b) - (d), respectivamente). La solución del modelo se ajusta bastante bien para los dos períodos de estudio, en particular mejor en P2, con más datos medidos. Hay algunos puntos donde la H_{m0} del modelo es menor que la medida. Esto último se debe a la respuesta rápida y la sensibilidad del modelo desarrollado a las variaciones del viento, ya que grandes descensos de la velocidad del viento se traducen en una disminución de la altura de la ola. Por otro lado, las diferencias entre los resultados del modelo y las mediciones experimentales pueden explicarse teniendo en cuenta que, en los datos medidos, la presencia de las construcciones y el oleaje opuesto que se extiende desde el mar abierto (área A) hasta el interior región, juegan un papel crucial en el oleaje generado.

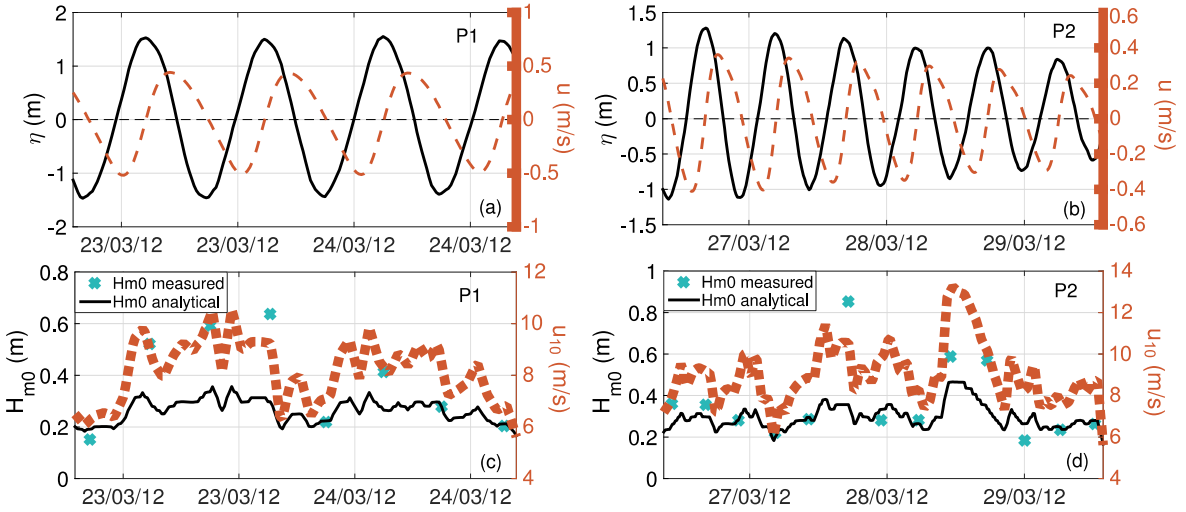


Fig 7. Altura de ola espectral significante sin interacción con la corriente de marea: (a) y (b) nivel de agua η (línea negra sólida) y corriente de marea longitudinal superficial u (línea de trazo naranja) en los dos períodos de estudio P1 y P2, respectivamente; (c) y (d) comparación entre la altura de ola del modelo (línea negra) y la medida (cruz azul) en los dos períodos de estudio P1 y P2, respectivamente. La velocidad del viento u_{10} también es representada en los paneles (c) y (d) (trazo fino discontinuo naranja), con el fin de mistral la sensibilidad del modelo a las variaciones del viento.

7. Conclusiones

Los procesos de generación y transformación del oleaje han sido un campo ampliamente estudiado durante el siglo XX y XXI. El modelado de dichos procesos con modelos numéricos de tercera generación, como WAM o SWAN, se ha desarrollado especialmente en la última década debido a la necesidad de alcanzar un mayor nivel de precisión, así como para la gestión de zonas costeras, portuarias y demás áreas de intercambio marítimo-terrestre. Sin embargo, aunque lo modelos numéricos tengan aplicación en zonas costeras de aguas someras, sus formulaciones no dejan de ser una extensión de las de aguas profundas. El problema está en que las funciones de los términos fuente de viento tienen en cuenta implícitamente el impacto del oleaje en la transferencia de cantidad de movimiento en la interfase aire-agua y, por tanto, no modelan adecuadamente el inicio de generación del oleaje en aguas someras, donde además el fetch del viento es limitado.

En consecuencia, en este trabajo se ha desarrollado un modelo simple de generación del oleaje basado en la actualización de la ecuación del balance de energía, con la definición de un nuevo término de transferencia de energía por viento. Se ha analizado la generación en el dominio de la frecuencia para conocer en qué rango de frecuencias se desarrolla el oleaje, y cuantificar la importancia de los procesos de disipación de energía que tienen lugar en aguas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

someras. Gracias a dicho análisis, se ha podido definir para cada frecuencia un nuevo coeficiente de arrastre-generación de viento $C_{d,f}$, que recoge: (1) todos los mecanismos y procesos de arrastre presentes en la interacción aire-agua, y (2) la eficiencia energética requerida por el viento para generar y desarrollar cada frecuencia del oleaje.

La solución del modelo de generación se ha obtenido numéricamente por aproximación con diferencias finitas y, a partir de la comparación del espectro del oleaje con el espectro de JONSWAP, se han obtenido los valores del coeficiente de arrastre-generación para cada frecuencia, así como su evolución en el dominio espacial y frecuencial. Por último, con el fin de mostrar el potencial y la veracidad del modelo, se ha aplicado el mismo a un caso real de estudio: el saco interno de la Bahía de Cádiz. De la comparación de la altura de ola espectral significante entre el modelo y la medida por el instrumento, en ausencia de corriente, se observa que el modelo se ajusta a los datos medidos, con mayores diferencias a cambios bruscos en la velocidad de viento.

Este enfoque se concibe como una herramienta sencilla de ingeniería que permite entender cómo se genera el oleaje en aguas costeras e interiores con limitaciones de fetch, donde la generación depende en gran medida de la eficiencia energética del viento para desarrollar cada frecuencia del oleaje.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto BIA2015-65598-P (Ministerio de Economía y Competitividad) y por el contrato predoctoral FPU14/03570 (Ministerio de Educación, Cultura y Deporte).

Referencias

BAQUERIZO, A., LOSADA, M.Á., LÓPEZ-RODRÍGUEZ, M., (2005). "Fundamentos del movimiento oscilatorio". Granada: Universidad de Granada.

BOLAÑOS, R., SÁNCHEZ-ARCILLA, A., (2006). "A note on nearshore wave features: Implications for wave generation", *Progress in Oceanography*, 70, 168–180.

BOOIJ, N., RIS, C., HOLTHUIJSEN, L.H., (1999). "A third-generation wave model for coastal regions: 1. Model description and validation", *Journal of Geophysical Research: Oceans,* 104, 7649–7666.

DEAN, R.G., DALRYMPLE, R.A., (1991). "Water wave mechanics for engineers and scientists". Singapur: World Science.

DONELAN, M., BABANIN, A.V., YOUNG, I.R., BANNER, M., (2006). "Wave-Follower Field Measurements of the Wind-Input Spectral Function. part II: Parameterization of the Wind Input", *Journal of Physical Oceanography,* 36, 1672–1689.

DRENNAN, W.M., GRABER, H.C., (2003). "On the wave age dependence of wind stress over pure wind seas", *Journal of Geophysical Research: Oceans,* 108, NO. C3, 8062.

DU, J., BOLAÑOS, R., LARSÉN, X.G., (2017). "The use of a wave boundary layer model in swan", *Journal of Geophysical Research: Oceans,* 122, 42–62.

GAO, Z., WANG, Q., ZHOU, M., (2009). "Wave-Dependence of Friction Velocity, Roughness Length, and Drag Coefficient over Coastal and Open Water Surface by Using Three Databases", *Advances in Atmospheric Sciences,* 26, 887– 894.

GROUP, W., (1988). "The WAM model: A third generation ocean wave prediction model", *Journal of Physical Oceanography,* 18, 1775–1819.

HASSELMANN, K., ET AL. (1973). "Measurement of wind-wave growth and swell decay during the joint north sea wave project (JONSWAP)", *Deutches Hydrographisches Institut*, 12, 1–95.

HOLTHUIJSEN, L.H., (2007). "Waves in Oceanic and Coastal Waters". Cambridge: Univsersity of Cambridge.

KEULEGAN, G., (1951). "Wind Tides in Small Closed Channels", *Journal of Research of the National Bureau of Standards,* 46, 358–381.

KUDRYAVTSEV, V.N., MAKIN, V.K., MEIRINK, J.F., (2001). "Simplified model of the air flow above the waves", *Boundary-Layer Meteorology,* 98, 155–171.

LIBERZON, D., SHEMER, L., (2011). "Experimental study of the initial stages of wind waves spatial evolution", *Journal of Fluid Mechanics* 681, 462–498.

MALHADAS, M.S., PAULO C. LEITAO, P.C., SILVA, A., NEVES, R., (2009). "Effect of coastal waves on sea level in O bidos Lagoon, Portugal", *Continental Shelf Research,* 29, 1240–1250.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

MITSUYASU, H., (1972). "The one-dimensional wave spectra at limited fetch", *Proceedings of the 13th Coastal Engineering Conference,* 1, 289–306.

NICHOLLS, R.J., CAZENAVE, A., (2010). "Sea-Level Rise and Its Impacts on Coastal Zones", *Science* 328, 1517–1520.

NORDENG, T.E., (1991). "On the wave age dependent drag coefficient and roughness length at sea", *Journal of Geophysical Research: Oceans,* 96, 7167–7174.

ROM 1.0-09, (2009). "Recomendaciones para Obras Marítimas: Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo". Puertos del Estado.

TOLMAN, H.L., (2009). "User manual and system documentation of WAVEWATCH III version 3.14", *NOAA/NWS/NCEP/MMAB Technical Note*, 276, 1–194.

UENO, K., ISHIZAKA, M., (1997). "Efficient computational scheme of nonlinear energy transfer of wind waves", *SokkoJihou*, 64, 75–80.

WU, J., (1980). "Wind-stress coefficients over sea surface near neutral conditions: A revisit", *Journal of Physical Oceanography,* 10, 727–740.

WU, J., (1982). "Wind-stress coefficients over sea surface from breeze to hurricane", *Journal of Geophysical Research: Oceans,* 87, 9704–9706.

YOUNG, I., VERHAGEN, L., (1996a). "The growth of fetch limited waves in water of finite depth. Part 1. Total energy and peak frequency", *Coastal Engineering,* 29, 47–78.

YOUNG, I., VERHAGEN, L., (1996b). "The growth of fetch limited waves in water of finite depth. Part 2. Spectral evolutions", *Coastal Engineering* 29, 79–99.

ZAKHAROV, V.E., RESIO, D., PUSHKAREV, A., (2012). "New wind input term consis- tent with experimental, theoretical and numerical considerations", *Journal of Physical Oceanography.*

ZARZUELO, C., DIEZ-MINGUITO, M., ORTEGA-SANCHEZ, M., LOPEZ-RUIZ, A., LOSADA, M.Á. (2005). "Hydrodynamics response to planned human interventions in a highly altered embayment: The example of the bay of Cádiz (Spain) ", en *Estuarine, Coastal and Shelf Science,* 167, 75–85.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Ondas de plataforma continental en el mar de Alborán y costa levantina española

Serrano, María Ángeles[a]; Díez-Minguito, Manuel[a] Ortega-Sánchez, Miguel[a] y Losada, Miguel A.[a]

[a]I*nstituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada, Av. Del Mediterráneo s/n, 18006 Granada.* mserranog@ugr.es; mdiezm@ugr.es; miguelos@ugr.es; mlosada@ugr.es

Resumen

La existencia de ondas de plataforma continental en el mar de Alborán y la costa levantina española ha sido analizada mediante un estudio estadístico. Para ello, se han analizado análisis espectrales y correlaciones cruzadas de las series temporales de datos de nivel del mar a partir de los mareógrafos ubicados a lo largo de las zonas de estudio. Inicialmetne, a los datos del nivel del mar se les eliminó el efecto de la marea astronómica con un análisis armónico. El efecto de los gradientes de presión atmosférica se eliminó de acuerdo a la aproximación hidrostática, y el efecto de la fricción superficial del viento calculando la función de transferencia y eliminando la señal coherente entre el viento y el nivel del mar. Los análisis de las correlaciones cruzadas han mostrado desfases que indican la existencia de una señal propagándose en la misma dirección de propagación que una onda de plataforma continental. Los análisis espectrales han mostrado coherencias significantes en peridos largos (orden de días), y la diferencia de fase ha indicado direcciones de propagación consistentes con la interpretación de los resultados de las correlaciones cruzadas. Las observaciones sugieren la existencia de ondas de plataforma continental en la zona de estudio.

Palabras clave: *Ondas de Plataforma Continental, Mar de Alborán, Costa levantina, análisis espectral, fricción del viento, y presión atmosférica.*

1. Introducción

La plataforma continental se define como una banda estrecha de aguas poco profundas, con las isobaras, en términos generales, paralelas a la línea de costa, y con grandes longitudes comparadas con la anchura de la misma. Su geometría, caracterizada por una variación de la profundidad con la distancia a la costa, la convierte en una zona particular de generación y propagación de ondas largas características, como son las ondas atrapadas a la costa. Éstas son un tipo de ondas que se caracterizan porque su amplitud disminuye exponencialmente con la distancia a la costa. Dentro de este grupo de ondas se enmarcan las ondas de plataforma continental, definidas como ondas atrapadas a la costa, con frecuencia subinercial, que requieren de un fondo con pendiente para generarse y propagarse. Poseen amplitudes del orden de los centímetros, periodos del orden de días, y longitudes de onda del orden de 10-100 kilómetros, dependiendo de la anchura y pendiente de la plataforma continental (Schumann y Brink, 1990). Este tipo de ondas están generadas por el paso de borrascas, y viajan paralelas a la línea de costa, y en una sola dirección (dejando la costa a la derecha en el Hemisferio Norte). Después del trabajo pionero de Hamon (1962) sobre la generación y propagación de ondas de plataforma continental en la costa australiana, muchos han sido los estudios realizados sobre la generación y caracterización de este tipo de ondas alrededor del mundo (Kaoullas y Johnson, 2010). En todos ellos se ha concluido que estas ondas juegan un papel muy importante en la dinámica de las plataformas continentales, pudiendo afectar a los procesos de afloramiento e influyendo, por tanto, en los ecosistemas costeros.

El objetivo de este estudio es identificar y caracterizar ondas de plataforma continental en el mar de Alborán, así como en la costa levantina del mar mediterráneo, utilizando para ello datos del nivel del mar, presión atmosférica y viento. Estas zonas son altamente dinámicas, con complejas interacciones mareales, atmosféricas, y con importantes procesos de mezcla.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Datos

La existencia de ondas de plataforma continental en el mar de Alborán (Serrano et al, 2015) y costa levantina se ha estudiado analizando datos del nivel del mar de los mareógrafos localizados a lo largo de las plataformas continentales de estudio, así como datos de presión atmosférica y viento de diferentes estaciones meteorológicas (Figura 1, donde S_{1-9} indican las estaciones de estudio). Los datos de nivel del mar son horarios, y han sido ofrecidos por Puertos del Estado (estaciones S_1-S_3 y S_6-S_9) y el Instituto Hidrográfico de la Marina (estaciones S_4 y S_5). Los datos de presión atmosférica y viento están medidos cada 3 horas, y han sido interpolados a intervalos horarios. Los intervalos de tiempo analizados (2011-2012) han estado limitados por la disponibilidad de datos simultáneos, comunes en las estaciones de estudio y para todas las variables. Los huecos de datos inferiores a 12 h han sido linealmente interpolados.

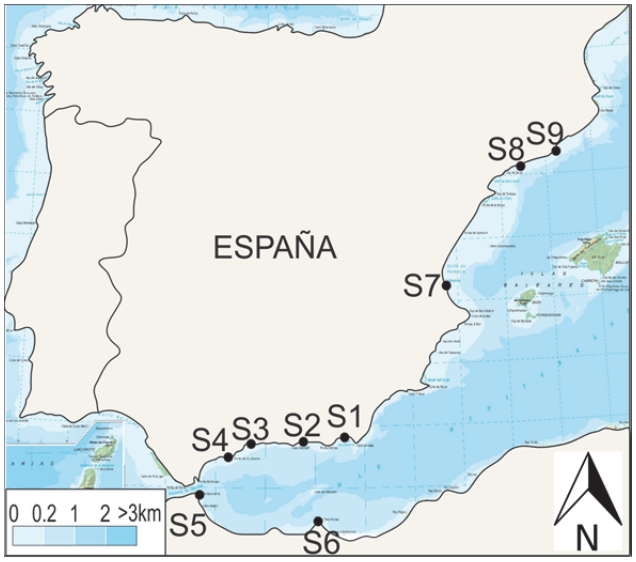


Fig. 1. Mapa batimétrico de la zona de estudio. La plataforma continental está definida por los contornos hasta 200 m. S1-S9 indican las estaciones de Almería, Motril, Málaga, Estepona, Ceuta, Melilla, Valencia, Tarragona, y Barcelona, respectivamente, donde se obtienen datos de nivel del mar, presión atmosférica, y viento.

3. Metodología

Inicialmente, se ha realizado un análisis armónico estándar (Pawlowicz et al., 2002) para eliminar los efectos de la marea astronómica. A la parte residual resultante se le ha aplicado un filtro Butterworth paso-bajo, con una frecuencia de corte de 0.9 ciclos por día, eliminando así las oscilaciones de alta frecuencia. Los residuos filtrados han sido ajustados con el efecto directo de la presión atmosférica sobre el nivel del mar, de acuerdo a la aproximación hidrostática (Cutchin and Smith, 1973). Finalmente, se ha aplicado una función de transferencia entre el viento longitudinal y el nivel del mar ajustado para eliminar las señales coherentes con el viento (Kim, 2014). De esta manera, se ha analizado el nivel del mar residual, libre de forzamientos.

Para determinar la existencia de ondas de plataforma continental, se ha realizado un análisis de correlación cruzada entre los niveles del mar residual en las distintas estaciones de estudio. Analizando los desfases temporales donde se localiza la máxima correlación se determina la dirección de propagación de la señal estudiada.

Por otra parte, las frecuencias características de la señal de estudio se obtuvieron con los términos de coherencia y fase. A partir de dichas frecuencias, se calcularon las velocidades de fase observadas para, posteriormente, compararlas con las velocidades teóricas para ondas de plataforma continental. El 95% del nivel de significancia para la coherencia también ha sido determinado. Los análisis espectrales han sido realizados aplicando la transformada de Fourier, promediando con el método Welch, y suavizando con una ventana Hanning.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. Resultados

4.1. Series temporales del nivel del mar residual

Para estudiar las ondas libres se han analizado los datos del nivel del mar residual (resultante de eliminar los efectos de la marea astronómica, los gradientes de presión atmosférica, y el viento). La Figura 2 muestra los datos de nivel del mar residual en las distintas estaciones de estudio. Los desfases temporales que existen en los máximos niveles de mar residual entre las estaciones de estudio indican una señal propagándose en la misma dirección de propagación que una onda de plataforma continental. Además, estos desfases en el tiempo no coinciden con los desfases encontrados en las series temporales de viento y presión atmosférica (Figura 3), lo que indican que las fluctuaciones de los niveles del mar residual no tienen una asociación aparente con los sistemas atmosféricos, sugiriendo que los residuos analizados se corresponden con ondas libres. Las ondas de plataforma continental en las zonas de estudio tienen amplitudes del orden de 1-10 cm, siendo mayores en la costa levantina que en el mar de Alborán, debido a la mayor anchura de la plataforma continental en la costa levantina. Para respaldar esta hipótesis, se han realizado análisis de correlación cruzada y análisis espectrales de los niveles del mar residual entre las distintas estaciones de estudio.

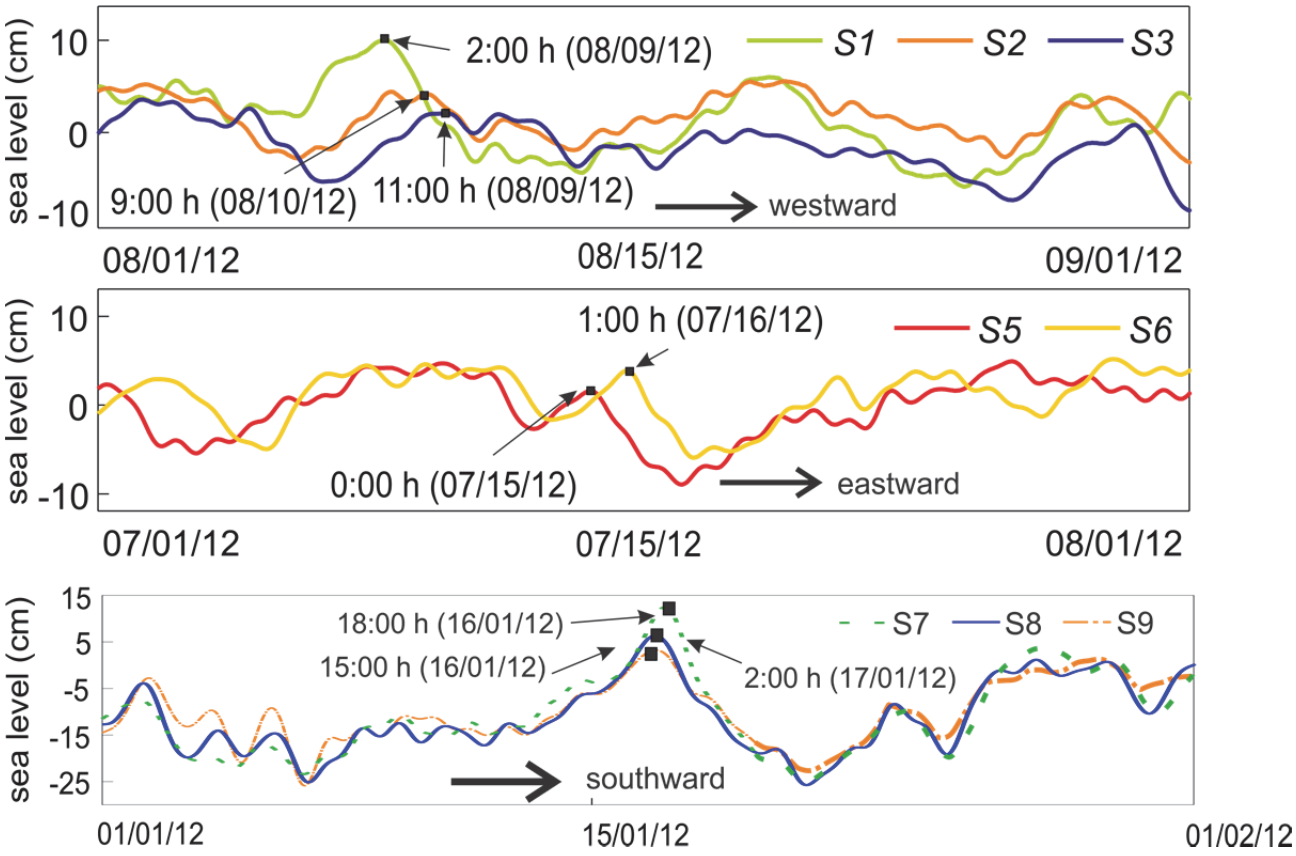


Fig. 2. Series temporales del nivel del mar residual (señal libre) en las estaciones de estudio (Serrano et al, 2015). El desfase observado entre los máximos niveles residuales sugiere la existencia de ondas de plataforma continental propagándose en la zona de estudio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

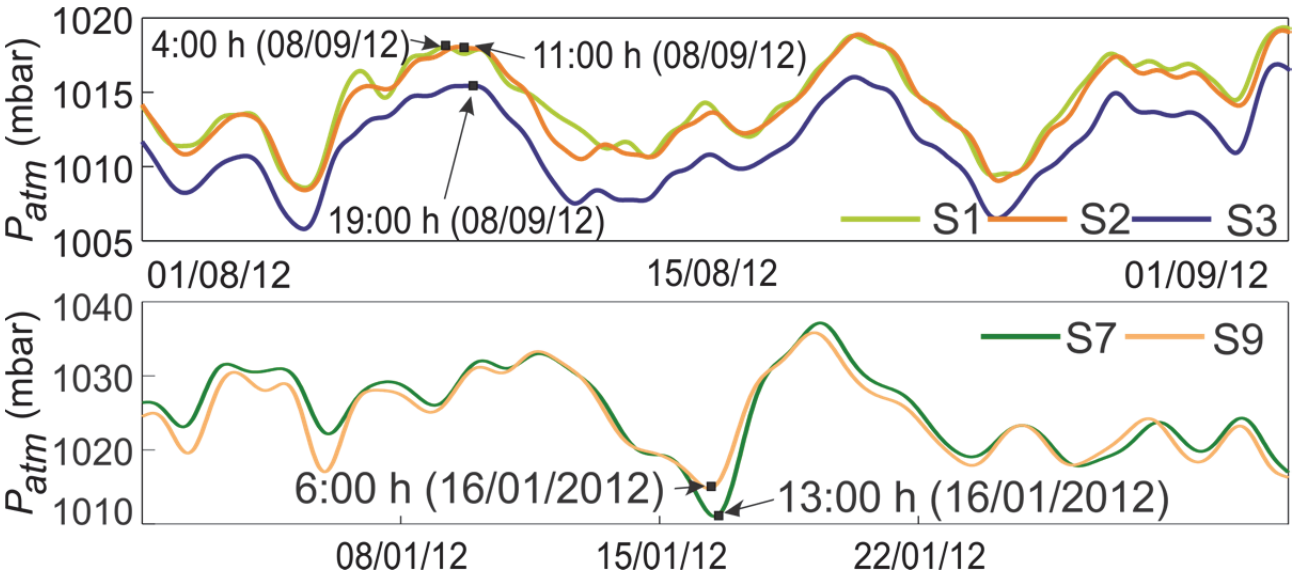


Fig. 3. Series temporales de los datos de presión atmosférica en las distintas estaciones de estudio (mar de Alborán (Serrano et al, 2015) y costa levantina española).

4.2. Análisis de correlación cruzada

La dirección de propagación de las ondas de plataforma continental son mejor determinados de las funciones de correlación cruzada y los desfases temporales entre los niveles del mar residual de las estaciones de estudio (Hamon, 1966; Gutierrez et al., 2014). La figura 4 muestra la correlación cruzada de la señal libre entre las distintas estaciones de estudio.El signo positivo o negativo de los desfases correspondientes a la máxima correlación indica la dirección de propagación de la onda. Se puede observar que cuanto mayor es la distancia entre las estaciones, mayor es el desfase correspondiente a la máxima correlación (Figura 4).

La máxima correlación cruzada entre las estaciones S1-S4, en el mar de Alborán, y S7-S9, en la zona levantina española, se corresponden con desfases temporales positivos, mientras que entre las estaciones S5-S6, la máxima correlación cruzada se corresponde con un desfase negativo. Estos desfases indican una señal propagándose hacia el Oeste y Sur en las plataformas continentales del norte del mar de Alborán y costa levantina española, respectivamente, y hacia el Este en la plataforma continental del sur del mar de Alborán. Dichas direcciones de propagación son consistentes con las correspondientes a ondas de plataforma continental libres propagándose en las zonas de estudio.

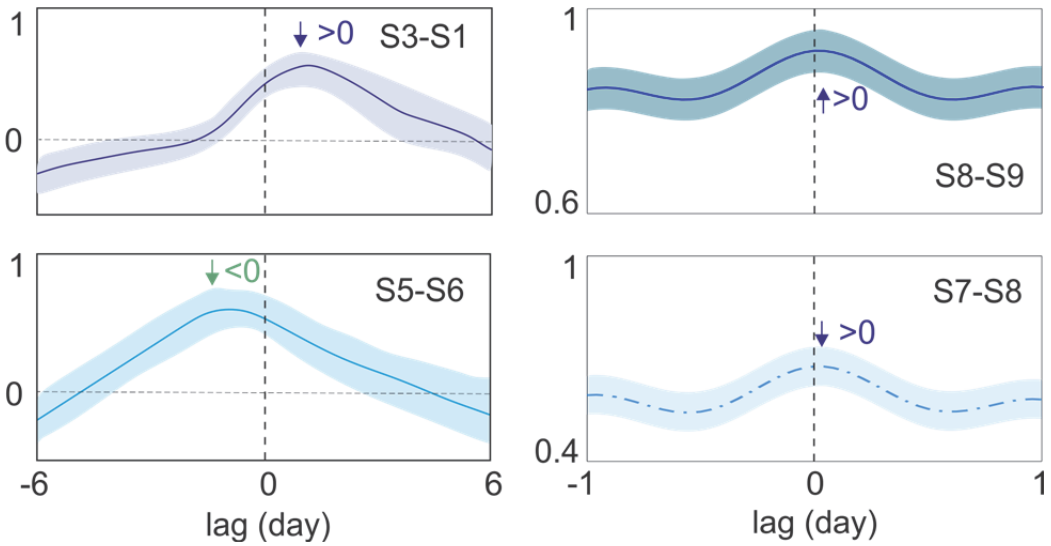


Fig. 4. Funciones de correlación de la señal libre en las estaciones de estudio (mar de Alborán (Serrano et al, 2015) y costa levantina española). Las barras de error (áreas sombreadas) incluyen el 95% del intervalo de confianza de las correlaciones cruzadas entre las estaciones de estudio. Desfases positivos indican que la estación del este, en el mar de Alborán, y la estación del norte, en el mar Mediterráneo, de cada par de estaciones, está adelantada.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.3. Análisis espectrales

La coherencia al cuadrado y la diferencia de fase entre los niveles del mar residual han sido determinados para estimar la relación y el desplazamiento temporal entre dos series en función de la frecuencia (Mysak and Hamon, 1969; Gutierrez et al., 2014). Estos análisis han ofrecido una información adicional sobre la existencia y propagación de ondas de plataforma continental en las zonas de estudio. La figura 5 muestra la coherencia al cuadrado y la diferencia de fase entre los niveles del mar residual en función de la frecuencia. El límite del nivel de significancia ha sido también mostrado, y el cual ha sido calculado siguiendo a Koopmans (1995). La diferencia de fases ha sido calculada cuando la coherencia ha sido significativa. Los resultados han mostrado que la coherencia al cuadrado muestra picos significativos comunes, en la banda del 95% del intervalo de confianza, para el rango de frecuencias entre 0-0.32 ciclos por día (cpd) en las estaciones de estudio del norte del mar de Alborán, entre 0.45-0.61 cpd en las estaciones del sur del mar de Alborán, y entre 0.02-0.2 cpd en las estaciones de estudio de la costa levantina española (Figura 5). Los desfases positivos o negativos indican la dirección de propagación de la onda en las frecuencias significativas. Así, valores negativos de desfases en la banda de frecuencias 0-0.32 cpd (norte del mar de Alborán) y 0.02-0.2 cpd (costa levantina española) indican una onda viajando hacia el Oeste (mar de Alborán) y hacia el Sur (costa levantina española), mientras que los desfases positivos en la banda de frecuencias 0.45-0.61 cpd en la plataforma sur del mar de Alborán indica una onda propagándose hacia el Este de la zona de estudio. Por lo tanto, estos resultados son también consistentes con las interpretaciones de los análisis de las correlaciones cruzadas y la hipótesis de las ondas de plataforma continental descritos anteriormente.

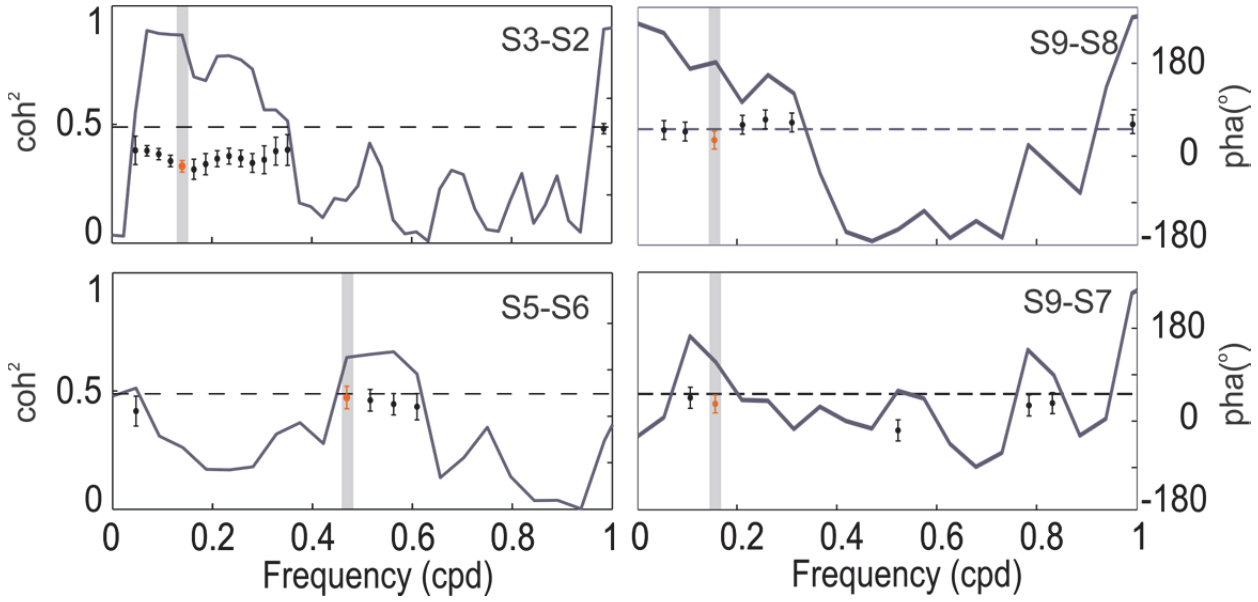


Fig. 5. Análisis de coherencia (línea continua) y fase (puntos) de la señal libre entre pares de estaciones (mar de Alborán (Serrano el al, 2015) y costa levantina española). Las fases se representan cuando la coherencia es significativa. La línea discontinua horizontal indica el 95% del nivel de significancia para la coherencia.Las barras de error indican el 95% del intervalo de confianza para la estimación de las fases cuando la corehencia es significactiva. Fase negativa indica que la estación del este, en el mar de Alborán, y la estación del norte, en el mar Mediterráneo, está adelantada. Las barras naranjas indican las frecuencias de las ondas de plataforma continental en la zona de estudio.

5. Discusión

Los análisis y resultados de este estudio han demostrado la existencia de ondas de plataforma continental libres en el mar de Alborán y la costa levantina española. Los resultados de los análisis de correlación cruzada entre los niveles del mar residual entre las estaciones de estudio y los análisis de coherencia al cuadrado y diferencia de fase han indicado la existencia de una señal propagándose hacia el Oeste, en la plataforma continental norte del mar de Alborán, hacia el Este, en la plataforma continental sur del mar de Alborán, y hacia el Sur, en la plataforma continental de la costa levantina española, resultados consistentes con la dirección de propagación de las ondas de plataforma continental. Estas ondas poseen periodos del orden de los días y amplitudes del orden de los centímetros.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6. Conclusión

Se ha analizado la existencia de ondas de plataforma continental en el mar de Alborán y la costa levantina española. Estas ondas poseen periodos del orden de la semana, amplitudes del orden de los centímetros, y se propagan dejando la costa a la derecha.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto CTM2012-32439 (Secretaría de Estado de I+D+i, España), y por el grupo de investigación TEP-209 (Junta de Andalucía). Se agradece a Puertos del Estado (Ministerio de Fomento) y al Instituto Hidrográfico de la Marina la disposición de los datos de nivel del mar.

Referencias

CUTCHIN, D.L., SMITH, R.L. (1973).''Continental shelf waves:low-frequency variations in sea level and currents over the Oregon continental shelf'' en *J.Phys.Oceanogr.,* 3, 73–82.

GUTIERREZ, M. O., LOPEZ, M., CANDELA, J., CASTRO, R., MASCARENHAS, A., y Collins, C. A. (2014). ''Effect of coastal-trapped waves and wind on currents and transport in the Gulf of California'' en *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 119(8), 5123-5139.

HAMON, B. V. (1962). "The spectrums of mean sea level at Sydney, Coff's Harbour, and Lord Howe Island" en *Journal of Geophysical Research*, 67(13), 5147-5155.

HAMON, B. (1966). ''Continental shelf waves and the effects of atmospheric pressure and wind stress on sea level'' en *J. Geophys. Res,* .71, 2883–2893.

KAOULLAS, G., y JOHNSON, E. R. (2010). ''Fast accurate computation of shelf waves for arbitrary depth profiles'' en *Continental Shelf Research*, 30(7), 833-836.

KOOPMANS, L. H. (1995). ''The Spectral Analysis of Time Series'' en *Academic Press*, California.

KIM, S.Y. (2014). ''A statistical description on the wind-coherent responses of sea surface heights off the us westcoast'' en *Ocean Dyn*., 64, 29–46.

MYSAK, L., y HAMON, B. (1969). ''Low-frequency sea level behavior and continental shelf waves off North Carolina'' en *J. Geophys. Res.,* 74,1397–1405.

PAWLOWICZ, R., BEARDSLEY, B., y LENTZ, S. (2002). ''Classical tidal harmonical analysis including error estimates in MATLAB using T_TIDE'' en *Comput. Geosci.*, 28, 929-937.

SCHUMANN, E. H., y BRINK, K. H. (1990). ''Coastal-trapped waves off the coast of South Africa: generation, propagation and current structures'' en *Journal of Physical Oceanography*, 20(8), 1206-1218.

SERRANO, M. A., DIEZ-MINGUITO, M., ORTEGA-SANCHEZ, M., y LOSADA, M. A. (2015).'' Continental shelf waves on the Alborán sea'' en *Continental Shelf Research*, 111, 1-8.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Verificación de variables meteorológicas del modelo HARMONIE a muy alta resolución

Ruiz-Pacheco, José Ángel[a]; Padorno-Prieto, Elena[a]; Santos-Atienza, Inés[a] y Martínez-Marco, Isabel[a]
[a]Agencia Estatal de Meteorología (AEMET), Madrid, España.

Resumen

Dentro del proyecto SAMOA se investiga cómo mejorar la predicción meteorológica de variables de superficie. Así, a partir del modelo numérico atmosférico HARMONIE-AROME a muy alta resolución (1 km), se han verificado distintas variables, tomando especial interés en el viento, sobre varias regiones y en distintos periodos del año, utilizando la herramienta MONITOR del mismo modelo. La comparación se realiza con el modelo HARMONIE-AROME operativo de AEMET, con resolución de 2.5 km frente a las observaciones disponibles en AEMET. Gracias a estas comparaciones, se ha podido observar que el aumento de resolución causa una notable mejora en la intensidad de viento, más acusada en las zonas del Cantábrico o el Mediterráneo, mientras que en las regiones de Alborán o Canarias dicha mejora es menos significativa.

Palabras clave: *meteorología, predicción numérica, verificación, HARMONIE, alta resolución, viento, MONITOR, SAMOA.*

1. Introducción

El Sistema de Apoyo Meteorológico y Oceanográfico para las Autoridades Portuarias (SAMOA), es un proyecto cuyo objetivo es la dotación de un sistema de información meteorológica y oceanográfica mejorado a los puertos. Para ello, se configura y ejecuta el modelo atmosférico HARMONIE-AROME, con una resolución de 1 km, mucho más alta que la resolución de 2.5 km que se utiliza actualmente para la predicción operativa de la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET). Dicho modelo se ejecuta sobre cuatro regiones que engloban todos los puertos del proyecto (como se puede observar en la figura 1), minimizando así el coste computacional requerido para el cálculo. Estas regiones son Alborán, Cantábrico, Mediterráneo y Canarias.

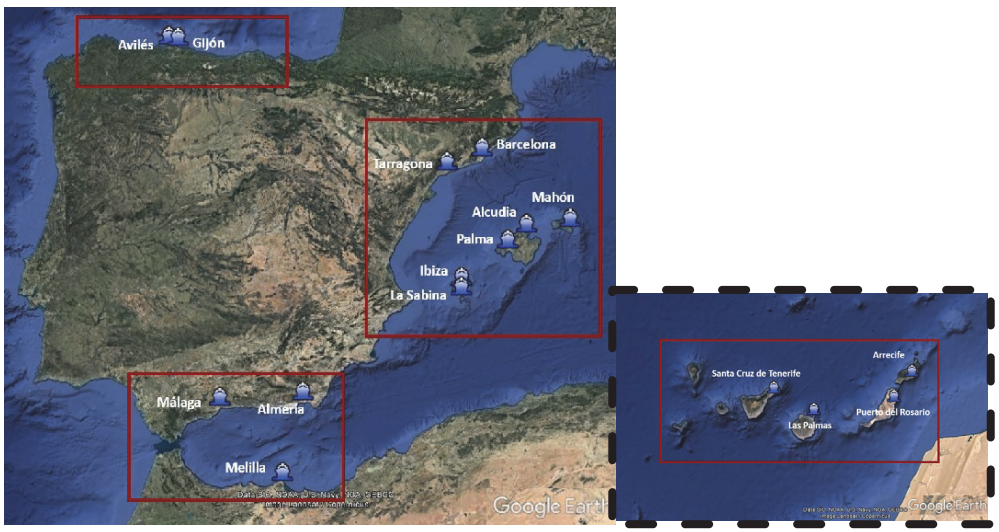


Fig. 1. Puertos participantes en el proyecto SAMOA y regiones de ejecución del modelo HARMONIE-AROME que los engloban.

En el campo de la predicción numérica, es recomendable la verificación de los resultados obtenidos frente a las observaciones de datos reales para determinar su validez. Para la verificación se ha empleado la herramienta MONITOR, desarrollada por el consorcio HIRLAM, participante en el desarrollo del modelo HARMONIE-AROME.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Esta herramienta permite la comparación entre los campos obtenidos por el modelo y los datos medidos por las estaciones meteorológicas automáticas de la Red de Observación de la AEMET.

En el apartado 2 procedemos a describir de forma somera las características del modelo HARMONIE-AROME. En el apartado 3 se describe brevemente la herramienta MONITOR. En los apartados 4 y 5, se muestran las verificaciones de viento para las cuatro regiones para periodos largos y durante situaciones de fuerte convección, respectivamente. En el apartado 6, se muestran verificaciones de viento para dos puertos específicos. En el apartado 7, se muestran verificaciones de temperatura a 2 metros y presión al nivel del mar durante un periodo largo. Por último, en el apartado 8 se exponen las conclusiones obtenidas a partir de los resultados, y se proponen nuevas vías de estudio.

2. Descripción del modelo

Las ecuaciones que rigen el funcionamiento del océano y la atmósfera son complejas, hasta tal punto que son imposibles de resolver manualmente. Por esta razón, se emplean los llamados modelos numéricos, programas de ordenador que aproximan la solución a partir de datos iniciales. En particular, los modelos atmosféricos permiten calcular el estado de la atmósfera para un momento futuro a partir de los valores de presión, temperatura, humedad, densidad del aire y velocidad horizontal y vertical de viento.

El modelo HARMONIE (Hirlam Aladin Regional/Meso-scale Operational NWP in Europe) es uno de estos modelos numéricos atmosféricos. Desarrollado como cooperación entre los consorcios HIRLAM y ALADIN, se trata de un modelo espectral no hidrostático de área limitada, por lo que puede calcular el efecto de los movimientos verticales en la atmósfera, como la convección. De hecho, la muy alta resolución (1 km) a la que se opera permite mejorar significativamente el cálculo de la convección, dando lugar a resultados mucho mejores en situaciones donde dicho factor cobra especial importancia. (Bengtsson, 2017). Esta alta resolución obliga a utilizar la configuración AROME (Applications of Research to Operations at MEsoscale), especialmente adaptada para alta y muy alta resolución.

La versión del modelo utilizada por el proyecto SAMOA en la actualidad es la más reciente: v40h1.1. Sin embargo, las verificaciones para periodos largos están realizadas en la versión v40h1beta5.

3. Herramienta MONITOR

El modelo HARMONIE incluye un paquete de verificación llamado MONITOR, desarrollado por el consorcio HIRLAM, que permite realizar análisis estadísticos y calcular índices de verificación usuales como pueden ser el cálculo del sesgo, del error cuadrático medio, etc., los diagramas de dispersión e histogramas, así como valores estadísticos como el índice de Hansen-Kuiper (que favorece los aciertos y penaliza los fallos) o el índice de Equitable Threat Score o ETS (que indica cuando un modelo predice correctamente un evento frente a las veces que no lo hace) (Yang X., 2008).

La principal ventaja de esta herramienta es su integración en el propio modelo y la uniformidad que proporciona en la comunidad. Otra de las ventajas es su capacidad de aprovechar la red de observaciones que el propio modelo emplea en la asimilación de datos, permitiendo una comparación de los datos con las observaciones más sencilla y ajustada a la realidad (HIRLAM documentation, 2014).

4. Verificación de viento en periodos largos en distintas regiones

Se representa la verificación del sesgo y desviación estándar de la intensidad de viento a 10 metros para las distintas zonas anteriormente mostradas. Las series representadas son la serie HARM10, obtenida por el modelo HARMONIE-AROME con resolución 1 km (color rojo), y la serie HARM25, obtenida por el modelo HARMONIE-AROME con resolución 2.5 km, empleada como predicción operativa de AEMET (color verde). Ambas series se comparan frente a los datos reales obtenidos por las estaciones de la Red de Observaciones de AEMET.

Para este apartado, se estudian distintos periodos de dos a tres meses en distintas épocas del año, con el propósito de ver el comportamiento general del modelo y los cambios que se observan para cada estación. Los resultados obtenidos son

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

muy similares entre sí, mostrando una mejora notable en el sesgo y la desviación estándar del modelo de 1 km frente al de 2,5 km. La tendencia general es de un sesgo positivo, lo que indica la sobreestimación general del viento, aunque menor en el caso del modelo de más alta resolución.

También se puede observar que las diferencias entre las dos resoluciones se ven afectadas por la época del año, aunque de forma mínima, siendo más marcadas en invierno que en primavera y otoño. Por otra parte, las diferencias debidas a la región son mucho más marcadas: las mejoras en el Cantábrico y en el Mediterráneo son mayores que las correspondientes para Alborán y Canarias. Si a esto se suma el hecho de que los resultados obtenidos por el modelo se ajustan mejor a la realidad en el Cantábrico y el Mediterráneo, se puede ver que el aumento de la resolución proporciona unos resultados mucho más exactos en estas zonas, mientras que en Alborán y Canarias, las dificultades del terreno y la dinámica de vientos causan que dicho aumento, aunque efectivo, no llegue a la magnitud de las otras zonas.

Para el índice ETS, que representa los aciertos del modelo a la hora de predecir la ocurrencia de un fenómeno frente al conjunto de todos los eventos de ocurrencia, ya sea acierto, falso positivo o fallo a la hora de predecirlo, podemos observar que obtenemos resultados similares a los comentados. Para vientos bajos, el modelo de 1 km da mejores resultados, siendo especialmente adecuado durante invierno y en Cantábrico y Mediterráneo, mientras que para vientos muy fuertes, el modelo de 2.5 km obtiene resultados un poco mejores por la sobreestimación de vientos.

4.1 Verificación de viento en periodos largos para otoño de 2016

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para Alborán, Cantábrico y Mediterráneo del 1 de septiembre al 25 de octubre de 2016 en las figuras 2, 3 y 4, respectivamente.

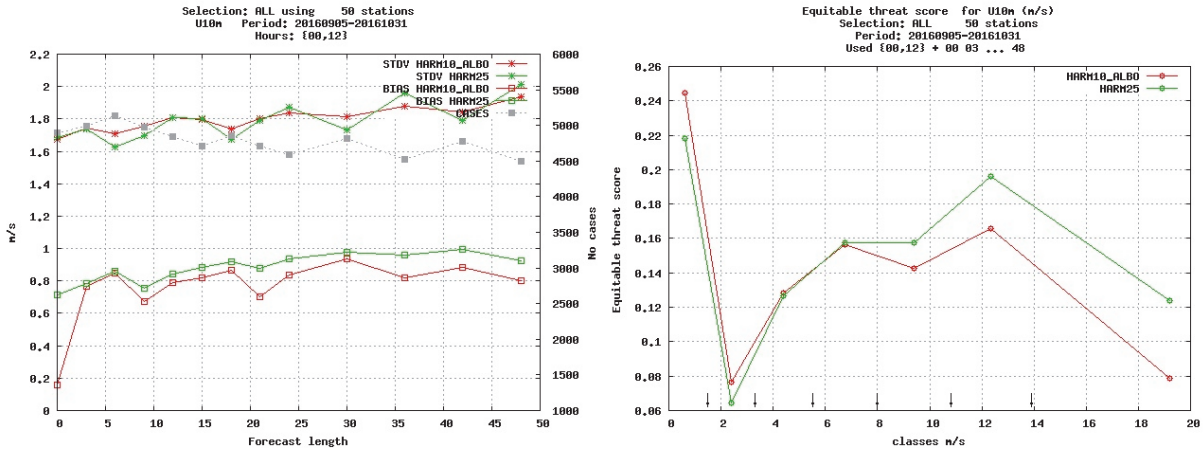


Fig. 2. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para otoño de 2016 en Alborán.

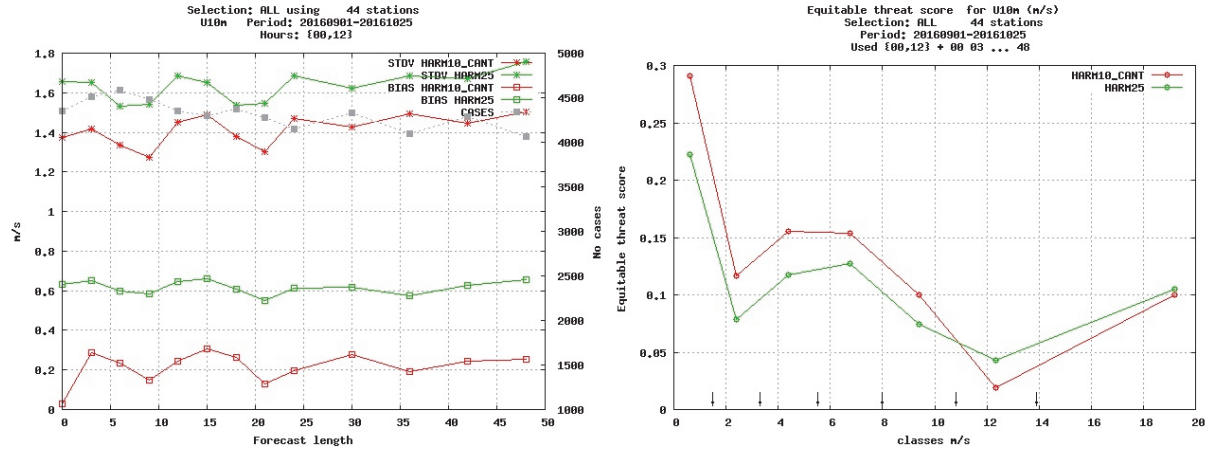


Fig. 3. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para otoño de 2016 en Cantábrico.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

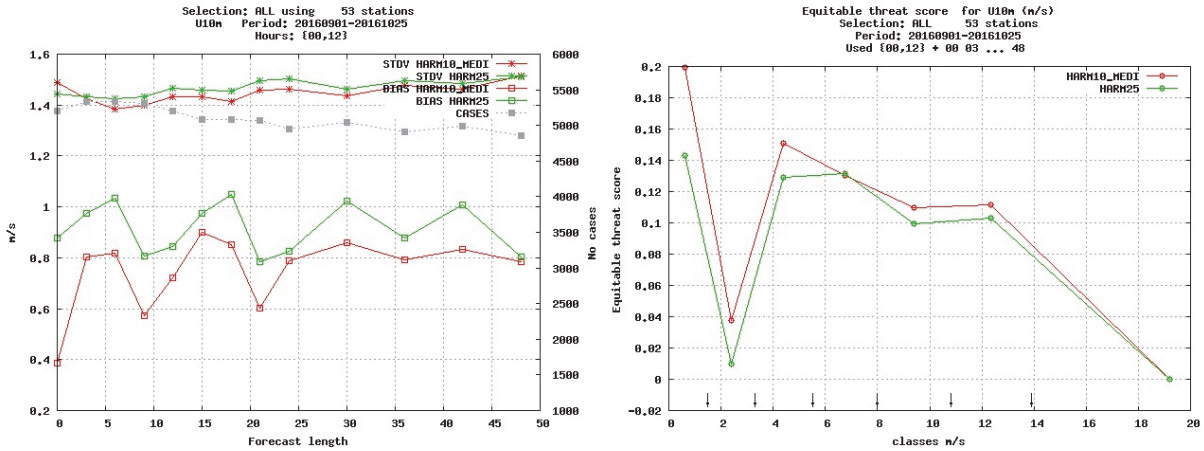


Fig. 4. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para otoño de 2016 en Mediterráneo.

4.2 Verificación de viento en periodos largos para invierno de 2016

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para Alborán, Cantábrico y Mediterráneo del 16 de noviembre de 2016 al 31 de enero de 2017 en las figuras 5, 6 y 7 respectivamente.

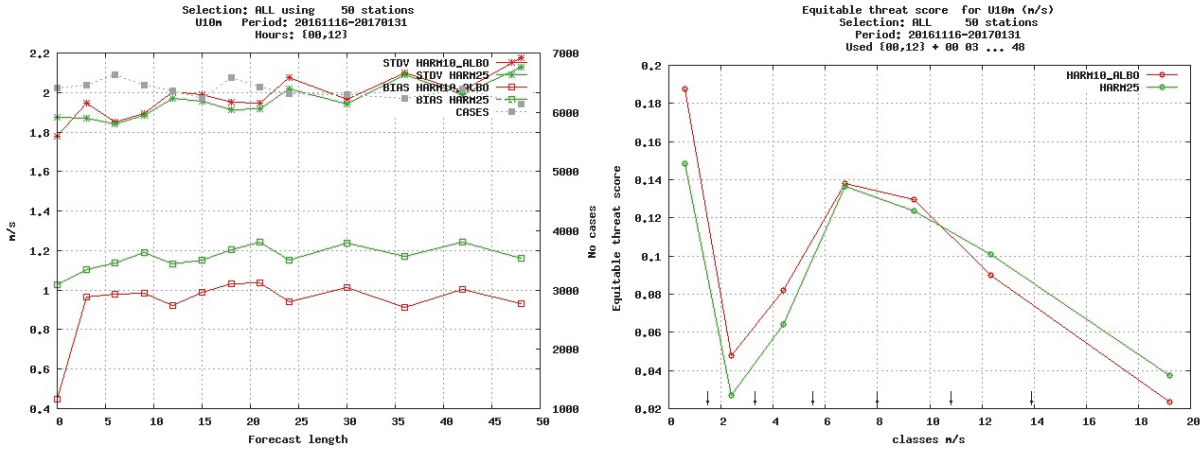


Fig. 5. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para invierno de 2017 en Alborán.

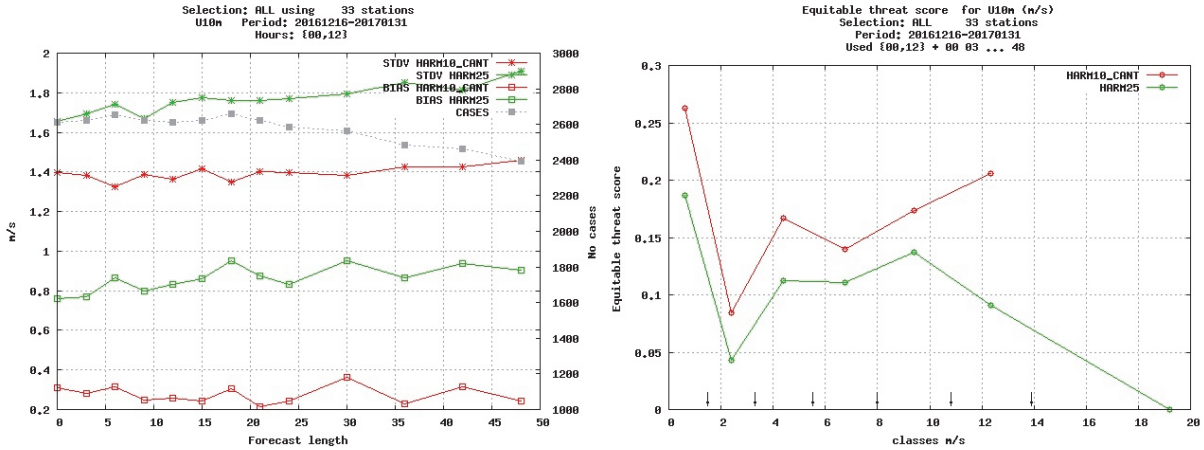


Fig. 6. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para invierno de 2017 en Cantábrico.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

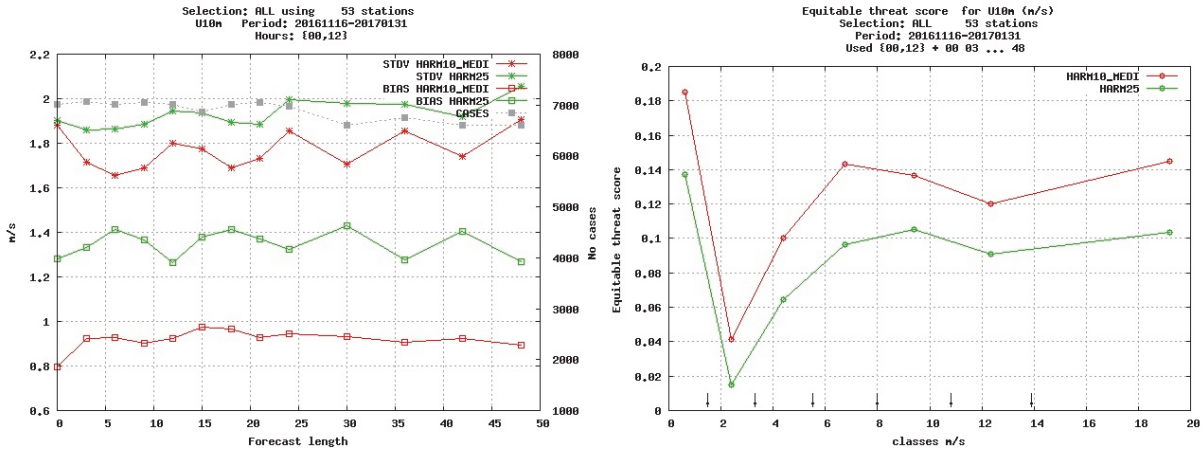


Fig. 7. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para invierno de 2017 en Mediterráneo.

4.3 Verificación de viento en periodos largos para primavera de 2017

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para Alborán, Cantábrico, Mediterráneo y Canarias del 1 de marzo de 2017 al 10 de mayo de 2017 en las figuras 8, 9, 10 y 11 respectivamente.

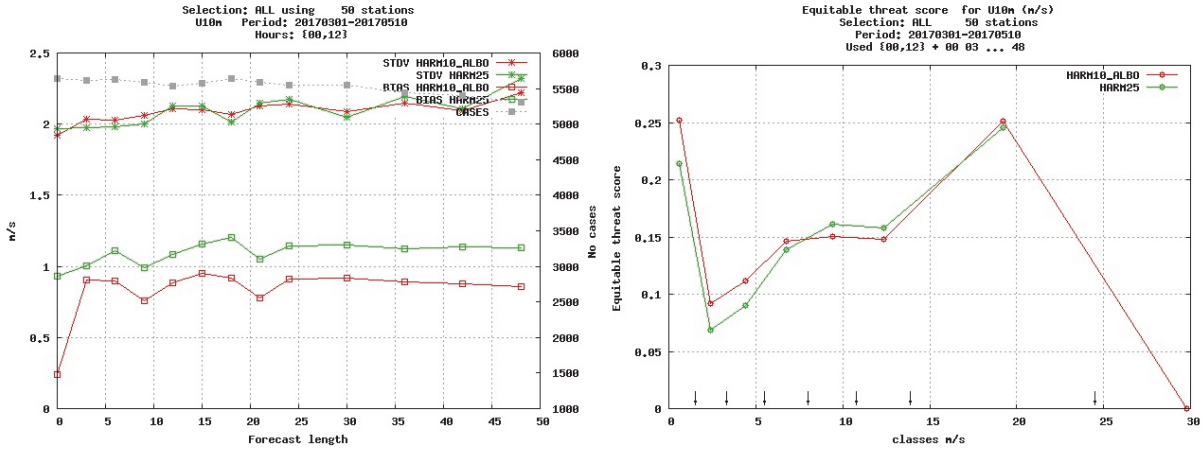


Fig. 8. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para primavera de 2017 en Alborán.

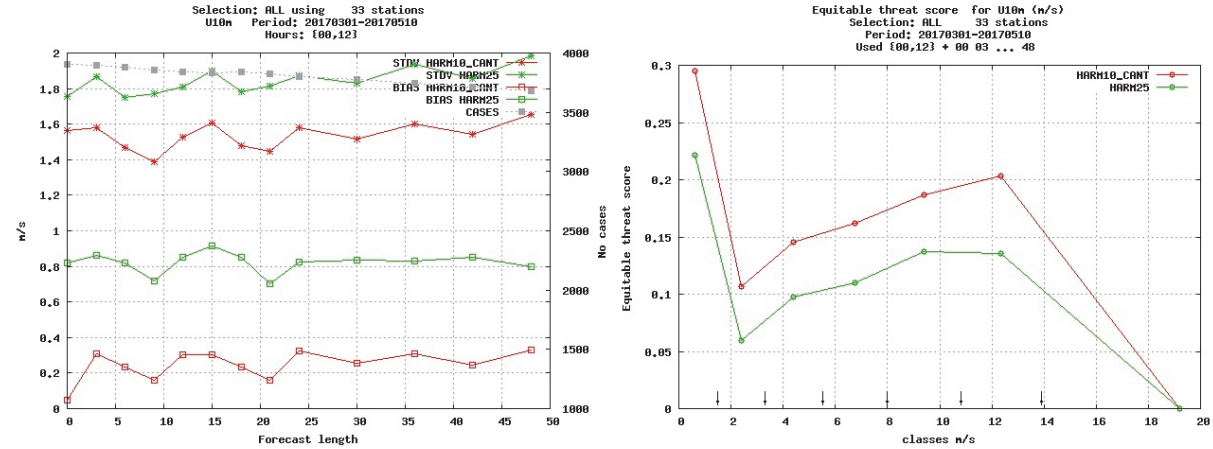


Fig. 9. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para primavera de 2017 en Cantábrico

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

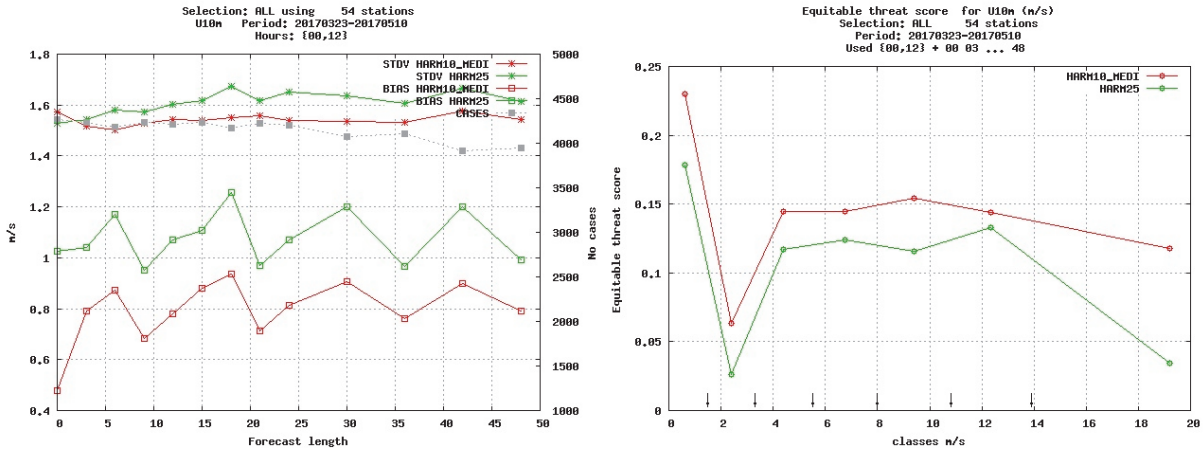


Fig. 10. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para primavera de 2017 en Mediterráneo.

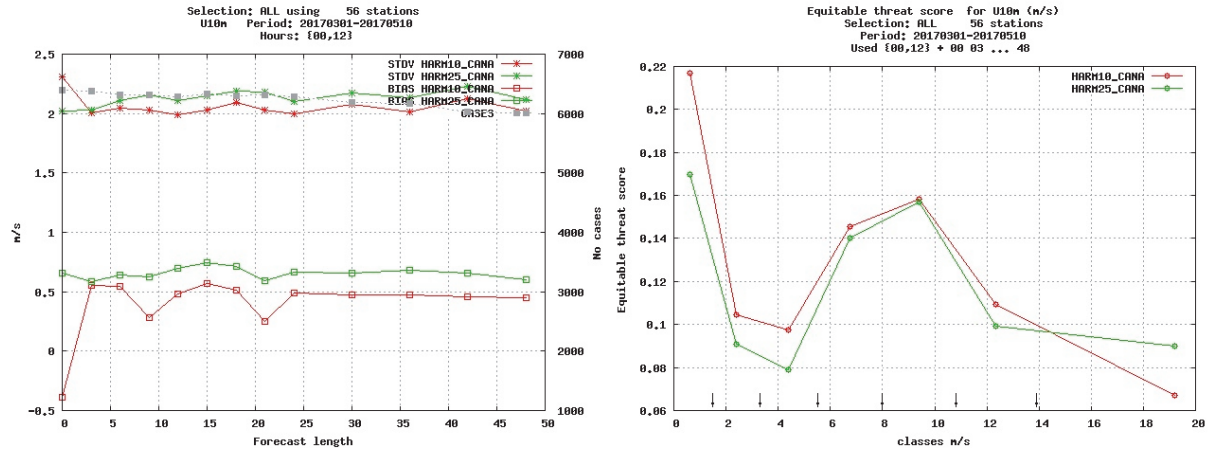


Fig. 11. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros (izquierda) y ETS (derecha) para primavera de 2017 en Canarias.

5. Verificación de viento para situaciones de convección intensa

En este apartado se representa la intensidad de viento a 10 metros para las regiones mencionadas durante semanas con importante actividad convectiva, asociadas a situaciones de vientos fuertes. Al tratarse de periodos más cortos, se representan las series de tiempo, mientras que para el análisis estadístico se utiliza el índice de Kuiper, que penaliza los fallos del modelo, y es más adecuado para determinar la exactitud de dichos vientos.

Al compararlas con la serie de observaciones (en azul), se puede observar que las series de 1 km (en rojo) presentan una disminución del error notable respecto a las de 2.5 km (en verde), de nuevo sujetos a diferencias según la zona. En particular, las zonas más estables, como Mediterráneo o Cantábrico, presentan una mejoría consistente de 1 m/s, llegando hasta los 2.5 m/s en periodos de viento más intenso, mientras que las zonas que antes daban peores resultados, como Canarias o Alborán, presentan consistentemente una mejora de 0.5 m/s.

El índice de Kuiper nos muestra que, si bien el modelo de 1 km es mejor en todos los casos para vientos débiles, en la mayoría de casos los vientos muy intensos también se benefician de la mayor resolución que proporciona el modelo.

La causa de estos resultados se debe a la propia naturaleza de los modelos. El modelo de 1 km es capaz de resolver la convección de forma más precisa debido a la escala en la que trabaja, mejorando la convergencia de los vientos en niveles bajos. Por esta razón, los resultados en los casos donde hay una convección especialmente significativa se ajustan mucho mejor al ámbito de este tipo de modelos, lo que pone de manifiesto la conveniencia del uso de resoluciones cada vez mayores para la mejor predicción de este tipo de vientos intensos.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.1. Verificación de viento en convección intensa para Alborán

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para la semana de alta convección de Alborán, del 1 al 7 de diciembre de 2016, en la figura 12.

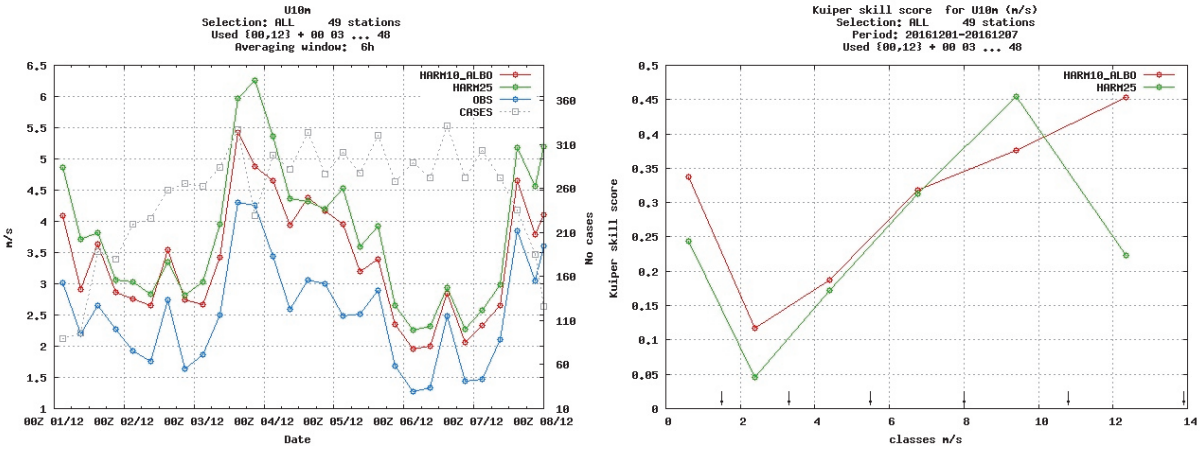


Fig. 12. Serie temporal de viento a 10 metros promediado cada seis horas (izquierda) e índice de Kuiper (derecha) para semana de convección intensa en Alborán.

5.2. Verificación de viento en convección intensa para Cantábrico

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para la semana de alta convección de Cantábrico, del 10 al 15 de enero de 2017, en la figura 13.

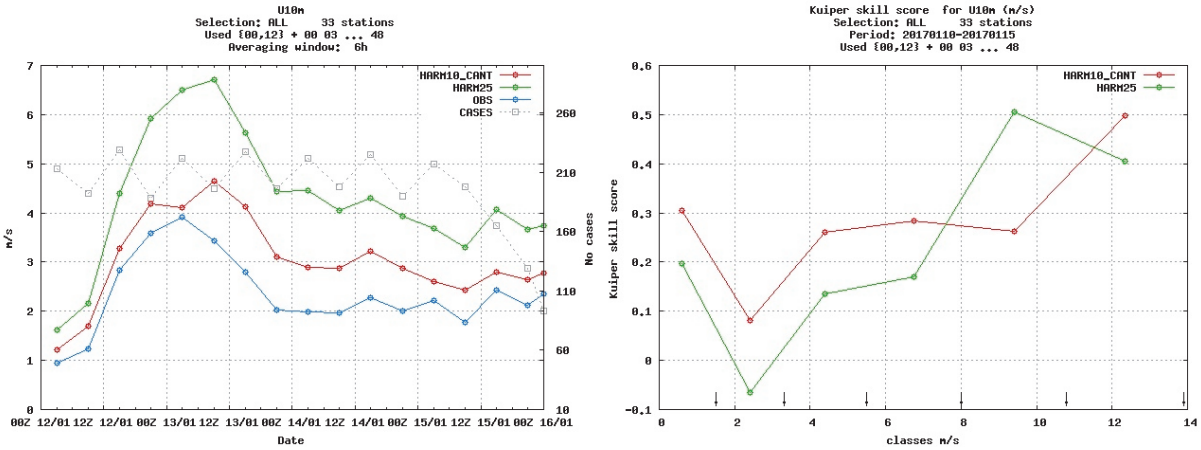


Fig. 13. Serie temporal de viento a 10 metros promediado cada seis horas (izquierda) e índice de Kuiper (derecha) para semana de convección intensa en Cantábrico.

5.3. Verificación de viento en convección intensa para Mediterráneo

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para la semana de alta convección de Mediterráneo, del 12 al 18 de enero de 2017, en la figura 14.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

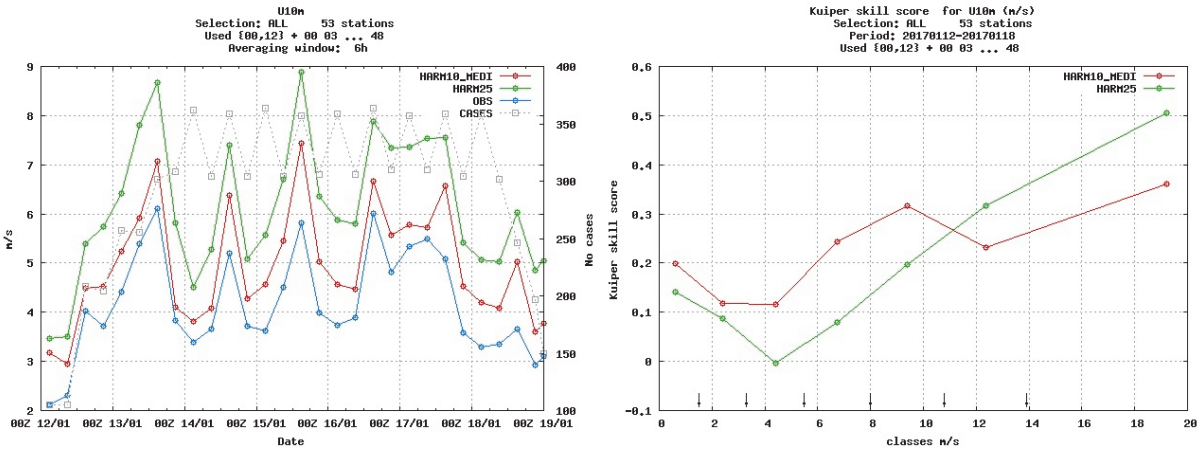


Fig. 14. Serie temporal de viento a 10 metros promediado cada seis horas (izquierda) e índice de Kuiper (derecha) para semana de convección intensa en Mediterráneo.

5.4. Verificación de viento en convección intensa para Canarias

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para la semana de alta convección de Canarias, del 16 al 19 de marzo de 2017, en la figura 15.

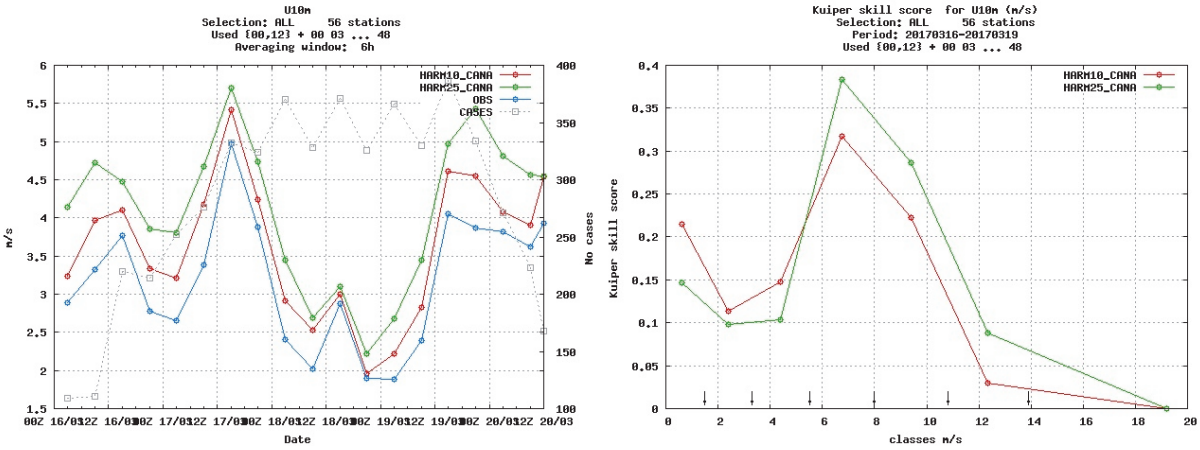


Fig. 15. Serie temporal de viento a 10 metros promediado cada seis horas (izquierda) e índice de Kuiper (derecha) para semana de convección intensa en Canarias.

6. Verificación de viento para puertos específicos

Se representan el sesgo y desviación estándar de intensidad de viento a 10 metros para las regiones específicas de los puertos de Barcelona (del 16 de noviembre de 2016 al 31 de enero de 2017) y de Málaga (del 1 de marzo al 10 de mayo de 2017), así como el índice de Kuiper de la misma magnitud. En este caso, las regiones de estudio se caracterizan por todos los puntos de malla de los modelos y las estaciones comprendidas en un radio aproximado de 40 km alrededor del puerto.

De nuevo, se observan los mismos resultados que en los apartados anteriores, donde el sesgo es positivo en las dos resoluciones, menor en el modelo de 1 km y cuya diferencia respecto al modelo de 2.5 km presenta una dependencia leve de la zona y la estación, similar a la que se observa en la desviación estándar.

En las gráficas del índice ETS, se muestra que para vientos de leves a moderados, el modelo de 1 km presenta una mayor correspondencia con las observaciones, mientras que la tendencia de sobreestimar viento del modelo de 2.5 km permite una mejor valoración de vientos muy intensos. Sin embargo, el pequeño número de casos de este tipo de vientos no permite obtener resultados significativos para ninguna de las dos resoluciones.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

6.1. Verificación de viento para el puerto de Barcelona

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para la región adyacente al puerto de Barcelona, del 15 de noviembre de 2016 al 31 de enero de 2017, en la figura 16.

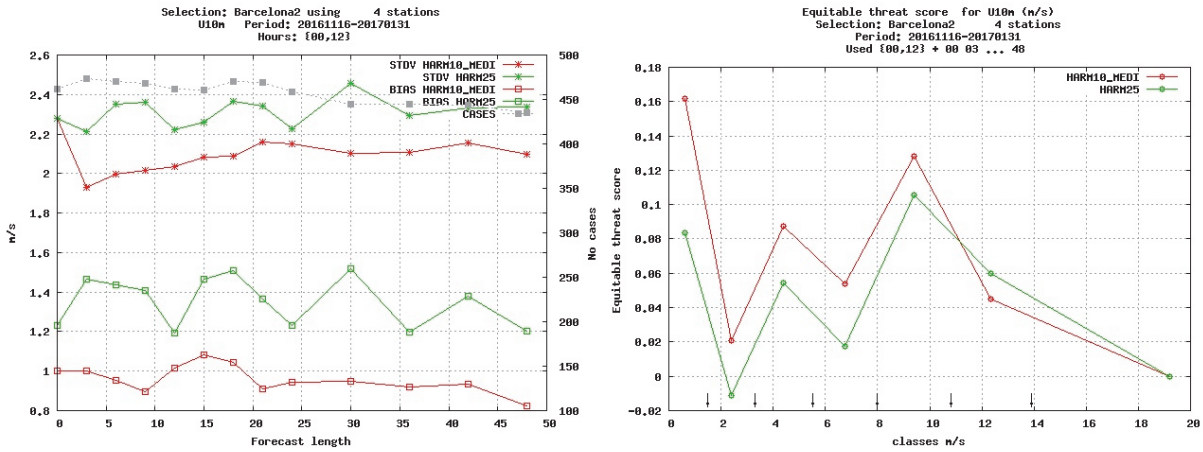


Fig. 16. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros para el puerto de Barcelona del 16 de noviembre de 2016 al 31 de enero de 2017 (izquierda), y ETS (derecha).

6.2. Verificación de viento para el puerto de Málaga

Se representa la intensidad de viento a 10 metros para la región adyacente al puerto de Málaga, del 1 de marzo al 10 de mayo de 2017, en la figura 17.

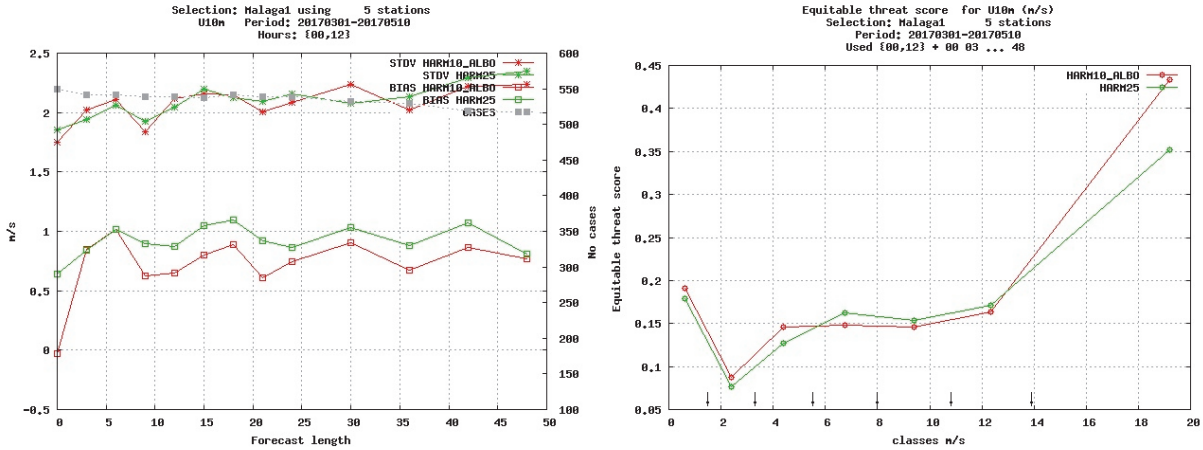


Fig. 17. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la intensidad de viento a 10 metros para el puerto de Málaga del 1 de marzo de 2017 al 10 de mayo de 2017 (izquierda), y ETS (derecha).

7. Verificación de otras variables

Se representan la temperatura a 2 metros y la presión a nivel del mar para la zona del Mediterráneo del 16 de noviembre de 2016 al 31 de enero de 2017 en la figura 18. Podemos observar que la presión presenta una ligera mejoría en el modelo de 1 km frente al modelo de 2.5 km, mientras que la temperatura presenta un leve empeoramiento. Es en la predicción de viento donde HARMONIE presenta una mejora significativa, y aún más a mayor resolución.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

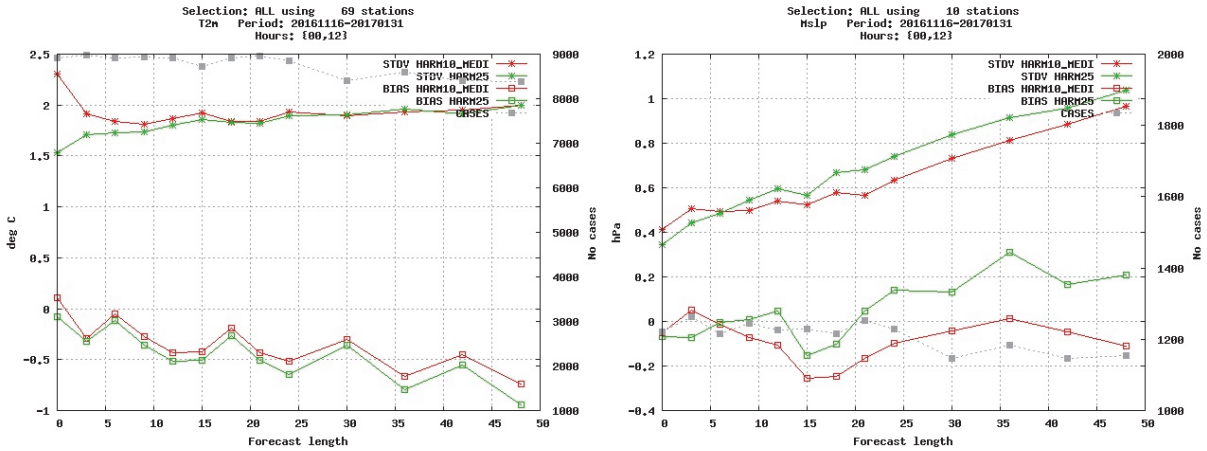


Fig. 18. Sesgo (□) y desviación estándar (*) de la temperatura a 2 metros (izquierda) y presión al nivel del mar (derecha) para la región del Mediterráneo del 16 de noviembre de 2016 al 31 de enero de 2017.

8. Conclusiones y trabajo futuro

Se puede observar que el modelo HARMONIE-AROME a 1 km presenta una mejora significativa en la predicción de viento a 10 metros, así como una cobertura espacial mucho mayor. También se ha podido determinar la influencia de la zona y de la época del año en la calidad de la predicción: se observan los mejores resultados en la zona del Cantábrico y Mediterráneo, mientras que la topografía y dinámica de la zona de Alborán y Canarias causan una mayor dificultad, ya que se ajustan peor al modelo y responden menos a la variación de resolución.

Se sigue trabajando en la mejora del modelo de muy alta resolución, en continua evolución, con especial énfasis en el estudio de zonas más complejas. Así mismo, se estudia complementar el uso de estaciones terrestres con otro tipo de sensores y métodos para mejorar la verificación.

Referencias

BENGTSSON, L., ANDRAE, U., ASPELLEN, T., BATRAK, Y., CALVO, J., DE ROOY, W., GLEESON, E., HANSEN-SASS, B., HOMLEID, M., HORTAL, M., IVARSSON K. I., LENDERINK, G., NIEMELA, S., NIELSEN, K. P., ONVLEE, J., RONTU, L., SAMUELSSON, P., SANTOS-MUÑOZ, D., SUBÍAS, ´Á., TJIM, S., TOLL, V., YANG, X. y KØLTZOW, M. Ø. (2017). "The HARMONIE-AROME Model Configuration in the ALADIN-HIRLAM NWP System" *en American Meteorological Society Monthly Weather Review*, vol. 145, p. 1919-1935.

HIRLAM consortia. *HARMONIE documentation*. <http://www.hirlam.org/index.php/documentation/harmonie > [Consulta: 10 de mayo de 2017]

YANG, X. (2009). "Development of Hirlam/Harmonie monitoring system" en *HIRLAM Newsletter*, 54, pp. 62-65.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Nuevos métodos computacionales aplicados a la ingeniería de costas

López-López Mercedes[a]; López-Úbeda, Isabel[b] ; Villacampa-Esteve, Yolanda[c] y Aragonés-Pomares, Luis[d]
[a]Universidad de Alicante, Dpto. de Ingeniería Civil, C/ San Vicente del Raspeig s/n, 03690 San Vicente del Raspeig - Alicante. lopezlopezmercedes@gmail.com, [b]Universidad de Alicante, Dpto. de Ingeniería Civil, C/ San Vicente del Raspeig s/n, 03690 San Vicente del Raspeig - Alicante. lopez.ubeda@ua.es, [c] Universidad de Alicante, Dpto. de Matemática Aplicada, C/ San Vicente del Raspeig s/n, 03690 San Vicente del Raspeig - Alicante. villacampa@ua.es, [d]Universidad de Alicante, Dpto. de Ingeniería Civil, C/ San Vicente del Raspeig s/n, 03690 San Vicente del Raspeig - Alicante. laragones@ua.es

Resumen

Este artículo presenta la necesidad de desarrollar nuevas metodologías computacionales aplicadas a la ingeniería de costas. Las actuales metodologías no tienen en cuenta las características locales de las zonas de estudio, por lo que los errores que pueden llegar a cometerse son elevados. Las redes neuronales y modelos numéricos desarrllados por la universidad de Alicante proporcionan metodologías en las que son de aplicación las características cada zona de estudio, por lo que los valores que se obtienen presentan errores bajos, en tormo al 4%.

Palabras clave: *redes neuronales, modelos numéricos, perfil de equilibrio, barras.*

1. Introducción

La ingeniería de costas tiene como objetivo fundamental resolver los problemas que se plantean en la franja costera y para ello debe investigar técnicas fiables que conduzcan a proyectos que puedan ser garantizados a largo plazo (Aragonés et al., 2016). Así, a lo largo de los años la caracterización de los procesos y elementos costeros ha evolucionado desde simples ecuaciones matemáticas (Dean, 1977), a los modelos (matemáticos, numéricos, probabilísticos, etc.) (Masselink y Li, 2001). Por ejemplo los modelos basados en procesos deterministas pueden bien ser relativamente simples o pueden incorporar modelos hidrodinámicos sofisticados para calcular la hidrodinámica y la respuesta morfológica sobre áreas relativamente grandes (Neill et al., 2008). Usando modelos numéricos, se pueden desarrollar diversos modelos (oleaje, corrientes, transporte de sedimentos, etc.), los cuales deben ser vinculados entre sí, y posteriormente validados para su empleo en un lugar específico. Sin embargo, estas técnicas requieren considerable esfuerzo computacional. Además, todavía existen importantes discrepancias entre los resultados de los modelo y los datos medidos (Iglesias et al., 2009), lo cual puede ser debido a las incertidumbres en la comprensión de los procesos cercanos a la costa (rotura, reflexión, refracción, difracción, transporte de sedimentos, etc) (Jones et al., 2007). De acuerdo con ello, se han introducido otros métodos menos costosos como la inteligencia artificial (Hashemi et al., 2010).

La inteligencia artificial, en común con otros enfoques basados en datos, hace uso únicamente de datos medidos. Esta herramienta es especialmente útil en la aplicación en la costa debido a que muchos ingenieros de costas están interesados en la predicción en lugar de profunda comprensión del proceso (Hashemi et al., 2010). En los últimos años, las técnicas de inteligencia artificial, como las redes neuronales artificiales han sido aplicadas con éxito a distintos problemas de ingeniería costera como: la geometría de las playas bahía (Iglesias et al., 2009), la predicción del oleaje (Lee, 2008), o el comportamiento de las barras (Yan et al., 2008), etc.

Por otro lado, generalmente los modelos desarrollados hasta la actualidad parten de datos obtenidos en ensayos de laboratorio por lo que no tienen en cuenta los posibles efectos locales tales como la difracción de las ondas o la presencia de biocenosis marina, que pueden afectar a los procesos o elementos costeros de una zona particular. Como resultado del uso de este tipo de fórmulas o modelos, a menudo se comenten grandes errores de volumen cuando se calcula el volumen de arena necesaria para la regeneración de una playa. Estos errores generan cambios significativos en la superficie de la playa (erosión o acreción) en comparación con la planta proyectada, creando problemas relacionados con el uso y el coste de la playa. La Universidad de Alicante ha desarrollado nuevas metodologías para su uso en playas micromareales, empleando para el cálculo de diferentes elementos costeros, como el perfil de equilibrio,

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

la posición de las barras de arena, la profundidad de cierre o la calidad de las aguas de baño costeras. En el caso de las barras, los métodos empleados nos proporcionan los parámetros recogidos en la figura 1.

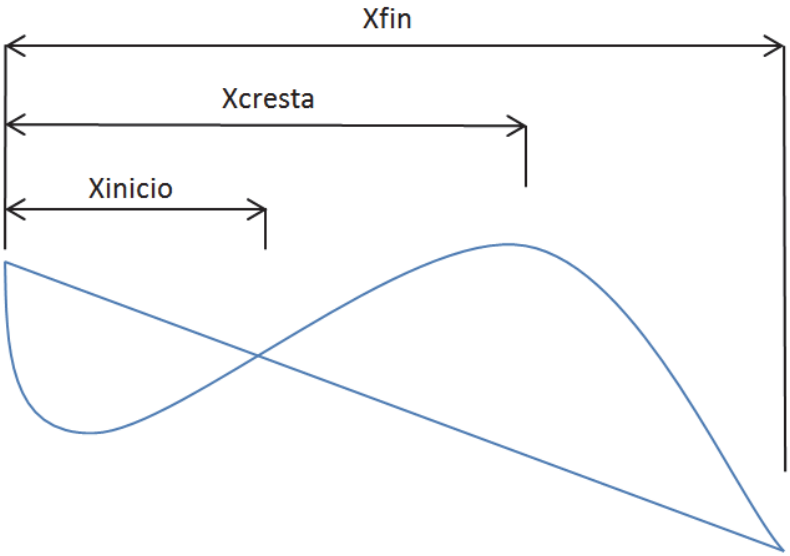


Fig. 1. Parámetros característicos de una barra

Para ello se han empleado métodos numéricos basados en elementos finitos y/o redes neuronales de manera que se consigue reducir de manera considerable los errores cometidos en comparación con las metodologías y formulaciones empleadas hasta la fecha.

2. Área de estudio

La zona de estudio de este trabajo se centra en todas las playas de arena de las provincias de Valencia, Alicante y Murcia (España) (Figura 2). Valencia es una provincia situada al Este de la Península Ibérica (39° 28' 31" N - 00° 22' 33" W), localizada dentro del denominado óvalo valenciano, también conocido como Golfo de Valencia, que constituye la mayor unidad morfodinámica del litoral natural español y cuenta con 46 playas en su costa, de las que se han estudiado 28. Sus playas albergan abanicos deltaicos, conos aluviales, dunas, albuferas, cabos y puertos y perfiles con barras. Todo el sistema litoral ha evolucionado mediante una combinación de aportes sedimentarios continentales, modelados posteriormente por los oleajes marinos.

Por su parte la provincia de Alicante, situada al Sur de Valencia (38° 20′ 43″ N - 0° 28′ 59″ W), posee un relieve bastante montañoso y accidentado, y tiene una longitud de costa de 244 km, pudiéndose dividir en dos zonas morfológicas: Una zona principalmente formada de playas de grava, que comprende los dos tercios norte (desde el límite Norte de la provincia hasta el Cabo de las Huertas), y está formada por sierras y diversos valles fluviales. El tercio sur está formado por una gran llanura aluvial, y está compuesta prácticamente en su totalidad por playas de arena, y va desde el Cabo de las Huertas hasta el límite Sur de la provincia. De la provincia de Alicante se han estudiado 38 playas.

La provincia de Murcia se sitúa al Sureste de España (37° 59′ 10″ N - 1° 07′ 49″ W), y se divide de Norte a Sur en dos partes separadas por una serie de sierras que forman la llamada Cordillera Sur. Estas dos zonas son: i) campo de Murcia al Sur, es la zona Norte de la llanura litoral del Campo de Cartagena, y ii) huerta de Murcia al Norte, formada por un llano de inundación depositado sobre una fosa tectónica. En su costa podemos encontrar sistemas de dunas litorales y playas, y humedales costeros con influencia del medio marino. Cabe destacar el mar Menor, que es una laguna litoral de forma semicircular de agua salada del mar Mediterráneo, y está separada de este por una franja de arena de 22 km de longitud y entre 100 y 1200 m de ancho.

Las provincias de Alicante y Murcia están caracterizadas por la presencia de praderas de Posidonia oceanica a lo largo de la costa.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En cuanto a las mareas astronómicas estas oscilan entre 20 y 30 cm en la zona de Valencia y Alicante (Ecolevante, 2006) y entre los 20 y 40 cm en la zona de Murcia (EcoMAG, 2009), que junto con las mareas meteorológicas pueden llegar a ser de hasta 75 cm en Alicante y Valencia, y 1 m en Murcia.

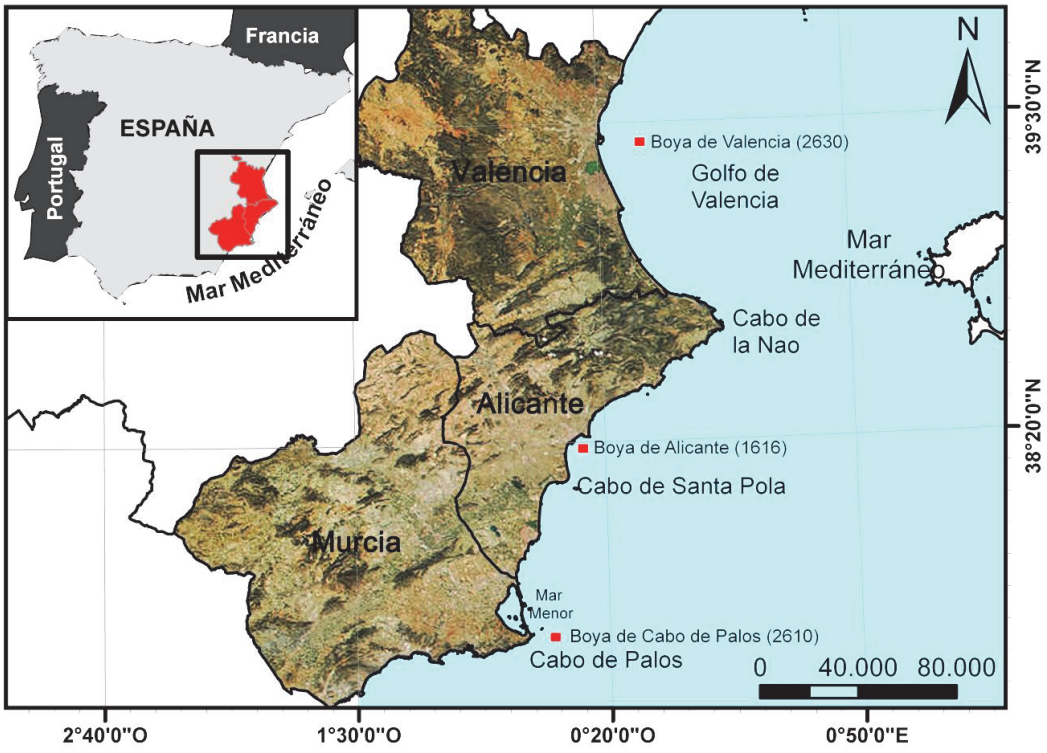


Fig. 2. Localización del área de estudio

3. Metodología

El estudio de las redes neuronales artificiales (RNA) se inspiró por la observación de los sistemas de aprendizaje biológicos compuestos por neuronas interconectadas (Mitchell, 1997). Una neurona biológica tiene una serie de entradas y una salida, procesa la información que entra y envía una señal que llega a otras neuronas a las cuales está conectada.

De forma análoga, las RNA se construyen a partir de un conjunto interconectado de unidades (neuronas), donde cada unidad recibe una serie de entradas (en algunos casos las salidas procedentes de otras unidades) y dan lugar a una salida. Los valores de entrada se combinan linealmente de acuerdo a unos pesos definidos previamente, y después se aplica una función para obtener el valor de salida. El peso determina la contribución de cada parámetro de entrada en la salida. Durante la fase de entrenamiento, los pesos se cambian para reducir el error en los patrones de entrenamiento.

Las RNA se emplean en numerosas áreas debido a sus características como: una alta capacidad de mapeo no lineal, una alta precisión en el aprendizaje y un buen rendimiento.

Una RNA se crea mediante un número de neuronas que trabajan de manera conjunta. Hay muchos tipos de RNAs y uno de los más utilizados es el Perceptrón Multicapa en el que las neuronas están dispuestas en varias capas (el número de capas es variable). Hay una capa de entrada que sirve para introducir las entradas a la red, esta capa tiene el mismo número de neuronas como variables de entrada presenta la red. También hay una capa de salida que recoge los resultados, presentando el mismo número de neuronas que de resultados. Las capas existentes entre la de entrada y salida son conocidas como conocidas como capas ocultas.

Una vez determinada la arquitectura de la red (número de capas, número de variables de entrada y de salida, así como el número de neuronas presentes en las capas ocultas) la red debe ser entrenada. Durante el entrenamiento, a la red se le proporciona un número de ejemplos con los resultados de salida. El algoritmo de entrenamiento determina el peso que deben tener las conexiones de la red.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El número de capas y de neuronas ocultas debe ser determinado por el usuario. No existe ningún método para determinar el número óptimo de neuronas ocultas necesario para resolver un problema. Sheela y Deepa (2013) revisaron algunos de los métodos utilizados por diferentes investigadores para determinar el número de neuronas en la capa oculta. Ke y Liu (2008) sugirieron algunos criterios: el número de neuronas ocultas no debe ser superior a dos veces el número de capas de entrada y el tamaño de la capa oculta debe encontrarse entre el de la capa de entrada y la de salida. Estos criterios no pueden generalizarse ya que no son válidos en todos los casos.

Para general los modelos mediante la red neuronal se empleó el método feed-forward back-propagation implementado en el software MATLAB,2005.

En cuanto a los modelos numéricos, éstos han sido generados a partir de la metodología desarrollada por Villacampa, Y. et al. (2009) y Navarro-González, F.J. & Villacampa, Y (2012). En esta metodología numérica se generan modelos de representación de las variables introducidas, a partir de la generación de modelos n-dimensionales de elementos finitos con $n \geq 2$, la cual está basada inicialmente en la definición y generación de un modelo geométrico de elementos finitos (Y. Villacampa et al. 2009). El modelo de representación de la relación se determina en los nodos pudiendo obtenerse con posterioridad el valor del modelo en cualquier punto, lo que se hace a partir de unas fórmulas de interpolación. La selección del número de elementos finitos y por consiguiente del número nodos, se mide a partir de un número que se denomina Complejidad del modelo. De esta manera, para cada complejidad seleccionada se determina un modelo numérico. Antes de generar los modelos numéricos, se ha comprobado la correlación entre los parámetros que intervienen en la modelización ,D50, H0/L0, mes, dirección, días, Hmed, diferencia ancho playa) .Para ello se ha empleado el software computacional SPSS. De manera que finalmente se ha creado un modelo en el cual están presentes las variables anteriormente mencionandas. En la presente investigación se han generado modelos de complejidades 20, 40, 50, 60 y 70. Una vez generados los modelos se ha comprobado la estabilidad de estos mediante el software SPSS. Para ello se ha comprobado que los resultados obtenidos de la modelización no varíen significativamente realizando variaciones de hasta el 20% en los valores de los parámetros que intervienen en la obtención de los puntos característicos de las barras.

4. Resultados

Los resultados obtenidos de los modelos numéricos y redes neuronales desarrollados por la universidad de Alicante, se puede ver en la figura 3. Donde vienen comparados los errores obtenidos. En el perfil transversal, el error absoluto cometido por los modelos existentes es de 1,48m/ml de perfil, frente al 0,22m/ml de perfil de la red neuronal. En la profundidad de cierre, los modelos existentes proporcionan errores de más del 20%, proporcionando un 7, 7% de error el modelo numérico. Los errores de la distancia a la costa de la barra, tanto para el inicio, como la cresta como el final de la barra son los modelos numéricos de la Universidad de Alicante, los que proporcionan menor cantidad de error, siendo este de un 4,17% en el inicio de la barra, y un 3,03% al final de la barra. Mientras que los modelos existentes para los mismos parámetros, inicio y fin de la barra, se obtienen errores de 63,70% y 42,80% respectivamente. En cuanto a la profundidad de la barra, al igual que en el caso anterior, los modelos numéricos son los que proporcionan menor cantidad de error. Siendo el error cometido al inicio de la barra de 4,07% y en la cresta del 2,92%. Los modelos existentes para los mismos parámetros proporcionan un error deñ 47% para el inicio de la barra y de un 74,20% para la cresta de la barra.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

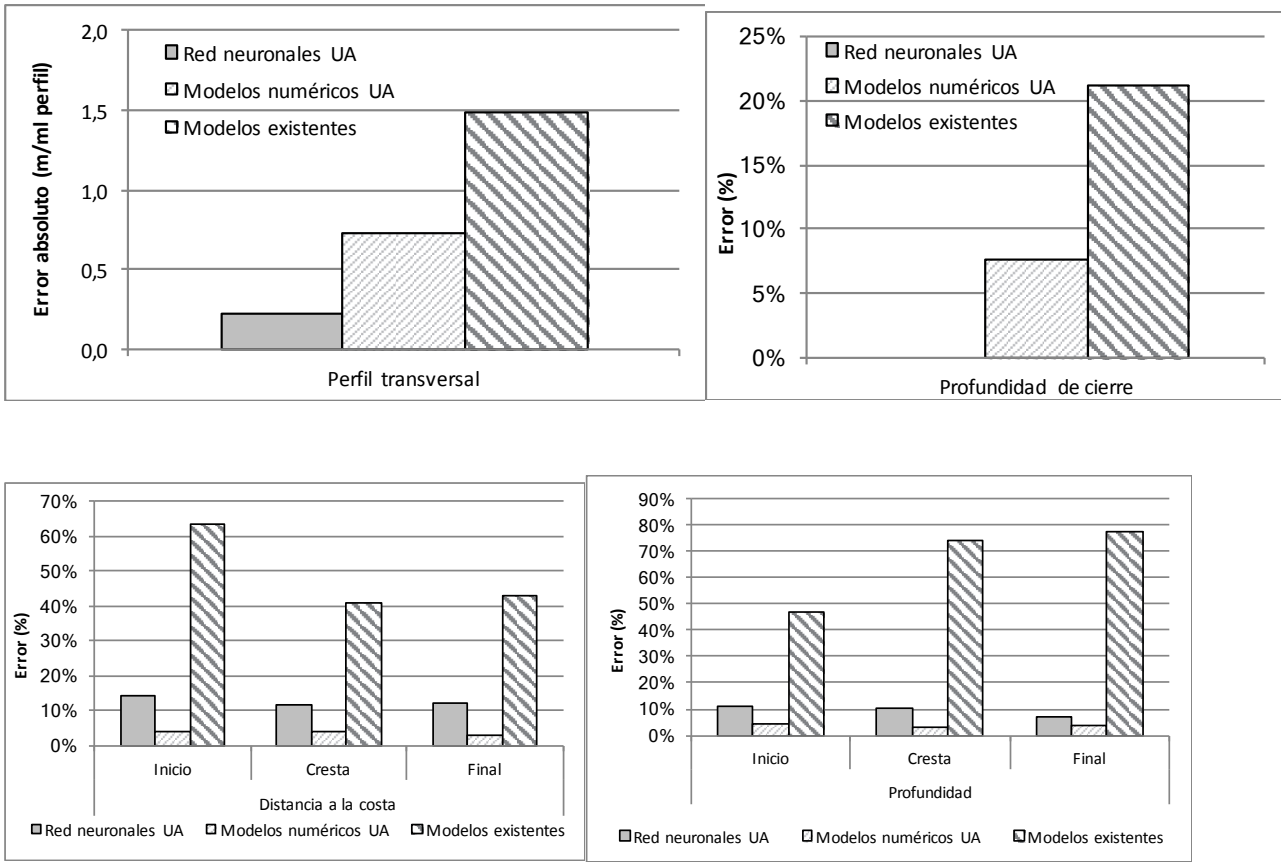


Fig. 3 Comparación de los errores cometidos entre los diversos modelos

5. Conclusión

Para modelar los perfiles transversales y barras, se han considerado modelos numéricos y redes neuronales, en comparación con modelos ya existentes. Como los resultados han mostrado, los errores cometidos por los modelos numéricos son mucho menores que las metodologías existentes. La principal consecuencia es la reducción económica que supondría calcular los volúmenes de regeneración con modelos cuyos errores sean los menores posibles. Esta reducción en el volumen de arena requerido se estima en unos 3000 m3/playa, lo que supondría un ahorro de unos 24000 - 45000 € (suponiendo un coste de 8 - 15 €/m3) según Lopez. I, et al (2017). Por lo que es necesario generar y mejorar metodologías y modelos que emplean las características locales de cada zona de estudio para poder obtener resultados satisfactorios, y lo más precisos posible, de modo que se alcancen los objetivos deseados con el menor coste posible.

Referencias

ARAGONES, L.; SERRA, J.C.; VILLACAMPA, Y.; SAVAL, J.M., TINOCO, H., (2016). "New methodology for describing the equilibrium beach profile applied to the Valencia's beaches". *Geomorphology*, 259, 1-11.

BIRD, E. (2011). Coastal geomorphology: an introduction, John Wiley & Sons.

DEAN, R.G. 1977. Equilibrium Beach Profiles: U.S. Atlantic and Gulf Coasts. Department of Civil Engineering. Ocean Eng. Technical Report. Newark, Delaware.: University of Delaware.

HASHEMI, M.R.; GHADAMPOUR, Z., NEILL, S.P., 2010. Using an artificial neural network tomodel seasonal changes in beach profiles. Ocean Engineering, 37(14–15), 1345-1356.

IGLESIAS, G.; LOPEZ, I.; CASTRO, A., CARBALLO, R., 2009. Neural network modelling of planform geometry of headland-bay beaches. Geomorphology, 103(4), 577-587.˜

JONES, O.P.; PETERSEN, O.S., KOFOED-HANSEN, H., 2007. Modelling of complex coastal environments: Some considerations for best practise. Coastal Eng., 54(10), 717-733.

KE J. Y LIU X. (2008). Empirical analysis of optimal hidden neurons in neural network modeling for stock prediction. Computational Intelligence and Industrial Application, 2008. PACIIA'08. Pacific-Asia Workshop on 2, 828-832.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

LEE, T.L., 2008. Back-propagation neural network for the prediction of the short-term storm surge in Taichung harbor, Taiwan. Engineering Applications of Artificial Intelligence, 21(1), 63-72.˜

LÓPEZ, I., ARAGONÉS, L., VILLACAMPA, Y., & COMPAÑ, P. (2017). Artificial neural network modelling of cross-shore profile on sand beaches: Valencia's coast (Spain). Marine Georesources & Geotechnology, In press.

MASSELINK, G., LI, L., 2001. The role of swash infiltration in determining the beachface gradient: a numerical study. Marine Geology, 176(1–4), 139-156.˜

MITCHELL T. (1997). Hill, McGraw. Machine Learning. ISBN: 0-07-042807-7

NAVARRO-GONZÁLEZ, F.J., & VILLACAMPA, Y. . (2012). A new methodology for complex systems using n-dimensional finite elements. Advances in Engineering Software., 48(1), 52-57.

NEILL, S.P.; ELLIOTT, A.J., HASHEMI, M.R., 2008. A model of inter-annual variability in beach levels. Continental Shelf Research, 28(14), 1769-1781.˜

SHEELA K.G. Y DEEPA S. (2013). Review on methods to fix number of hidden neurons in neural networks. Mathematical Problems in Engineering. 2013.

VILLACAMPA, Y., NAVARRO-GONZÁLEZ, F.J., & LLORENS, J. (2009). A geometric model for the generation of models defined in Complex Systems. Ecosystems and Sustainable Development VII 71-82.

YAN, B.; ZHANG, Q.-H., AND WAI, O.W.H., 2008. Prediction of sand ripple geometry under waves using an artificial neural network. Computers & Geosciences, 34(12), 1655-1664.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Modelo Integral para la Gestión de Calidad de Aguas en zonas costeras

Murcia, Celia[a]; Álvarez, Fernando[b]

[a]Intertek Energy & Water Consultancy Services. Departamento de Modelling, GIS and Metocean. The Maltings, E Tyndall St, Cardiff CF24 5EA, Reino Unido. Celia.murcia@intertek.com, [b]Intertek Energy & Water Consultancy Services. Departamento de Modelling, GIS and Metocean. The Maltings, E Tyndall St, Cardiff CF24 5EA, Reino Unido. Fernando.alvarez@intertek.com

Resumen

Uno de los objetivos principales de la Directiva Europea de Aguas de Baño (Directiva 2006/7/CE) es reducir el impacto medioambiental procedente de actividades antropogénicas en el medio acuático. El medio acuático se encuentra sujeto a fuertes presiones antropogénicas donde descargas domésticas, industriales y agrícolas son vertidas a ríos y entornos costeros. Intertek ofrece soluciones medioambientales basadas en la compresión de la interacción entre medio acuático, fuentes de contaminación e impactos asociados. El diseño de modelos integrados permite la simulación ambiental de numerosos procesos naturales así como el factor humano. Intertek ha desarrollado un software para el estudio e identificación de fuentes contaminantes que combina los resultados de diferentes modelos y, mediante un enfoque estadístico, evalúa la conformidad con la normativa europea. Esta metodología representa una forma efectiva de modelar explícitamente impactos tanto a corto como a largo plazo proponiendo soluciones allí donde sean necesarias.

Palabras clave: *calidad, agua, costa, modelos, hidrodinámica, playas, contaminantes.*

1. Introducción

Las diversas Directivas que regulan los vertidos y la gestión de calidad de aguas costeras se han convertido en referentes clave para las autoridades sanitarias y administraciones públicas. Uno de los objetivos principales de la Directiva Europea de Aguas de Baño (Directiva 2006/7/CE) es reducir el impacto medioambiental procedente de actividades antropogénicas en el medio acuático. Es responsabilidad de las demarcaciones hidrográficas llevar a cabo una serie de medidas para alcanzar los objetivos de los planes hidrológicos. Dentro de estas medidas básicas, se incluye por ejemplo, medidas de control sobre fuentes difusas y vertidos puntuales así como medidas complementarias de mejora de infraestructuras.

En Intertek Energy & Water Consultancy Services nos hemos especializado en realizar estudios de calidad de aguas tanto continentales como costeras. El medio acuático se encuentra sujeto a fuertes presiones antropogénicas donde descargas domésticas, industriales y agrícolas son vertidas a ríos y entornos costeros. Intertek ofrece soluciones medioambientales basadas en la compresión de la interacción entre medio acuático, fuentes de contaminación e impactos asociados. El resultado es la reducción del coste asociado a la gestión del medio ambiente a la vez que se asegura el cumplimiento de la legislación vigente. Los estudios de calidad de agua llevados a cabo por Intertek se centran en las siguientes cuestiones clave:

- Análisis de la causa - ¿Cuáles son los agentes contaminantes que están deteriorando la calidad del medio?
- Comprensión del contexto - ¿Cómo interactúan los agentes contaminantes en el medio acuático?
- Obtención de resultados - ¿En qué medida la calidad del agua está siendo deteriorada?
- Soluciones - ¿Qué medidas correctoras son requeridas para asegurar el cumplimiento de la legislación medioambiental?

La evaluación de la calidad de agua en zonas costeras es un procedimiento complejo en el que intervienen diferentes procesos tanto físico-químicos como biológicos.

El diseño de modelos integrados permite la simulación ambiental de numerosos procesos naturales así como el factor humano. Intertek ha desarrollado un software para el estudio e identificación de fuentes contaminantes que combina los resultados de diferentes modelos y, mediante un enfoque estadístico, evalúa la conformidad con la normativa Europea.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Esta metodología representa una forma efectiva de modelar explícitamente impactos tanto a corto como a largo plazo proponiendo soluciones allí donde sean necesarias.

2. Metodología

En este resumen, se presenta la metodología para el modelado integral de la calidad de agua en zonas de baño y acuicultura en entornos costeros y estuarinos. Esta metodología relaciona las condiciones medioambientales con los agentes contaminantes y el impacto en las zonas de estudio. Para ello cuatro procesos fundamentales son modelados en detalle:

2.1 Modelo bacti-fluvial

El modelado bacti-fluvial consiste en la determinación de series temporales de caudales y concentraciones de bacteria en los ríos y arroyos que desembocan en el dominio del modelo costero. Estos valores ayudarán a determinar cuál es el impacto de la carga difusa en la calidad de aguas de las zonas costeras. Estos caudales y concentraciones se usan como condiciones de contorno para el modelo de calidad de aguas. El modelo fluvial utiliza datos de precipitación y características de las cuencas hidrográficas para determinar series temporales de caudales y concentraciones. El modelado fluvial puede llevarse a cabo de diferentes maneras dependiendo del nivel de detalle deseado o la complejidad de la cuenca. En este sentido pueden usarse métodos racionales, modelados 1D o 2D. La Figura 1 muestra un ejemplo de calibración de un modelo fluvial en la que se comparan series temporales de caudales medidos con los caudales modelados.

Típicamente, la concentración de bacteria puede ser caracterizada de dos maneras. La más detallada, es la definición de la cantidad y tipo de animales presentes en la cuenca. Esto determinará la cantidad potencial de bacteria en la cuenca. Según parámetros de la cuenca hidrográfica se determina la cantidad de bacteria que llega a los ríos por escorrentía. Por lo tanto, típicamente, las concentraciones serán mayores en eventos de tormenta. Calibrar y validar el modelo bacteriológico requiere una gran cantidad de datos de entrada por lo que no siempre es posible. Alternativamente, se puede definir valores de concentración para periodos secos y de tormenta para cada cuenca, basados en datos de campo. Estos datos deberán ser tomado en sitios estratégico para evitar contar como contaminación difusa contaminación proveniente de las redes de distribución.

Una vez determinados los caudales y concentraciones, se puede calcular la carga total que cada río va a introducir en el modelo costero.

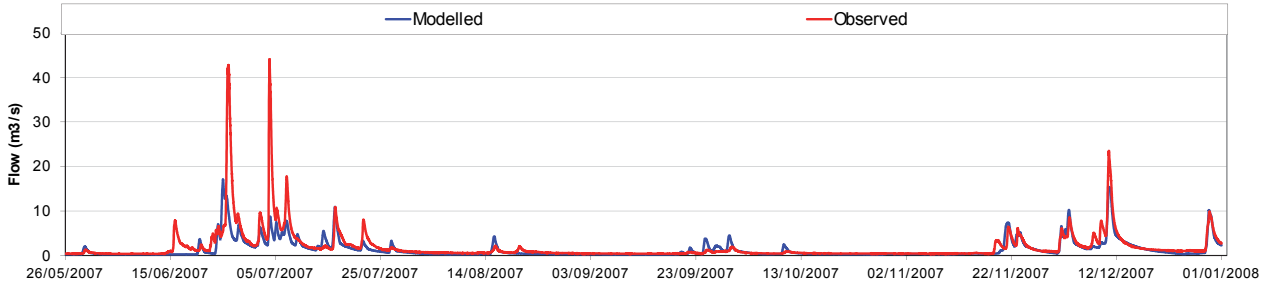


Figura 1. Ejemplo de calibración de modelo fluvial

2.2 Modelado de redes de distribución y depuración de aguas

El modelado de redes de depuración de aguas residuales consiste, en calcular los caudales y concentraciones vertidos por los sistemas de distribución y depuración de aguas residuales. Estos caudales dependen tanto de las precipitaciones como de características estructurales y operacionales de la propia red. Una vez determinados los caudales y concentraciones, se puede calcular la carga total que cada instalación va a introducir en el modelo costero o en los ríos. Los modelos de redes deben ser calibrados satisfactoriamente ya que la correcta representación de la frecuencia y el volumen de los vertidos es fundamental para definir el impacto en la calidad de agua de las zonas costeras.

Una de las principales ventajas de modelar con precisión la red de distribución y depuración de aguas es la posibilidad de simular diferentes parámetros operacionales para evaluar qué impactos tendría la aplicación de diferentes estrategias o la mejora de una instalación en concreto en la calidad de aguas en zonas costeras, ayudando a la toma de decisiones en la planificación de planes de mejora de redes de distribución.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.3 Modelos costeros

Modelos hidrodinámicos

El modelo hidrodinámico costero simula las corrientes marinas generadas por viento y marea. Es la base del análisis de calidad de agua en zonas costeras ya que sirve de base para establecer el dominio de estudio y de conexión entre los modelos fluvial, de redes y de calidad de aguas. Los modelos hidrodinámicos pueden ser construidos en diferentes plataformas. Típicamente, estos modelos utilizan como condiciones de contorno nivel de agua, corrientes y salinidad. Uno de los aspectos fundamentales es la batimetría que debe representar fielmente la realidad. Parámetros como viscosidad y rugosidad deben de ajustarse para obtener una calibración adecuada. Datos de campo son típicamente necesarios para calibrar y validar un modelo. La metodología seguida es calibrar el modelo en un periodo y validarlo en uno diferente. En el proceso de validación, los parámetros no deben de modificarse ya que el modelo, una vez calibrado, debe de ser capaz de representar cualquier situación.

Modelos de calidad de aguas

El modelo de calidad de aguas simula la dispersión de contaminantes en el modelo. Utiliza los datos hidrodinámicos del modelo hidrodinámico y añade proceses de dispersión y decaimiento de bacterias. Para calibrar estos modelos, la definición de parámetros como coeficientes de dispersión o tasa de decaimiento es fundamental. Estos modelos pueden ser calibrados comparando datos modelados y medidos de salinidad o mediante la elaboración de campañas de campo con la suelta de bacterial tracers, drogues, or dye.

Una vez estos procesos fundamentales están definidos, estos se combinan utilizando el software STORM-OPTIMISER La Figura 2 muestra un esquema de los modelos integrados para el estudio de la calidad de aguas costeras.

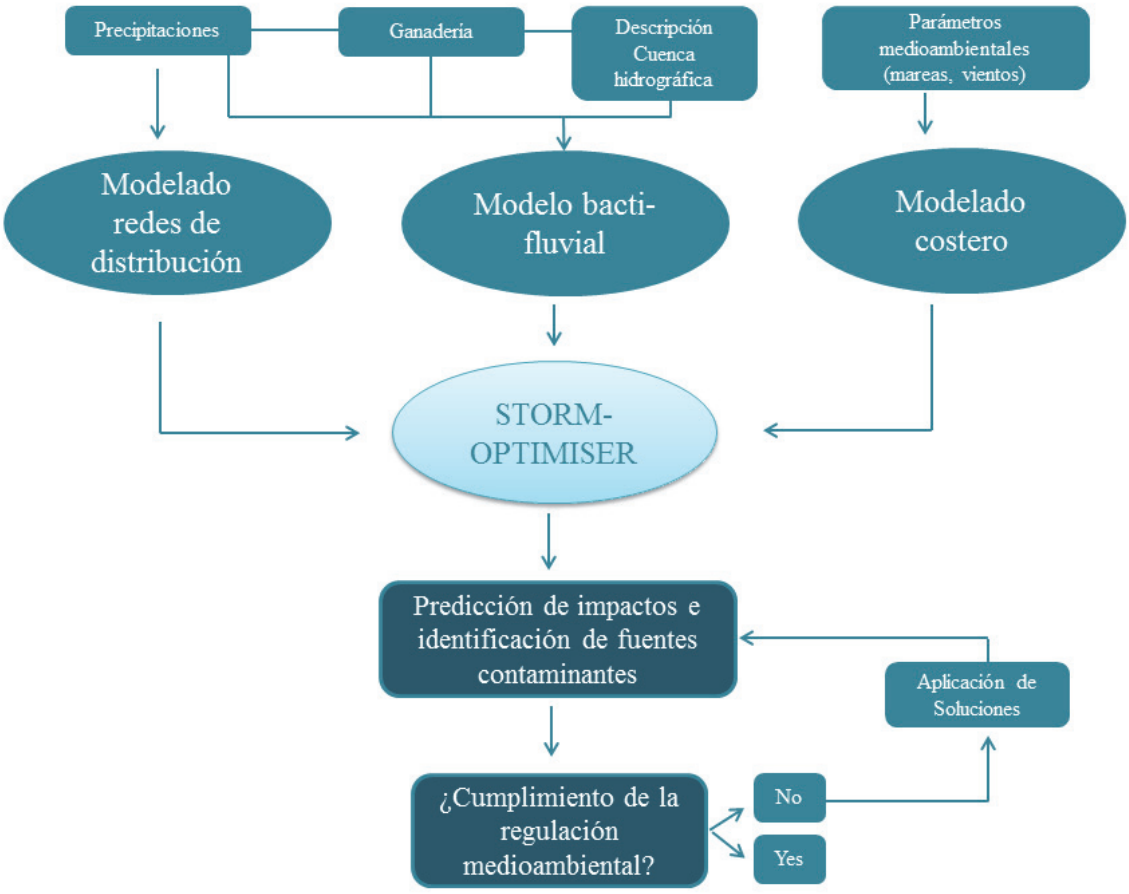


Figura 2. Diagrama de la metodología llevada a cabo para el estudio de calidad de entornos costeros

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.4 Storm-Optimiser

Los resultados de los cuatro bloques son combinados entre sí utilizando STORM-OPTIMISER, una herramienta desarrollada por Intertek Energy & Water Consultancy Services, utilizada para calcular los impactos en las zonas de estudio con un enfoque estadístico. Este software es capaz de evaluar el impacto tanto de descargas continuas como intermitentes en zonas sensibles (playas, zonas de acuicultura, etc.).

STORM-OPTIMISER combina los resultados obtenidos de los cuatro bloques explicados anteriormente y, además, incluye otras fuentes de contaminación como descargas privadas. Estas fuentes de contaminación no conectadas a la red de distribución pueden ocasionar impactos en la calidad del medio acuático si se encuentran próximos a la zona de interés o si no son tratados adecuadamente.

El impacto de miles de escenarios dependiendo de las condiciones medioambientales son agrupados en una base de datos. Diferentes escenarios son modelados para los diferentes vientos locales y diferentes condiciones de marea. La base de datos es generada durante diez años mínimo con el objetivo de estudiar los impactos a largo plazo, incluyendo tantos años de sequía como años más húmedos.

En el caso de estudios en playas o zonas de acuicultura, los resultados son calculados en términos de percentiles (90 y 95) de bacteria para ser comparados directamente con la Directiva Marco del Agua. Para estudios donde existe una diferente regulación, los resultados son adaptados a los diferentes estándares para mejorar la compresión. El objetivo es determinar si bajo las condiciones actuales de descarga, se cumple la regulación correspondiente. En los casos en los que no se cumplan los estándares, STORM-OPTIMISER permite también la simulación de medidas mitigadoras para reducir las fuentes de contaminación críticas y mejorar así la calidad del agua.

STORM-OPTIMISER es calibrado con mediciones históricas para garantizar que las fuentes contaminantes son representadas correctamente.

La Figura 3 muestra un ejemplo de los resultados obtenidos a través de STORM-OPTIMISER donde se pueden identificar visualmente los contribuidores al impacto total en diferentes localizaciones. Este estudio de porcentaje de contribución de cada descarga modelada permite, por ejemplo, la identificación de aquellas descargas que requieren mejora en el tratamiento o en sus instalaciones (emisarios submarinos, difusores, etc.).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

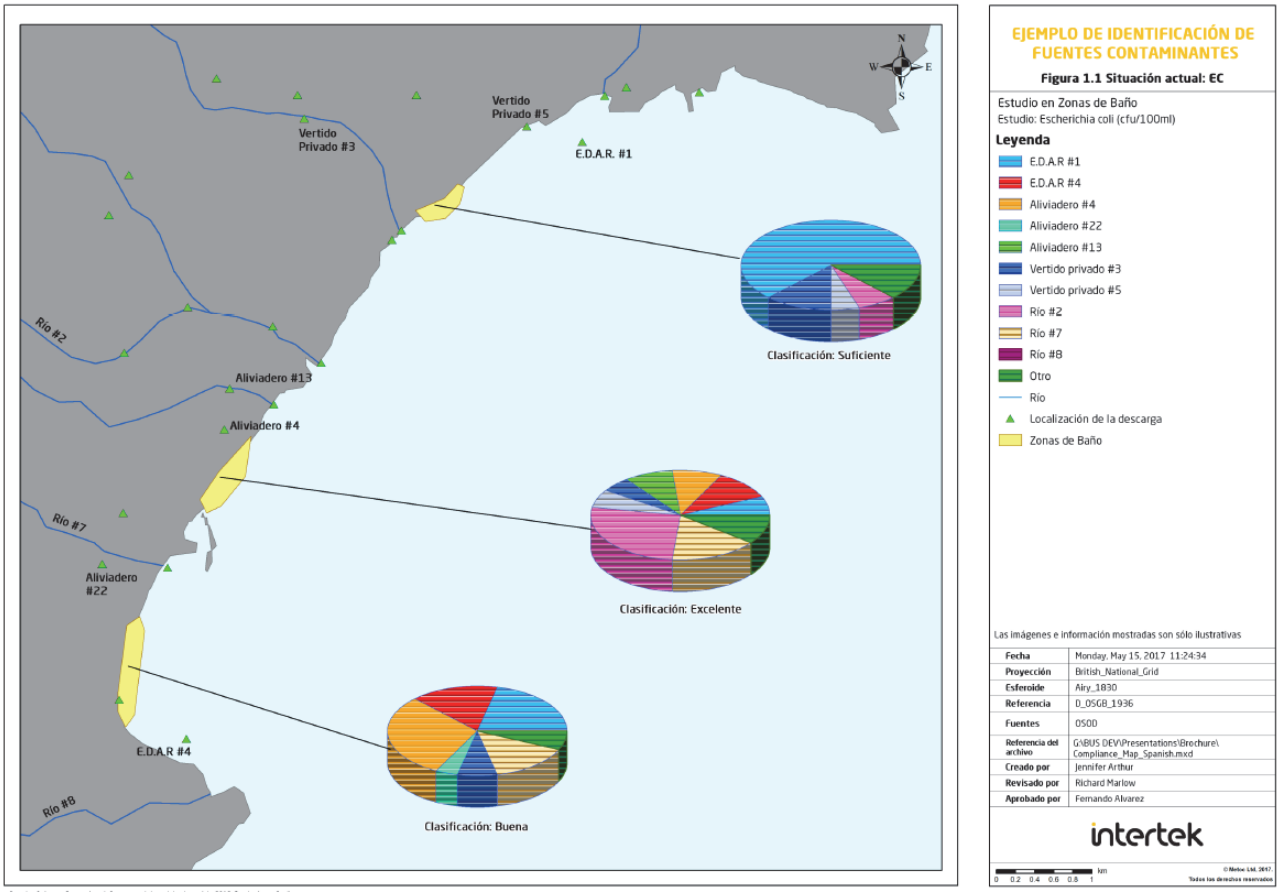


Figura 3. Ejemplo del resultado obtenido a través de STORM-OPTIMISER para la identificación de fuentes contaminantes en aguas de baño.

3. Aplicaciones

El uso de un modelo integral para la gestión de calidad de las aguas costeras es un método aprobado por la Environmental Agency (EA) así como por la Scottish Environment Protection Agency (SEPA) en el Reino Unido. Además, tiene una gran aceptación por parte de las empresas gestoras del agua que han confiado durante más de 30 años en este método para asegurar el cumplimiento con la normativa a la vez que se reducen los gastos asociados a la gestión del vertido de residuos.

A continuación, se presentan algunas de las aplicaciones y beneficios del uso de modelos integrales para el estudio de calidad de las aguas costeras:

- Mejorar el conocimiento del medio acuático en la zona de interés.
- Mejora el conocimiento sobre las causas de contaminación y cálculo del impacto medioambiental de las diferentes fuentes contaminantes.
- Posibilidad de modelizar diferentes sustancias contaminantes, desde concentración de bacterias fecales a metales pesados.
- Protección de la salud pública proporcionando sistemas de alertas y predicción de eventos contaminantes
- Aporte de soluciones que mejoren la eficiencia de los recursos de empresas gestoras de agua y organismos públicos. Algunas de estas medidas son el diseño de tanques de almacenamiento para aguas de tormenta, optimización del uso de emisarios o la instalación de plantas de tratamiento UV en estaciones de depuración de aguas residuales (EDAR).
- Asesoramiento en el cumplimiento de la Directivas Europeas u otros estándares medioambientales.
- Evaluación del efecto del cambio climático en los niveles de contaminación registrados, por ejemplo, cómo responde el sistema costero a variaciones en el régimen de precipitaciones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Análisis de los eventos extremos de rebase y estabilidad de la coronación de diques en talud

Mares-Nasarre, Patricia[a]; Herrera, María Piedad[b]; Gómez-Martín, María Esther[c] y Medina, Josep Ramon[d]
[a]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, patmana@upv.es, [b]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, mahergam@upv.es, [c]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, mgomar00@upv.es y [d]Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, jrmedina@upv.es.

Resumen

La determinación de la cota de coronación de los diques en talud es un aspecto fundamental en su diseño ya que tiene una repercusión directa sobre el coste de la estructura y su impacto visual. Habitualmente, para su determinación se fija una tasa promedio de rebase en fase de diseño que puede diferir más de dos órdenes de magnitud con el rebase instantáneo que en cada momento soporta el dique. Por esta razón, en este estudio se analizan los parámetros que describen el rebase instantáneo, centrando la atención en los métodos de estimación existentes para el espesor de la lámina de agua en coronación que es superado por el 2% de las olas incidentes. Estos métodos, desarrollados originalmente para estructuras tipo "dike", se validan para diques en talud convencionales con ensayos físicos 2D llevados a cabo en el canal de ensayos del LPC-UPV con el fin de proponer una nueva metodología que permita una mejor predicción y caracterización del rebase para diques en talud con manto monocapa de Cubípodos.

Palabras clave: *diques en talud, rebase, estabilidad de coronación, espesor de lámina de agua.*

1. Introducción

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño de un dique en talud es la determinación de su cota de coronación, por la repercusión que tiene sobre su coste, el impacto visual y el riesgo de rebase. La cota de coronación de un dique debe ser tal que garantice unos niveles de rebase que no superen a unos valores umbral fijados en la fase de proyecto. Para ello, se suele considerar una tasa de rebase promedio en los criterios de seguridad y funcionalidad de los diques rompeolas (ver EurOtop, 2016). No obstante, este rebase promedio puede ser más de dos órdenes de magnitud inferior al rebase instantáneo que soporta la estructura y que es el que condiciona la estabilidad hidráulica de la coronación del dique. Esto cobra especial importancia en diques en talud rebasables, situación habitual a causa de la elevación del nivel del mar y el cambio climático y las demandas sociales por reducir el impacto visual de las obras.

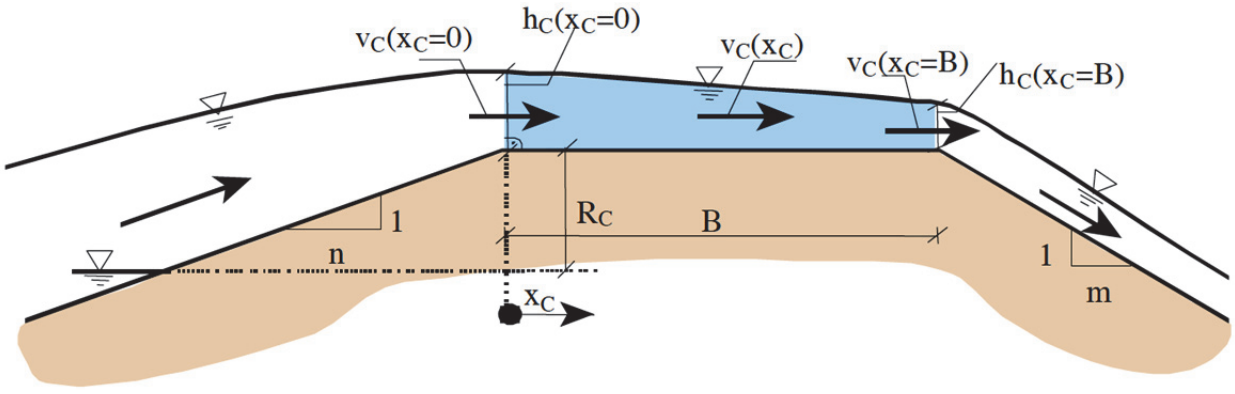


Fig. 1.Definición de parámetros del rebase en coronación (Schüttrumpf y Oumeraci, 2005).

Diversos autores han centrado sus investigaciones en caracterizar los valores extremos del rebase instantáneo. Van Gent (2002), y Schüttrumpf y Oumeraci (2005) describen el rebase instantáneo empleando como parámetros la velocidad del flujo y el espesor de la lámina de agua que son superados por el 2% de las olas incidentes. Por otra parte, también se han realizado investigaciones relativas a los efectos de las solicitaciones debidas el rebase instantáneo sobre la peligrosidad en diques en talud (ver Bae et al., 2016). No obstante, las formulaciones existentes han sido desarrolladas

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

para "dikes" y no para diques en talud convencionales. En el presente artículo se validarán los principales métodos propuestos para estimar el espesor de la lámina de agua en coronación de diques en talud rebasables con manto monocapa de Cubípodos.

2. Antecedentes

Schüttrumpf y Van Gent (2003) proponen un método para la estimación de los espesores de la lámina de agua alcanzados en coronación de "dikes", a partir de estudios que previamente habían realizado de forma independiente (ver Van Gent, 2002 y Schüttrumpf et al., 2002). En la Tabla 1 se recogen los principales rangos experimentales.

	Schüttrumpf et al. (2002)	**Van Gent (2002)**
Talud frontal (H/V)	3/1, 4/1, 6/1	4/1
$R_c/H_{s,toe}$	0,0 - 4,4	0,7 - 2,2
$H_{s,toe}/h_s$	0,1 - 4,4	0,1 - 4,3

Tabla 1. Rangos experimentales de los diferentes autores.

Este método se basa en la diferencia entre el francobordo del dique (R_c) y el remonte ficticio ($R_{u,2\%}$). Este remonte ficticio es el nivel que alcanzaría el agua sobre un talud infinito en el que solo rebasarían el 2% de las olas incidentes. Para su estimación, los autores proponen la fórmula de Van Gent (2001).

$$\begin{cases} \frac{R_{u,2\%}}{H_s} = c_0\,\xi_{s,-1} \;\; para \;\; \xi_{s,-1} \leq p \\ \frac{R_{u,2\%}}{H_s} = c_1 - \frac{c_2}{\xi_{s,-1}} \;\; para \;\; \xi_{s,-1} \geq p \end{cases} \qquad (1)$$

donde:

- $R_{u,2\%}$ [m] es la altura del remonte superado por el 2% de las olas incidentes
- H_s [m] es la altura de ola significante
- $\xi_{s,-1}$ [-] es el "surf similarity parameter", obtenido a partir del ángulo del talud frontal (α) y el periodo del oleaje ($T_{m-1,0}$)

$$\xi_{s,-1} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\,\pi\,T_{m-1,0}^2}{g\,H_s}}} \qquad (2)$$

- c_0, c_1, c_2 y p son coeficientes experimentales.

Parámetro	**Schüttrumpf et al. (2002)**	**Van Gent (2002)**
c_0	1,25	1,35
c_1	-	4,00

Tabla 2. Valor de los coeficientes experimentales c_0 y c_1.

$$\begin{cases} c_2 = 0{,}25\,\frac{{c_1}^2}{c_0} \\ p = 0{,}50\,\frac{c_1}{c_0} \end{cases} \qquad (3)$$

Para estimar el espesor de la lámina de agua en coronación, $h_{c,2\%}(x_c)$, que es superado por el 2% de las olas incidentes hay que obtener previamente el espesor de la lámina de agua al final del talud frontal, $h_{A,2\%} = h_{c,2\%}(0)$.

$$\frac{h_{A,2\%}}{H_s} = c_{A,h}^{*}\left(\frac{R_{u,2\%} - R_c}{H_s}\right) \qquad (4)$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Siendo $c_{A,h}$* un coeficiente empírico, cuyo valor se recoge en la Tabla 3. Con esta estimación del espesor de la lámina de agua al final del talud frontal superado por el 2% de las olas incidentes, se estima el espesor de la lámina de agua en coronación, $h_{c,2\%}(x_c)$.

$$\frac{h_{c,2\%}}{h_{A,2\%}(R_c)} = exp\left(-c^*_{c,h}\frac{x_c}{B}\right) \qquad (5)$$

donde:

- B [m] es el ancho de coronación
- $c_{c,h}$* es un coeficiente empírico, cuyo valor se recoge en la Tabla 3.

En 2016, en la nueva versión del EurOtop II Manual (2016) se recogen investigaciones más recientes y se propone una metodología distinta para la estimación del espesor de la lámina de agua en coronación que es superado por el 2% del oleaje incidente, también para "dikes". Este método se sigue basando en la diferencia entre el francobordo de la estructura y el remonte ficticio; la formulación para obtener el espesor de la lámina de agua al final del talud frontal es equivalente. No obstante, el espesor de la lámina de agua en coronación se describe como una primera zona de gran turbulencia, a causa del cambio de dirección del flujo, tras la que el flujo se estabiliza con un espesor aproximadamente constante de valor dos tercios el espesor de la lámina de agua al final del talud frontal. En cuanto a los coeficientes experimentales, se recogen en la Tabla 3.

Coeficiente	Schüttrumpf et al. (2002)	Van Gent (2002a)	EurOtop II Manual (2016)
$c_{A,h}$*	0,33	0,15	0,20 (talud 3/1); 0,30 (talud 6/1)
$c_{c,h}$*	0,89	0,40	-

Tabla 3. Coeficientes empíricos propuestos por los diferentes autores.

3. Metodología experimental

Para adaptar y validar los métodos expuestos para diques en talud convencionales, se han realizado ensayos físicos 2D a escala reducida en el canal de oleaje y viento del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV). Este canal tiene 30 metros de longitud y 1,20 metros de ancho y alto. En un extremo del canal, se sitúa un generador de oleaje de traslación, mientras que en el extremo opuesto se ubica el modelo frente a un sistema de disipación de energía. Se disponen dos rampas de fondo: en primer lugar, una rampa con un 4% de pendiente, que supone el paso de aguas profundas a aguas intermedias y seguidamente una rampa del 2% hasta el modelo en aguas con oleaje limitado por fondo.

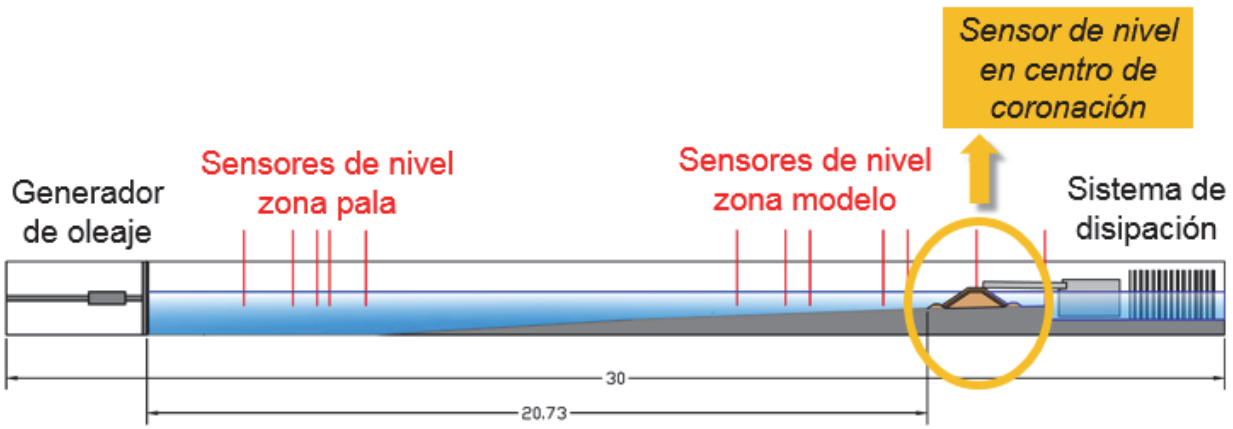


Fig. 2. Canal 2D de oleaje y viento del LPC-UPV.

A lo largo del canal se colocan dos grupos de sensores para caracterizar el oleaje tanto en generación como en zona de modelo. Tras el modelo, se ubica un sistema para registrar el rebase y en el centro de la coronación del modelo, un sensor de nivel para registrar los espesores de la lámina de agua en este punto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El modelo ensayado es un dique en talud rebasable, con berma de pie, talud H/V=3/2 y manto monocapa de Cubípodos (ver Figura 3). Se han lanzado trenes de mil olas irregulares generadas con espectro JONSWAP de parámetro pico 3,3. Se consideran dos calados a pie de dique (h_s[cm]=20 y 25) y, para cada uno de ellos, dos números de Iribarren (Ir_p=3 y 5). Se va incrementando la altura de ola en escalones de 1 centímetro desde 8 centrímetros hasta que el oleaje rompe en generación o el dique alcanza el inicio de destrucción. En la Tabla 4, se recogen las dimensiones y rangos experimentales.

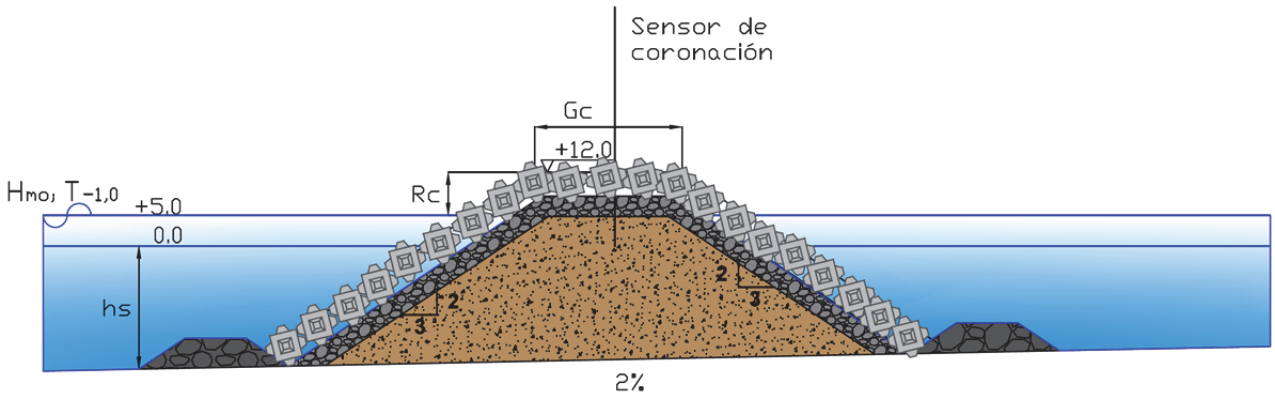


Fig. 3. Sección del dique en talud ensayado en el Canal 2D de oleaje y viento del LPC-UPV.

Talud frontal (H:V)	3:1
$R_c/H_{s,toe}$	0,4 - 2,3
$H_{s,toe}/h_s$	0,2 - 0,7
$H_{s,toe}$/Dn	1,4 - 4,2

Tabla 4. Rangos experimentales de los ensayos realizados en el LPC-UPV.

Tras cada ensayo, el oleaje incidente y reflejado en zona de generación se separa usando el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004), mientras que en zona de generación se emplean los resultados de ensayos en vacío (Herrera, 2016). La estabilidad del manto se analiza usando el método de la malla virtual (Gómez-Martín y Medina, 2006) y el rebase se registra de forma continua empleando un sistema de pesaje en la parte posterior del modelo.

4. Análisis y resultados

Para cuantificar la bondad del ajuste entre los datos experimentales y las estimaciones de las diferentes fórmulas, se emplea el error cuadrático medio relativo (rMSE), según la expresión:

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{\frac{1}{N_0}\sum_{i=1}^{N_0}(t_i-e_i)^2}{\frac{1}{N_0}\sum_{i=1}^{N_0}(t_i-t)^2} \qquad (6)$$

Donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la variaza del valor observado de la variable, N_0 es el número de datos, t_i es el valor observado de la variable y e_i es el valor estimado de la variable. El valor rMSE mide la proporción de varianza no explicada por el estimador; el mejor estimador es el que tiene un rMSE más pequeño.

4.1 Análisis de las metodologías existentes

En primer lugar, se muestran en ordenadas los resultados obtenidos del espesor de la lámina de agua superado por el 2% de las olas incidentes con las metodologías propuestas por Schüttrumpf y Van Gent (2003) y el EurOtop II Manual (2016) y en abscisas el espesor de la lámina de agua observado en laboratorio (ver Figura 4). Como estimador del remonte se ha empleado la Ecuación (1) para "dikes" propuesto por Schüttrumpf y Van Gent (2003). En la Tabla 5 se recogen los valores del error cuadrático medio relativo para cada metodología.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

	Schüttrumpf et al. (2002)	Van Gent (2002)	EurOtop II Manual (2016)
rMSE	0,72	0,35	0,38

Tabla 5. Resultados del error cuadrático medio relativo empleando la estimación del remonte ficticio para "dikes".

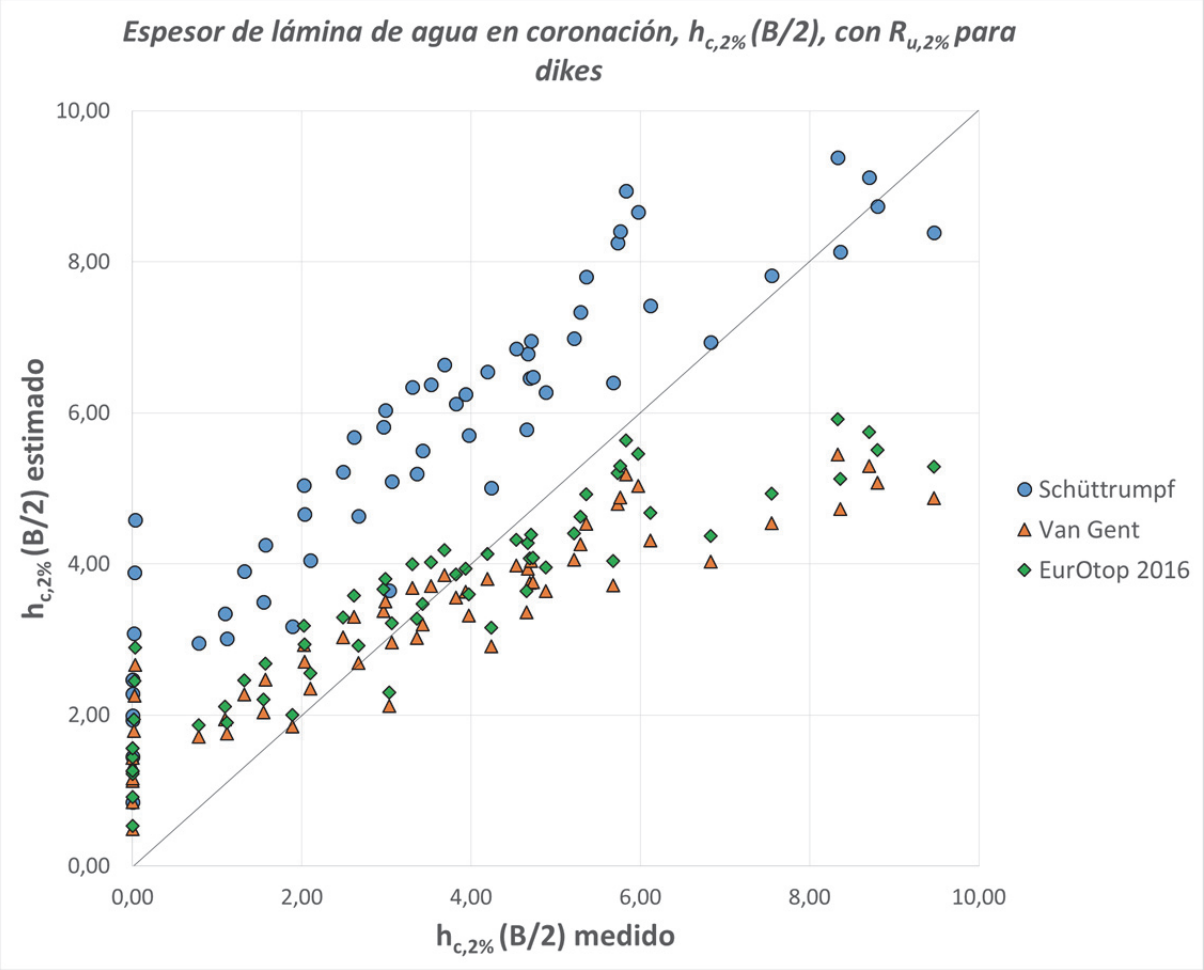


Fig. 4. Comparación entre el espesor de la lámina de agua en coronación, $h_{c,2\%}(B/2)$, estimado con Ec. (1) y medido en los ensayos. Gráfico en cm.

Las estimaciones no son buenas, siendo la peor aquella obtenida con los coeficientes de Schüttrumpf et al. (2002). A la vista de estos resultados, se puede afirmar que los métodos existentes no estiman de forma precisa los espesores de la lámina de agua en coronación para diques en talud. Por tanto, es necesaria una nueva propuesta que mejore dicho ajuste y permita una mejor estimación del espesor de la lámina de agua para diques en talud convencionales.

4.2 Nueva metodología para diques en talud convencionales

Dado que queremos estudiar un dique en talud convencional, se propone emplear un estimador más adecuado para el remonte ficticio. Por ello, se toma la fórmula de remonte propuesta por el EurOtop Manual (2007) para diques en talud convencionales, equivalente a aquella recogida en el EurOtop II Manual (2016), y que se muestra a continuación:

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = 1{,}65\,\gamma_b\,\gamma_f\,\gamma_\beta\,\xi_{m-1,0} \qquad (7a)$$

Con un valor máximo de:

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = 1{,}00\,\gamma_{f,surging}\gamma_\beta\,\gamma_b\left(4{,}0 - \frac{1{,}5}{\sqrt{\xi_{m-1,0}}}\right) \qquad (7b)$$

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Donde:

- H_{m0} [m] es la altura de ola espectral.
- γ_b [-] es el factor de berma.
- γ_f [-] es el factor de rugosidad. Este coeficiente es función del manto y la fórmula empleada, por lo que se toma un valor de 0,61 para manto monocapa de Cubípodos (Molines, 2015).
- γ_β [-] es el factor de incidencia oblicua del oleaje.
- $\gamma_{f,surging}$ [-] es un coeficientes que crece linealmente a partir de un valor de 1,8 para $\xi_{m-1,0}$, según:

$$\gamma_{f,surging} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1{,}8)\frac{1-\gamma_f}{8{,}2} \qquad (7c)$$

Cabe mencionar que para estructuras permeables, el valor de $R_{u,2\%}/H_{m0}$ es menor o igual a 2,0.

Con este nuevo estimador del remonte ficticio, se representa en abscisas el espesor de la lámina de agua en coronación observado en laboratorio y en ordenadas la estimación del espesor de la lámina proporcionada por la fórmula de la Ecuación 7 (ver Figura 5).

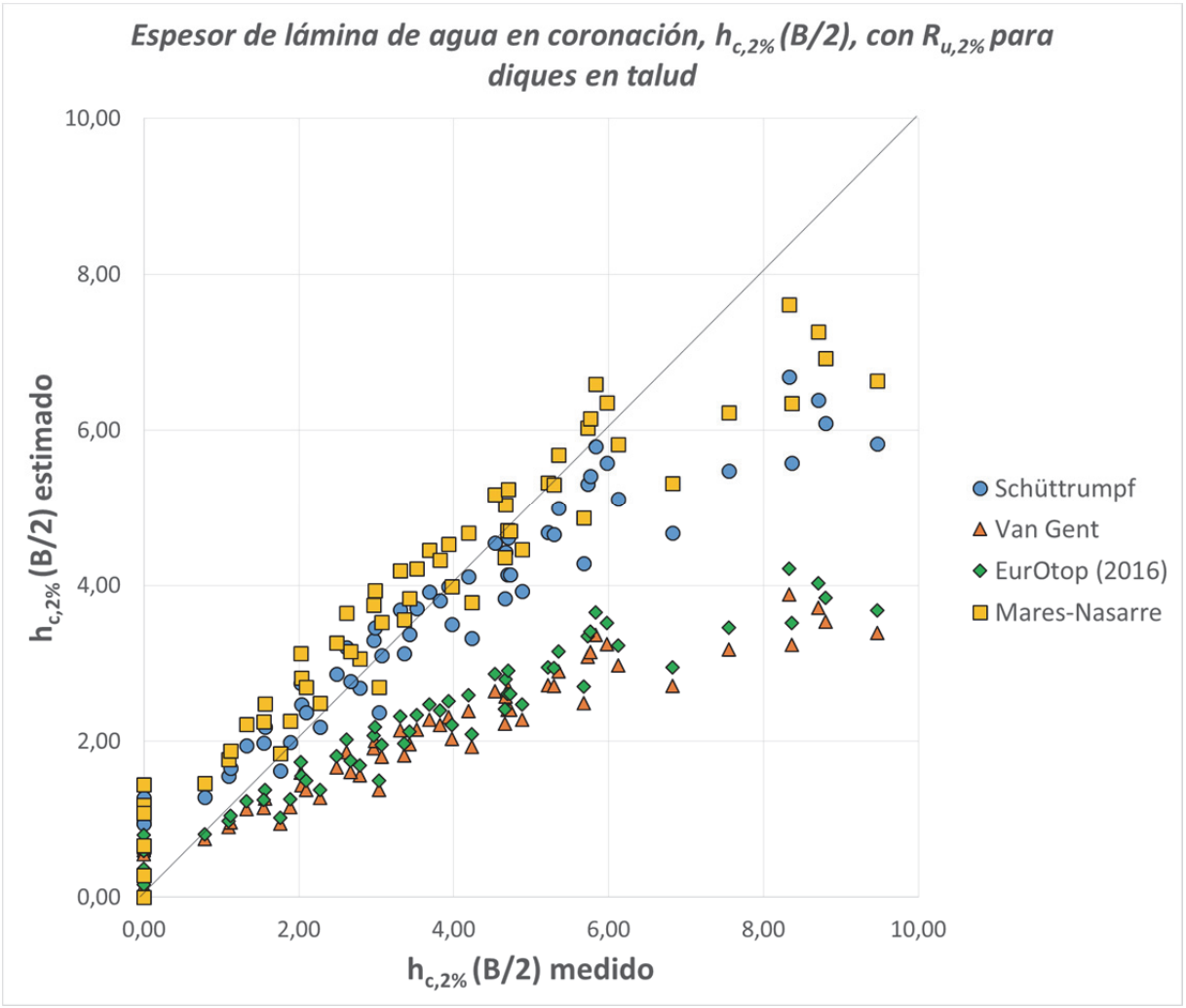


Fig. 5. Comparación entre el espesor de la lámina de agua en coronación, $h_{c,2\%}(B/2)$, estimado con Ec. (7) y medido en los ensayos. Grafico en cm.

La bondad del nuevo ajuste se recoge en la Tabla 6. Se puede observar como la estimación obtenida a partir de los coeficientes propuestos por Schüttrumpf et al. (2002) ven mejorada su estimación, mientras que las otras dos propuestas se ven penalizadas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

	Schüttrumpf et al. (2002)	Van Gent (2002a)	EurOtop II Manual (2016)
rMSE	0,17	0,88	0,76

Tabla 6. Resultados del error cuadrático medio relativo empleando la Ecuación 7 para estimación del remonte ficticio.

Finalmente se optimizan los coeficientes empíricos con el fin de mejorar la estimación reduciendo el error cuadrático medio relativo hasta un valor de 0,12. Estos nuevos coeficientes se muestran en la Tabla 7.

	$c_{A,h}$*	$c_{c,h}$*	rMSE
Mares-Nasarre	0,35	0,75	0,12

Tabla 7. Coeficientes empíricos propuestos y bondad de ajuste.

5. Conclusiones

En el presente artículo, se ha abordado la determinación de la cota de coronación de diques en talud con baja cota de coronación; esta es una situación relevante a causa del cambio climático y las demandas sociales de reducir los impactos visuales de las estructuras. Así se ha visto como al ser el rebase instantáneo muy superior al promedio, este primer criterio no es suficiente para obtener la cota de coronación óptima.

Por todo ello, se han analizado los modelos existentes para estimar el espesor de la lámina de agua en coronación que es superado por el 2% de las olas incidentes ($h_{c,2\%}$). Estos modelos se han contrastado experimentalmente con ensayos físicos 2D a escala reducida en el canal de ensayos del LPC-UPV, observando una gran disparidad entre los modelos disponibles para “dikes” (taludes H/V=3 a 6) y los resultados de los nuevos ensayos físicos de dique en talud convencional con H/V=1.5.

Dado que los métodos disponibles actualmente han sido desarrollados para "dikes", diferentes de los diques en talud convencionales, se propone emplear el nuevo estimador del remonte del 2% para diques en talud. Se proponen unos nuevos coeficientes empíricos (Tabla 7) para utilizar en las Ecuaciones (4) y (5) junto con la (7) para la estimación del remonte del 2%; el modelo resultante explica el 88% de la varianza aobservada (rMSE=0.12).

Agradecimientos

Los autores agradecen el soporte financiero al Ministerio de Economía, Industria y Competitividad y al FEDER (BIA2015-70436-R) y el apoyo del programa FPU (Formación de Profesorado Universitario) financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte (FPU16/05081).

Referencias

BAE, H.U., YUN, K.M., YOON, J.Y. y LIM, N.H. (2016). “Human stability with respect to overtopping flow on the breakwater” en *International Journal of Applied Engineering Research*, vol. 11, No. 1, pp. 111-119.

FIGUERES, M. y MEDINA, J.R. (2004). “Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model” en *Proc. 29th ICCE.* Lisboa (Portugal): ASCE. 594-603.

GÓMEZ-MARTÍN, M.E.. y MEDINA, J.R. (2006). “Damage progression on cube armoured breakwaters" en *Proc. 30th ICCE.* San Diego (USA): ASCE. 5229-5240.

HERRERA, M.P. (2016). *Mound breakwater design in depth-limited breaking wave conditions.* Tesis doctoral. Valencia: Universitat Politècnica de València, < https://riunet.upv.es/handle/10251/82553?show=full> [Consulta: 1 de abril 2017]

MOLINES, J. (2015). *Wave overtopping and crown wall stability of cube and Cubipod-armored mound breakwaters*. Tesis doctoral. Valencia: Universitat Politècnica de València, <https://riunet.upv.es/handle/10251/62178> [Consulta: 21 de enero 2017]

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

PULLEN, T., ALLSOP, N.W.H., BRUCE, T., KORTENHAUS, A., SCHÜTTRUMPF, H., VAN DER MEER, J.W. *EurOtop, 2007. Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual (EurOtop Manual).* Environmental Agency, UK/ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL/KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany, <http://www.overtopping-manual.com> [Consulta: 23 de enero de 2017]

SCHÜTTRUMPF, H., MÖLLER, J. y OUMERACI, H. (2002). "Overtopping flow parameters on the inner slope of seadikes" en *Proc. 28th ICCE.* Cardiff (UK): ASCE. 2116-2127.

SCHÜTTRUMPF, H. y OUMERACI, H. (2005). "Layer thickness and velocities of wave overtopping flow at seadikes" en Coastal Engineering, vol. 52, 473-495.

SCHÜTTRUMPF, H. y VAN GENT, M. (2003). "Wave overtopping at seadikes" en *Proceedings Coastal Structures 2003.* Portland (Oregon): ASCE. 431-443.

VAN DER MEER, J.W., ALLSOP, N.W.H., BRUCE, T., DE ROUCK, J., KORTENHAUS, A., PULLEN, T., SCHÜTTRUMPF, H. TROCH, P. AND ZANUTTIGH, B. (2016). *EurOtop, 2016. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application.* <http://www.overtopping-manual.com> [Consulta: 24 de enero de 2017]

VAN GENT, M. (2001). "Wave run-up on dikes with shallow foreshores" en *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, vol. 127, No. 5, pp. 254-262.

VAN GENT, M. (2002). "Wave overtopping events at dikes" en *Proc. 28th ICCE.* Cardiff (UK): ASCE. 2203-2215.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Adaptación de terminales portuarias al incremento de tamaño de los buques

Pita, Eloy[a]; Sánchez-Barriga, Mario[b] y Martín, Lucas[c]

[a]Ingeniería Creativa Pita, S.L. (INCREA), C/ Buganvilla, 6 Portal 1, 1ºA Madrid 28036,. Tlf.: +34 913785266 epita@increa.eu; www.increa.eu, [b]Ingeniería Creativa Pita, S.L. (INCREA), C/ Buganvilla, 6 Portal 1, 1ºA Madrid 28036, Tlf.: +34 913785270 msanchezb@increa.eu; www.increa.eu, [c]Ingeniería Creativa Pita, S.L. (INCREA), C/ Buganvilla, 6 Portal 1, 1ºA Madrid 28036. Tlf.: +34 913844443 lmartin@increa.eu; www.increa.eu.

Resumen

Los barcos que llegan a nuestros puertos tienen unas dimensiones cada vez mayores y las terminales portuarias deben adaptarse a ello si quieren seguir brindando servicio a sus clientes.

El incremento de calado exige unas dársenas más profundas y muelles de mayor calado. En los muelles existentes, el incremento de profundidad obliga a actuaciones que varían en función de su tipología.

El incremento de las dimensiones de los buques ("obra muerta"y superestructura), hace que las infraestructuras portuarias deban tener elementos de amarre y atraque de grandes proporciones.

En muchos casos, en muelles antiguos, se puede incrementar su longitud con prolongaciones o con la adición de duques de alba complementarios. Respecto a las defensas, si estos buques consiguen (con sus equipos propulsores) disminuir la velocidad de impacto contra las mismas, se puede reducir la energía a absorber. Si la carga (tiro de bolardo o empuje contra la defensa) aumenta, en obras antiguas, no basta con cambiar los bolardos o defensas por unos de mayores proporciones, sino que toda la cadena estructural deberá tener suficiente capacidad portante.

En este artículo se reflexionará, a la luz de varias obras proyectadas por Increa, las soluciones ingenieriles para incrementar la capacidad de infraestructuras existentes.

1. Introducción

En el presente artículo se plantean diferentes soluciones ingenieriles para dar respuesta al incremento de tamaño de los buques:

- incremento de calado,
- incremento de dimensiones en planta,
- incremento de la capacidad de los elementos de amarre.

2. Soluciones para el incremento de calado

A continuación, se describen las soluciones ingenieriles adoptadas en varias obras proyectadas por Increa para lograr dotar a los muelles de un mayor calado, explicando los condicionantes que han llevado a su diseño.

Además, se exponen algunas reflexiones relativas a algunos trabajos en los que ha participado Increa.

2.1 Muelle de Poniente en Palma de Mallorca (Islas Baleares)

El muelle existente tenía una longitud total de 216 m. Estaba constituido por bloques de hormigón cimentados a la cota -9,00 salvo los 20 m más a poniente, que estaban cimentados a la cota -7,16 m. Además, el tacón ro-ro estaba formado por un muelle claraboya, de 35 m de longitud, cimentado a la cota -7,00 m.

El objetivo de la actuación era lograr que todo el muelle y el tacón tuvieran un calado de 9 m.

En la zona de muelle de bloques se incrementó el calado mediante la siguiente solución estructural (ver Figura 1)

- Pantalla frontal de pilotes de 1 m de diámetro
- Cierre trasero de inyecciones de mortero de baja movilidad
- Mejora del terreno mediante inyecciones de jet-grouting

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

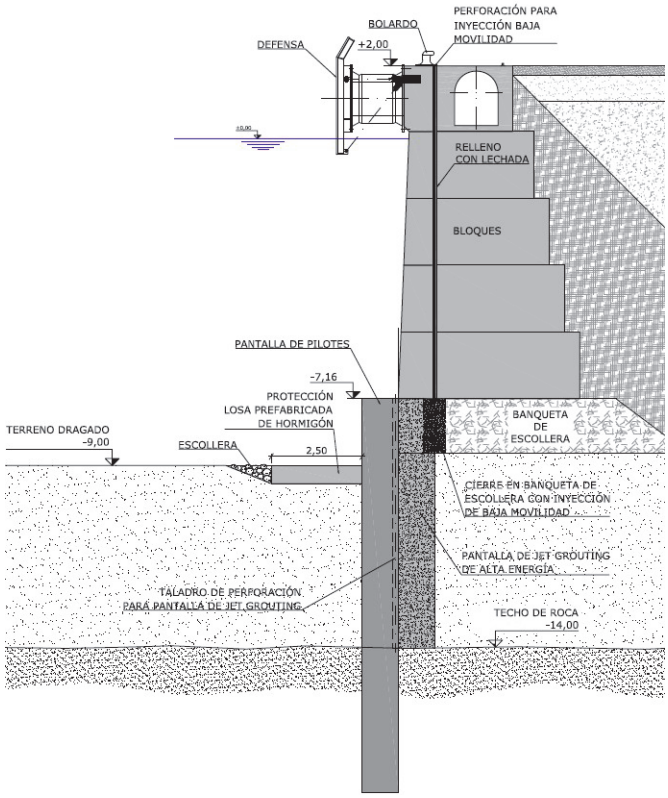


Figura 1.Esquema de disposición de pilotes, columnas de jet-grouting y cierre con mortero de baja movilidad en muelle de bloques

En la zona de muelle claraboya fue suficiente con disponer una pantalla de pilotes, tal y como se muestra en la siguiente figura:

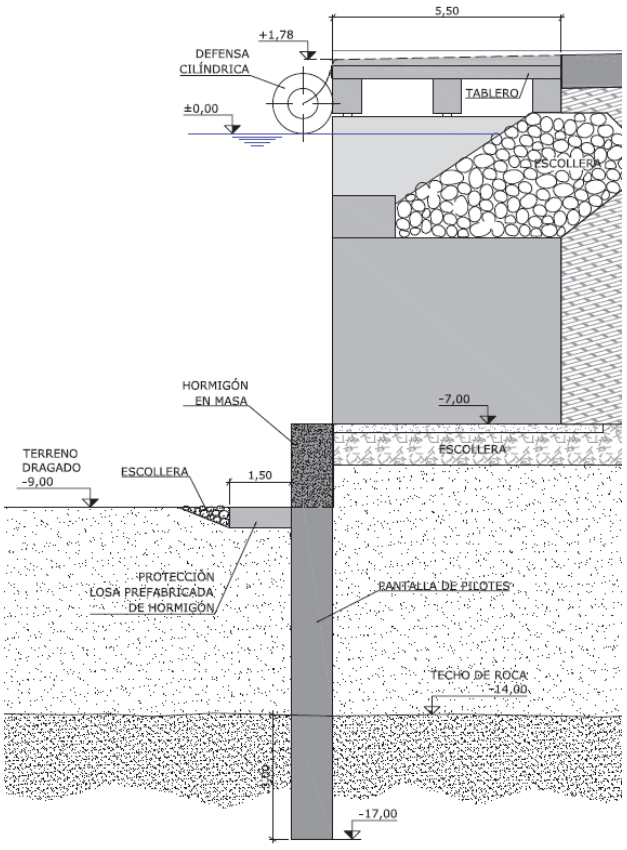


Figura 2. Esquema de disposición de pilotes en muelle de claraboya

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

La pantalla de pilotes (convenientemente armados) se diseñó para trabajar como una ménsula que resistía las cargas generadas por el muro, transmitiéndolas a su empotramiento inferior.

Dado que los pilotes se colocaron por delante del cantil del muelle, el diámetro máximo de los pilotes se limitó a 1 m, dimensión menor que el vuelo de la defensa.

Se estudió la posibilidad de prescindir de la mejora del terreno en el trasdós de la pantalla. No obstante, en la zona de muelle de bloques no fue posible debido a los momentos de diseño excesivos que aparecían en los pilotes. Es decir, en el muelle de bloques fue necesario mejorar el terreno en el trasdós. Sin embargo, en la zona de muelle claraboya la magnitud de los esfuerzos era menor, por lo que no fue necesario realizar la mejora del terreno.

Dadas las características del terreno, predominantemente granular, el mismo resultó apto para realizar un tratamiento mediante jet-grouting. Se ubicaron estas columnas delante de la puntera del muelle, para evitar la necesidad de perforar los bloques existentes.

Para asegurar la formación correcta de las columnas de jet-grouting en la zona de escollera, se previó la ejecución de un cierre trasero mediante inyecciones de mortero de baja movilidad. Estas inyecciones se llevaron a cabo mediante taladros a través del muelle de bloques. De este modo, aprovechando la necesidad de tener que atravesar los muelles de bloques, se realizó un cierto cosido entre los mismos, disminuyendo el riesgo de vuelco y deslizamiento de un bloque sobre otro.

Los pilotes se empotraron 4 m en el sustrato rocoso y se armaron para resistir los esfuerzos de flexión, cortante y cumplir con el estado límite de fisuración

2.2 Muelle de pilotes para Pescanova en Redondela (Ría de Vigo)

En esta obra la problemática era diferente, dado que era posible adelantar la línea de muelle existente, que era un muelle de bloques cimentado a una cota insuficiente. Como el calado del atraque aumentaba según el fondo se alejaba del muelle actual, se ejecutó un muelle de pilotes adosado al muelle existente, con un ancho de 9,5 m, por lo que se alcanzaba una zona donde el calado era suficiente (6,6 m en bajamar). En la siguiente figura se ve la sección tipo.

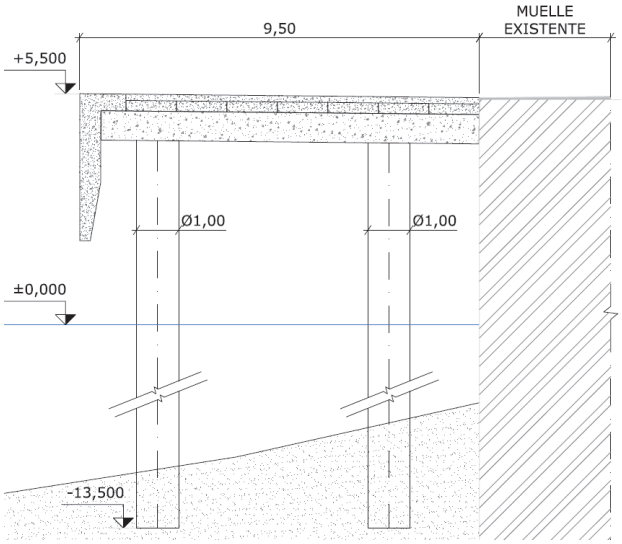


Figura 3.Sección tipo del nuevo muelle de pilotes

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0



Figura 4. Imagen de las obras. Fuente: FCC Construcción.

Otras características básicas del muelle proyectado se muestran a continuación:

- Pilotes circulares metálicos de diámetro exterior 1,04 m
- Longitud de muelle de 90,05 m
- Cota de coronación de +5,50.

Se realizó un modelo en 3D mediante el método de los elementos finitos para el cálculo de esfuerzos en el conjunto formado por el tablero y los pilotes. La prefabricación de elementos fue muy alta, para simplificar la construcción.

2.3 Muelle de Combustibles y Ro/Ro en Ibiza (España)

Se trata de un proyecto de renovación de un antiguo muelle de pilotes, incrementando su calado y capacidad mediante el diseño de una solución de tablestacas.

En este caso se adelantó ligeramente la línea de muelle colocando la tablestaca principal por delante del muelle existente (ver figuras a continuación).

Increa realizó la optimización del conjunto tablestaca-larguero-tirante, (teniendo muy en cuenta las condiciones de durabilidad).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

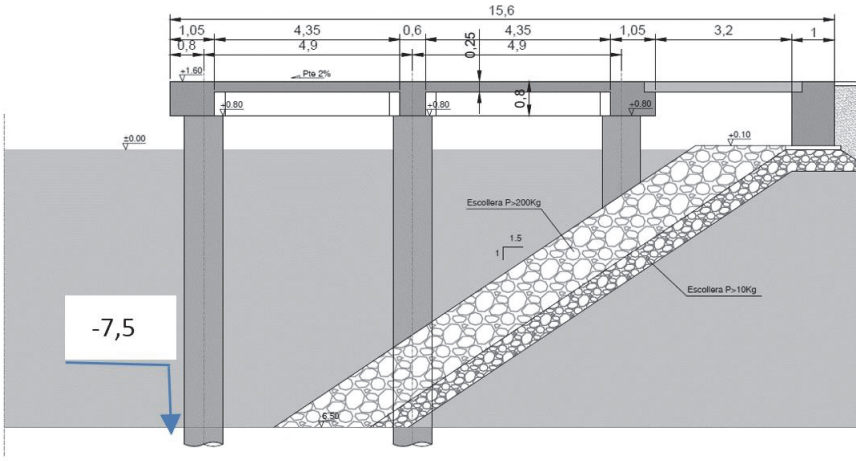


Figura 5. Estado anterior a las obras. Sección tipo muelle Levante, donde se muestra el calado medio previo

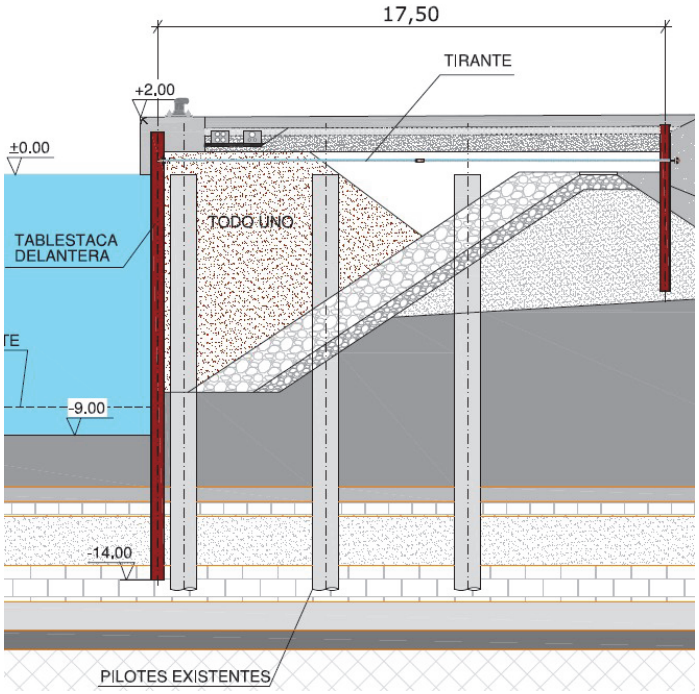


Figura 6. Estado final. Sección tipo muelle Levante

2.4 Ampliación del Muelle de Raíces en la ría de Avilés

En este momento, por encargo de la Autoridad Portuaria de Avilés, Increa está trabajando en el estudio de alternativas y en la redacción del Anteproyecto.

Se trata de un muelle de gravedad cuyo **calado y capacidad van a incrementarse** a la vez que se adelanta el cantil y se estudian las implicaciones ambientales del dragado a realizar delante del muelle.

Se contemplan las siguientes alternativas:

- Muelle de bloques
- Muelle de tablestacas
- Muelle de pilotes
- Pantalla de pilotes bajo el muelle existente
- Demolición del muelle existente

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

A priori, consideramos que la alternativa de tablestacas es la que tiene más ventajas:

- No se pone en riesgo la estabilidad de la estructura existente, que quedará embebida en el nuevo muelle.
- Medioambientalmente, se evita la necesidad de llevar a vertedero el material de dragado, pues permite la colocación de la totalidad del material en el trasdós de las tablestacas, con total confinamiento del mismo durante la ejecución.
- Se permite compatibilizar la explotación parcial del muelle actual durante las obras. Si se emplean medios terrestres (en lugar de pontonas) para la construcción, se facilita dicha explotación.

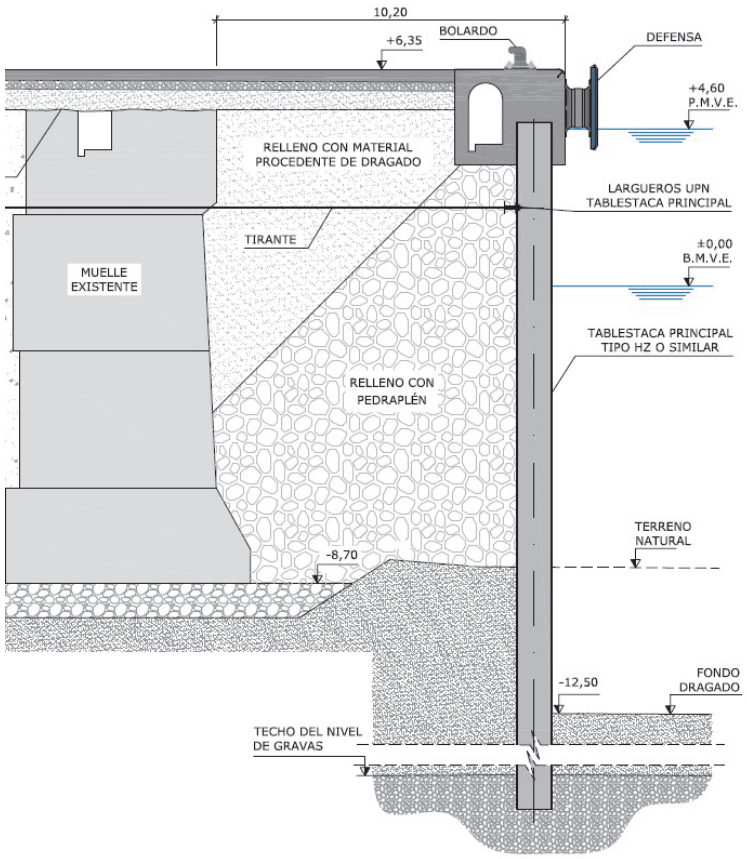


Figura 7. Alternativa de tablestacas. Muelle de raíces en la ría de Avilés

3. Incremento de la capacidad de las infraestructuras

La fuerza transmitida por el buque a las obras de amarre está directamente relacionada con la superficie del buque expuesta al viento.

En la siguiente imagen puede observarse las enormes áreas expuestas al viento en diversos buques tipo (cada uno corresponde al de mayor eslora de su categoría). En color gris se representa el área expuesta y en color rojo, el área sumergida, que puede considerarse proporcional al desplazamiento.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

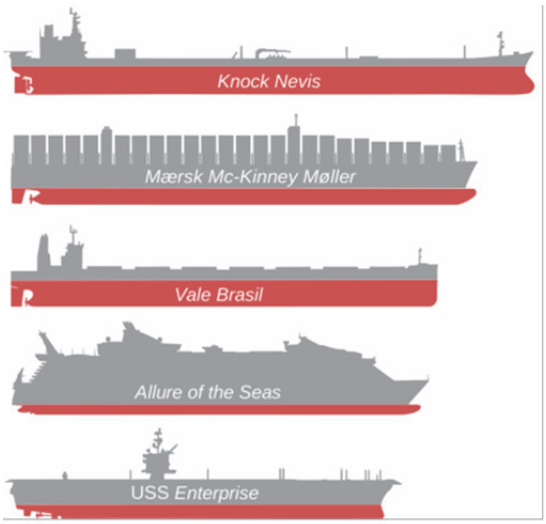


Figura 8. Propiedades grandes buques tipo

Por tanto, si el agente preponderante para diseñar un sistema de amarre (bolardos) es el viento (lo cual es lo habitual), está claro que las cargas de amarre serán proporcionales a la superficie expuesta y que un buen indicador podría ser el arqueo (registro bruto) del buque (volumen, que correspondería al total de la imagen del buque). En los últimos años, dicho arqueo no para de crecer.

Si el agente preponderante son las corrientes, será el desplazamiento el que condiciones la fuerza de amarre. Este desplazamiento también aumenta, correlativamente, con el tamaño del buque.

Otro hecho singular que caracteriza la disposición de amarre de algunos buques, como los cruceros, es el ángulo de incidencia de las acciones. Los cruceros, con la cubierta situada a gran altura, generan ángulos muy verticales de las amarras, generando fuerzas verticales ascendentes, que deben ser resistidas por el sistema de anclaje del bolardo.

3.1 Los bolardos del Puerto de Palma de Mallorca (Islas Baleares)

Debido a la llegada de cruceros de grandes dimensiones, las estructuras de amarre construidas en el pasado habían quedado obsoletas y eran cada día más frecuentes los daños en bolardos, etc. La Autoridad Portuaria de Baleares encargó al autor de este artículo un estudio de las soluciones más adecuadas para incrementar la capacidad de los bolardos de la mayor parte de sus muelles.

3.2 Los nuevos muelles en Botafoc (Ibiza, islas Baleares)

Entre los años 2010 y 2012 se ejecutaron las obras de "Explanada y muelles comerciales al abrigo del dique de Botafoc", proyectadas por Increa, que dan lugar, entre otras obras, a dos pantalanes (Muelle Transversal 1 y Muelle Transversal 2) con una longitud unitaria de 200 m más los duques de alba, generando cuatro líneas de atraque de 232 m de longitud. En la siguiente imagen vemos la planta de las obras construidas

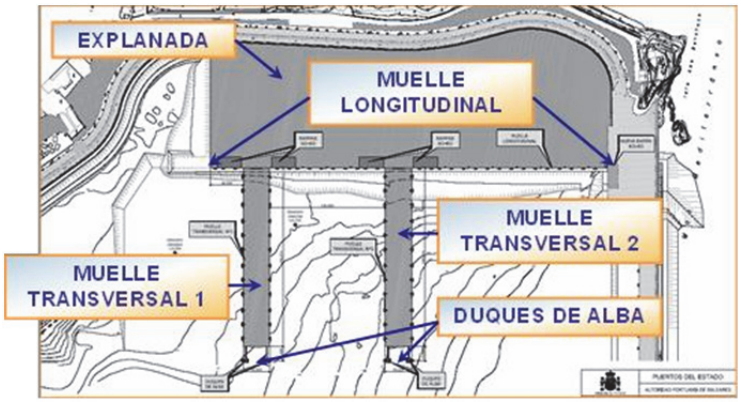


Figura 9. .Explanada y muelles comerciales al abrigo del muelle de Botafoc

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

No obstante, ante la demanda creciente de cruceros de gran tamaño, la longitud de estos muelles transversales resultaba insuficiente para buques de esloras entre 220 y 340 m ya que únicamente pueden atracar en el Muelle Adosado al Dique de Botafoc (que se ve a la derecha de la imagen anterior), donde también ha de producirse la descarga de los petroleros, produciéndose cada vez más interferencias que afectan negativamente a unos y otros tráficos. Para dar respuesta a esta situación, se decidió la prolongación del muelle transversal 2.

Increa resultó adjudicataria de dicho Proyecto, gracias al cual se completó una longitud total de atraque de 375 m en el lado sur y 328 m en el lado norte para dar servicio a buques Ro/Ro y cruceros de gran eslora mediante 3 duques de alba pilotados, con las siguientes características:

Los duques de alba 1 y 2 consisten en un tablero de hormigón armado de 17,80 x 28,70 x 2,20 m, empotrados en 16 pilotes de hormigón armado con camisa de acero de 2 m de diámetro. Están equipados con bolardos de 200 t y defensas de gran capacidad.

El duque de alba 3 dispone de un tablero de hormigón armado de 17,80 x 9,80 x 2,50 m, empotrado en 8 pilotes iguales a los anteriores. En este caso, los bolardos son de 300 t.

Como buque de diseño se escogieron los cruceros de la Clase Freedom, con una eslora de 339 m, una manga de 38,60 m y un calado de 8,50 m.

Lógicamente, se hicieron los correspondientes estudios de navegación (maniobras de atraque) y de comportamiento del buque amarrado.

En la *Figura 10* vemos una planta de las obras. Las estructuras sombreadas son las de nueva construcción

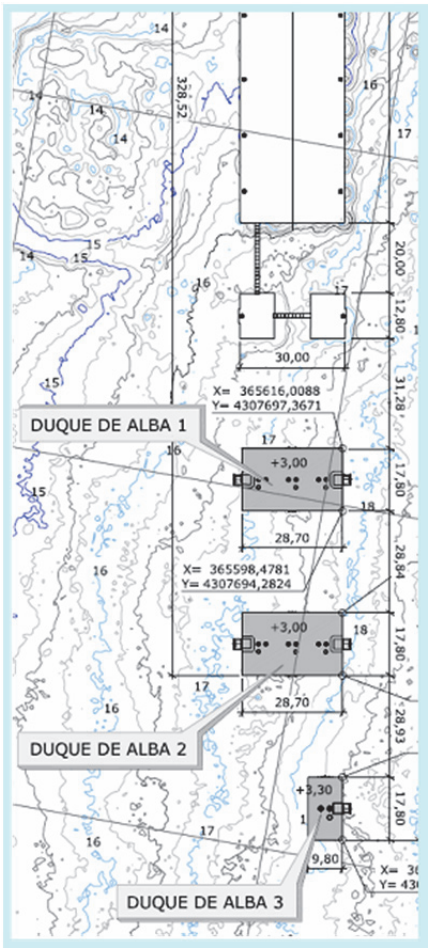


Figura 10. Planta de las obras de los nuevos duques de alba.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la *Figura 11* se ilustra el atraque del crucero Balmoral (Fred. Olsen Cruise Line), haciendo uso de las intalaciones proyectadas para la ampliación mencionada en la figura anterior.



Figura 11. Vista de los muelles y duques de alba proyectados por Increa en Botafoc.

La mayor singularidad de estos muelles es la gran "vela" que tienen los buques que atracan en ellos, por lo que la acción del viento sobre ellos es enorme. Esta acción deberá ser soportada por el muelle, con unas líneas de amarre que tienen la complejidad de partir de puntos muy altos en los barcos. Además, deben tenerse en cuenta en el diseño las enormes fuerzas horizontales generadas durante el atraque.

La experiencia de la ampliación de la primera línea de atraque al abrigo del dique de Botafoc permitió a INCREA, profundizar en la problemática y ofrecer una solución segura y de calidad. Ello supuso un desarrollo tecnológico innovador, caracterizado por:

- Estudio estructural en detalle para la tipología de duques de alba pilotados.
- Empleo de nudos complejos para asegurar el empotramiento de los pilotes en el tablero.
- Posibilitar el amarre en bolardos alejados del cantil, dando lugar a una mejora funcional.
- Disposición de parejas de bolardos en puntos de amarre de servicio a buques situados a ambos lados del atraque.
- Colocación de anclajes de reserva para operaciones de mantenimiento y reparación

4. Conclusiones

Está claro que los puertos deben adaptarse de forma inteligente al creciente tamaño de los buques que operan en el mundo.

Incremento de calado

La selección de la tipología de las obras de incremento de calado depende de diversos condicionantes, tales como la posibilidad de adelantar la línea de muelle, la geotecnia (por ejemplo, para la viabilidad de hinca de la solución de tablestacas), la posible interacción de la nueva tipología con la existente o los condicionantes mediambientales (por ejemplo, en caso de los dragados necesarios).

Además, es fundamental el estudio de los detalles constructivos y la posible afección, durante la ejecución de las obras, a las obras existentes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Incremento de dimensiones en planta

Es fundamental realizar estudios de maniobras para analizar las dimensiones de las dársenas y de las obras de atraque. Una solución barata, en algunos casos, consiste en la construcción de duques de alba que incrementen la longitud útil de los muelles.

Incremento de la capacidad de los elementos de amarre

Con la aparición de grandes buques, se ha registrado un considerable aumento de la frecuencia de fallo en los sistemas de amarre coincidiendo con episodios de fuerte viento. Dichos fallos son principalmente debidos a la gran superficie expuesta al viento, que da lugar a grandes fuerzas a transmitir a las infraestructuras.

En adición a las grandes fuerzas del viento, la posibilidad de fallo se ve incrementada por los grandes ángulos que forman las amarras con el plano horizontal al partir de las elevadas cubiertas de los buques y, en especial, de los cruceros. Esto da lugar a que la resultante de las fuerzas en cada punto de amarre sea más vertical, generando tracciones en dicha dirección que no son propicias para su comportamiento estructural.

Por todo ello, y con objeto de reducir los riesgos asociados a estos fallos, recomendamos el estudio en detalle del comportamiento del buque amarrado, preferiblemente con modelos numéricos dinámicos cuando se intuyan fenómenos complejos no detectables con formulaciones analíticas (efectos de segundo orden, resonancia…).

Referencias

INCREA (2016). *Adecuación del muelle de Raíces para nuevos tráficos*. Anteproyecto y documento ambiental de las obras. Cliente: Autoridad Portuaria de Avilés (Asturias, España)

INCREA (2016). *Prolongación del dique-muelle del Puerto de Santa Cruz de La Palma Refuerzo de Bolardos.* Proyecto constructivo. Cliente: Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife (islas Canarias, España).

INCREA (2015). *Comprobación del comportamiento estructural del pantalán y los duques de alba del muelle transversal 2, para el atraque de buques de gran eslora en el puerto de Eivissa.* Asistencia Técnica. Cliente: Autoridad Portuaria de Baleares (Islas Baleares, España)

INCREA (2014). *Prolongación de la primera línea de atraque para grandes buques en los muelles comerciales al abrigo del dique de Botafoc.* Proyecto constructivo. Cliente: Autoridad Portuaria de Baleares (Islas Baleares, España).

INCREA (2009). *Muelles y explanadas comerciales al abrigo del dique de Botafoc en el puerto de Ibiza.* Proyecto constructivo. Cliente: Autoridad Portuaria de Baleares (Islas Baleares, España).

INCREA (2008). *Ampliación del muelle de Pescanova en Chapela, Redondela, Pontevedra (España)*. Proyecto constructivo. Cliente: FCC-Pescanova.

INCREA (2008). *Mejora de calados en ampliación muelle poniente norte en el puerto de Palma de Mallorca.* Proyecto constructivo. Cliente: Autoridad Portuaria de Baleares (Islas Baleares, España).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Estimación de la sensitividad a partir de ensayos T-bar en suelos blandos marinos

Devincenzi, Marcelo[a]; Deu, Amadeu[a] y Pérez, Norma[a]
[a]Control y Prospecciones IGEOTEST S.L. c/ Ausiàs Marc, 17600 Figueres (Girona). amadeu@igeotest.com

Resumen

La sensitividad S_T del suelo describe el efecto que provoca el remoldeo en la resistencia al corte sin drenaje de suelos cohesivos. Indica la pérdida de resistencia frente a cargas estáticas y cíclicas, por lo que es un parámetro a considerar en la evaluación de daños provocados por sismos en presencia de suelos cohesivos. En el presente documento se muestran los valores de sensitividad de suelos blandos marinos calculados a partir de ensayos de campo y laboratorio realizados durante una campaña de investigación geotécnica en ambiente offshore en el Golfo de Guinea. Los reconocimientos incluyeron la ejecución de ensayos CPTu, T-bar con ensayos cíclicos y ensayos Vane de laboratorio en muestras inalteradas.

Palabras clave: *CPTu, offshore, sensitividad, T-bar, suelos blandos, Su, .*

1. Introducción

Los datos usados para este artículo fueron obtenidos en una campaña de reconocimiento geotécnico *offshore* en el Golfo de Guinea, en zonas de mar abierto con calado de agua hasta 52m. El estudio tuvo como principal objetivo la caracterización geotécnica de precisión de los primeros metros de subsuelo. Debido a que los resultados previos parecían indicar un nivel superficial de suelo muy blando, se diseñó una campaña que incluyera los ensayos más adecuados para este tipo de contexto. En concreto, los reconocimientos incluyeron:

- Ensayos in-situ: CPTu y T-bar hasta una profundidad de 6,0 m en el subsuelo marino. En 4 de los T-bar se efectuaron ensayos cíclicos con un total de 26 ciclos de amplitud de 0,5 m cada uno,
- Toma de muestras inalteradas superficiales con Box Corer y hasta 6,0 m de profundidad mediante Piston Corer,
- Campaña de laboratorio: ensayos de identificación y clasificación básicos, y determinación de la resistencia al corte sin drenaje en condiciones de pico y remoldeadas mediante ensayos Vane test.

2. T-bar

La ejecución del ensayo T-bar es similar a la del CPTu o piezocono, si bien la punta cónica es substituida por un cilindro horizontal que aumenta la precisión en la toma de datos primarios del ensayo. La posibilidad de realizar ciclos permite la caracterización de las propiedades en condiciones de remoldeo, así como la estimación de la sensitividad del suelo en cada uno de los ciclos.

El procedimiento para la determinación de la resistencia al corte sin drenaje es similar al del ensayo CPTu. En este caso, el parámetro q_T del piezocono es substituído por $q_{T\text{-}bar}$. De esta manera:

$$S_u = \frac{q_{T-bar}}{N_{T-bar}} \qquad (1)$$

Donde:

$q_{T\text{-}bar}$ es la resistencia por punta, que tiene en cuenta tanto las medidas de campo como la geometría de la punta utilizada, tal y como se detalla en las recomendaciones de uso descritas en DeJong et al (2009). $q_{T\text{-}bar}$ se define como:

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

$$q_{T-bar} = q_c - [\sigma_{v0} - u2(1-\alpha)]\frac{A_s}{A_p} \qquad (2)$$

Donde qc es la resistencia medida durante el ensayo, σv0 es la tensión vertical total, u2 es la presión de poros medida, α es el factor de área, As es el área de la sección de la varilla y Ap es el área de la sección del cono.

El parámetro $N_{T\text{-}bar}$ está influenciado por, entre otros aspectos, las propiedades tenso-deformacionales del suelo y del tipo de resistencia al corte sin drenaje que se esté refiriendo. Existen en la literatura diversos estudios teóricos y prácticos, así como recomendaciones que proponen diferentes horquillas de valores. En general, teniendo en cuenta todas ellas y los valores más habituales, se puede asumir que el valor de $N_{T\text{-}bar}$ varía entre 10 y 13. Es recomendable, sin embargo, y pese a los estudios previos, una calibración considerando las condiciones locales en cada caso.

3. Sensitividad

La sensitividad del suelo puede estimarse a partir de diferentes ensayos tanto de campo como de laboratorio. Los más empleados, bien sea por la facilidad en la ejecución o por el extenso conocimiento en cuanto a la interpretación de los resultados son: CPTu, Vane test y Fall cone. Además de todos ellos, el ensayo T-bar proporciona una metodología muy adecuada para la determinación de los parámetros resistentes y la sensitividad en suelos blandos y muy blandos. De acuerdo a Abuhajar et al. (2010), el la literatura existen variaciones considerables en relación a la descripción de la sensitividad y, más importante, a los riesgos sísmicos asociados que los diferentes estados del suelo representan. Desde un punto de vista general, la sensitividad indica la pérdida de resistencia del suelo cuando es sometido a algún tipo de perturbación y puede definirse como:

$$S_t = \frac{S_{u(inalterado)}}{S_{ur(remoldeado)}} \qquad (3)$$

Donde Su es la resistencia al corte sin drenaje. En el caso del Vane test y T-bar, tanto las normativas vigentes como las recomendaciones de uso indican que, para alcanzar la condición de remoldeo, son necesarios entre 5 y 10 ciclos en el Vane test y 10 ciclos en el T-bar. De acuerdo con Yafrate et al (2009), para el caso de ensayos T-bar, la sensitividad puede calcularse a partir de la siguiente ecuación:

$$S_t = \left(\frac{q_{in}}{q_{rem}}\right)^{1.4} \qquad (4)$$

Donde q_{in} es la resistencia por punta en la primera penetración y q_{rem} es la resistencia por punta en cada uno de los ciclos posteriores.

Tal y como se ha apuntado con anterioridad, la clasificación del suelo en base al valor de sensitividad no es una tarea sencilla. Existen diferentes clasificaciones y metodologías para estimarla, así como variaciones significantes en función del ensayo utilizado en el mismo tipo de suelo. Este hecho dificulta la correlación entre datos de diferentes campañas y genera una gran variación de resultados en función de la clasificación usada en cada caso.

4. Resultados

Desde un punto de vista visual, el suelo se describe como arcillas algo limosas muy blandas de color gris verdoso. Los resultados de la campaña de ensayos de laboratorio se muestran en la Figura 2.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

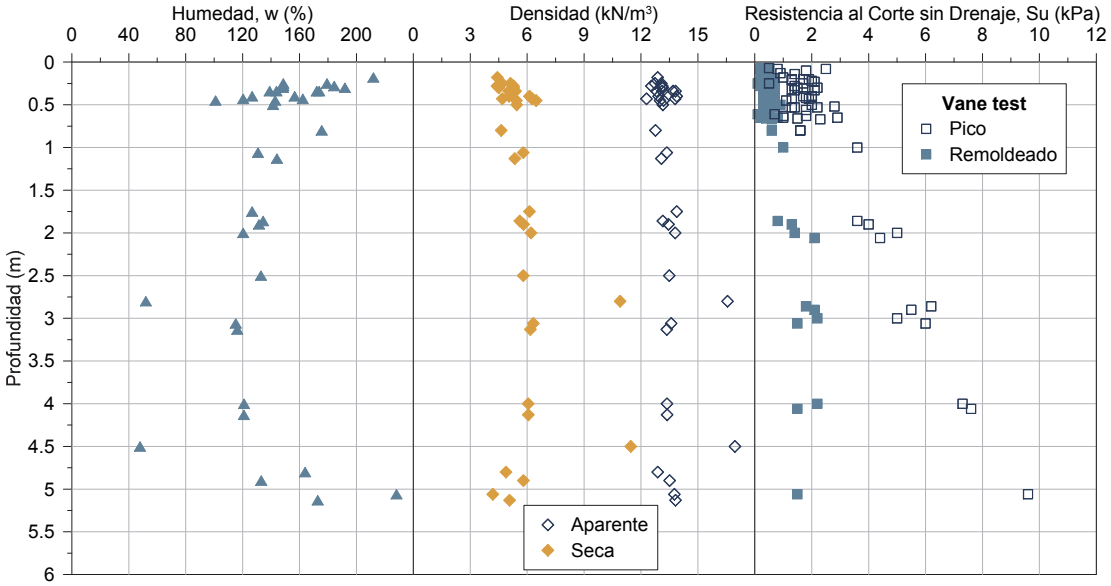


Fig. 2. Resultados de los ensayos de laboratorio en muestras recuperadas durante los trabajos de campo

La humedad varía entre el 120 y el 140%, aunque en los primeros centímetros y a los 5 metros de profundidad se obtuvieron valores de más del 200%. En muestras puntuales el valor de humedad fue inferior al 50%. Por otro lado, los valores de densidad seca y natural son bajos. Se puede considerar un valor promedio de 13,5 kN/m^3 en el caso de la natural y 6 kN/m^3 en el caso de la densidad seca.

Un total de 6 ensayos CPTu fueron ejecutados hasta una profundidad de 6m. Los parámetros primarios del ensayo se muestran en la Figura 3 (izquierda). En base a la clasificación propuesta por Robertson (1990), los suelos se clasifican como arcilla a arcilla limosa con niveles de limos, mezclas de arena, suelos orgánicos y suelos sensitivos de grano fino, tal y como puede observarse en la Figura 3 (derecha). Esta clasificación considera la resistencia al cono normalizada Q_t y el ratio de presión de poros B_q.

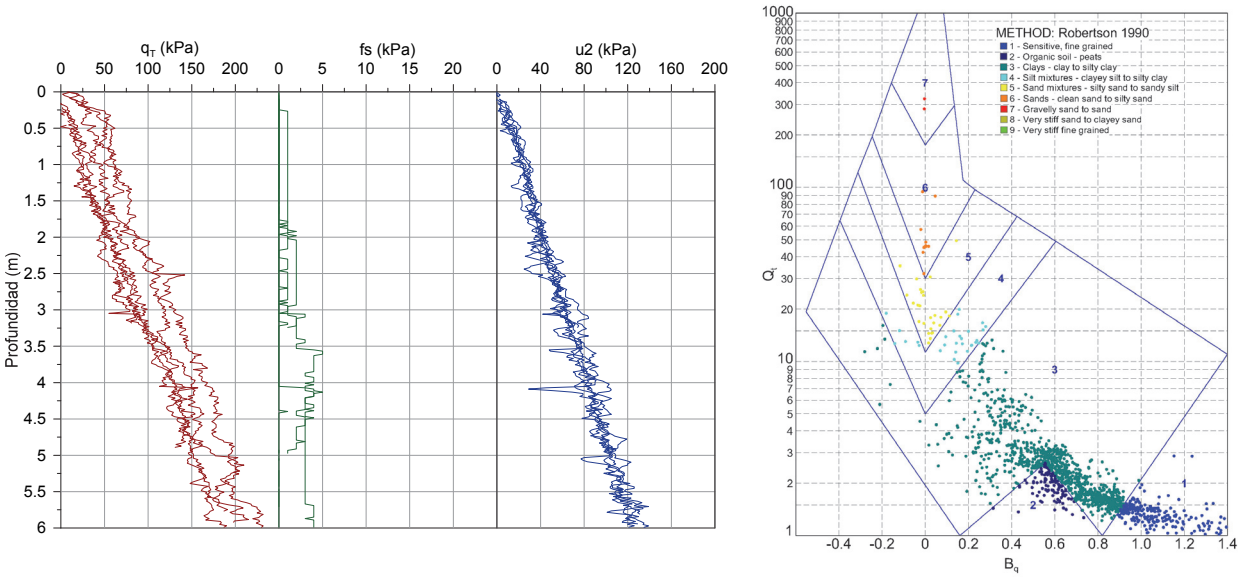


Fig. 3. Resultados de los ensayos CPTu

Se puede observar un ligero crecimiento lineal con la profundidad tanto de los valores de resistencia del cono como de la presión de poros hasta un valor de 200 kPa y 120 kPa, respectivamente, a la profundidad de 6 m. Por otro lado, se han registrado valores muy bajos de fricción lateral, inferiores a 5 kPa en todos los datos registrados.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En relación a los ensayos T-bar, se ejecutaron un total de 8 ensayos hasta una profundidad de 6m. En la mitad de ellos se realizaron ensayos cíclicos de 0,5m de longitud con un total de 26 ciclos, para la caracterización del descenso de resistencia en condiciones remoldeadas y, por lo tanto, para la estimación de la sensitividad del suelo. En la Figura 4 se muestra el valor de $q_{T\text{-}bar}$ en profundidad de todos los ensayos T-bar. A la izquierda se presentan los resultados completos de los ensayos, mientras que a la derecha se muestra el detalle de los cuatro ciclos.

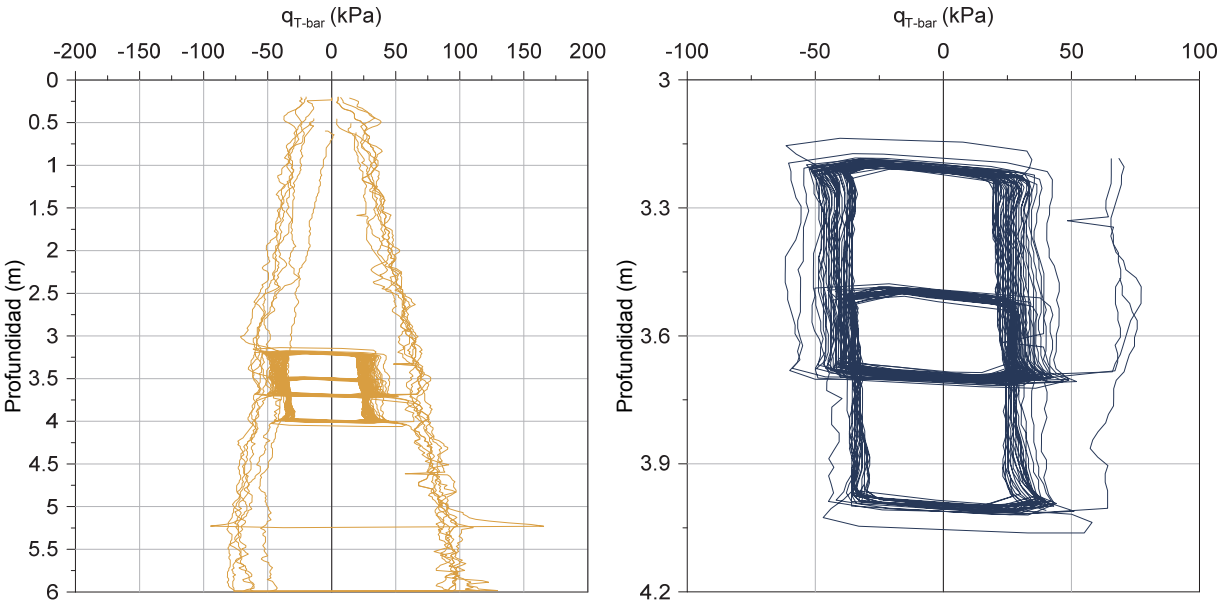


Fig. 4. $q_{T\text{-}bar}$ con la profundidad en los ensayos T-bar realizados

La sensitividad es un parámetro del suelo que debe estimarse cuando las condiciones del suelo garanticen un comportamiento remoldeado. Para alcanzar este efecto, tanto en las normativas vigentes como en las recomendaciones de uso del ensayo T-bar se estiman 10 ciclos para asegurar un comportamiento remoldeado. En la Figura 5 se muestra el cálculo de la sensitividad en cada uno de los 26 ciclos realizados en los T-bar.

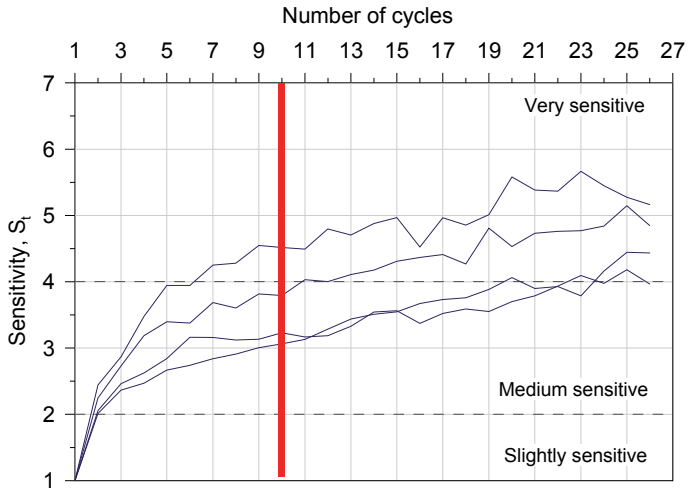


Fig. 5. Sensitividad en cada uno de los ciclos realizados en los ensayos T-bar

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como puede observarse, la sensitividad del suelo crece a medida que aumenta el número de ciclos hasta estabilizarse en valores de entre 4 y 5,3. Después de 10 ciclos, 3 de los 4 suelos ensayados se pueden considerar como medianamente sensitivos de acuerdo con la clasificación propuesta por Rosenqvist (1953). Después de 26 ciclos, sin embargo, todos los ensayos se clasificarían como muy sensitivos. Esta diferencia indica que el número de ciclos debería ser mayor de 10 si se quiere garantizar la estabilización de los valores S_t.

Además de la estimación de la sensitividad en base a los resultados de los ensayos T-bar, se ha evaluado el mismo parámetro a partir de los ensayos CPTu y Vane test. Existen publicadas varias metodologías para el caso del CPTu: Schmertmann (1978b), Rad & Lunne (1986) y Mayne (2007), entre otros. La Figura 6 muestra la comparación de todos los resultados obtenidos.

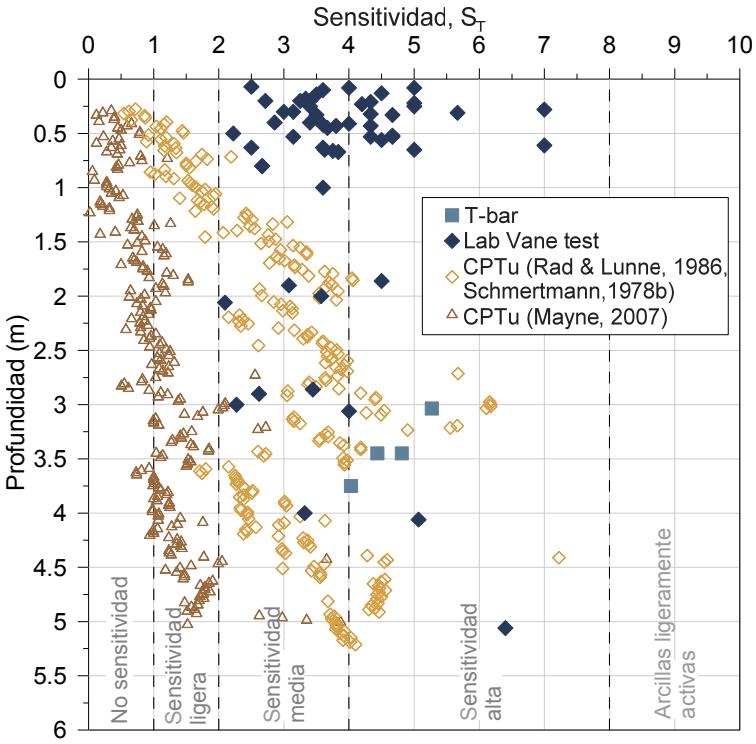


Fig. 6. Resultados de los ensayos CPTu

5. Síntesis y conclusiones

En el presente artículo se han descrito los resultados obtenidos durante la ejecución de una campaña de investigación geotécnica en suelos blandos marinos en el Golfo de Guinea. Los trabajos consistieron en la realización de ensayos CPTu, T-bar y ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas. Se ha evaluado el valor de la sensitividad del suelo a partir de distintos ensayos y procedimientos.

En base a los resultados obtenidos, se observa una gran dispersión de resultados en la estimación de la sensitividad en función de la metodología de cálculo empleada. El uso del ensayo T-bar permite un análisis detallado y la obtención, en combinación con otras técnicas, de resultados más ajustados. Además, el número de ciclos detallado en las diferentes normativas y recomendaciones vigentes puede no garantizar que se alcanza el nivel de estabilidad suficiente como para asegurar el remoldeado del suelo, por lo que se debería ajustar este número en función de las características del suelo ensayado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

ABUHAJAR, O., HESHAM EL NAGGAR, M. y NEWSON, T. (2010). "Review of Available Methods for Evaluation of Soil Sensitivity for Seismic Design" en 5th International Conference on Recent Advances in GEotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, California. 27.

DEJONG, J., YAFRATE, N., DEGROOT, D. LOW, H.E. y RANDOLPH, M. (2009). "Recommended Practice for Full-flow Penetrometer Testing and Analysis" en *Geotechnical Testing Journal*, 33, nº 2.

DEVINCENZI, M., PÉREZ, N. y DEU, A. (2016). "Caracterización de arcillas marinas blandas mediante ensayos CPTu y T-bar" en *Simposio sobre Reconocimiento, Tratamiento y Mejora del terreno. X Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*. A Coruña.

DEVINCENZI, M., DEU, A., PÉREZ, N y GOEMAERE, S. (2016). "Calibration of parameters N for T-bar and CPTu tests in soft soils by laboratory Vane tests" en *5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation*. Queensland.

LUNNE, T., RANDOLPH, M.F., CHUNG, S.F., ANDERSEN, K.H. y SJURSEN, M. (2005). "Comparison of cone and T-bar factors in two onshore and one offshore clay sediments" en *Frontiers in Offshore Geotechnics*. Londres: Taylor & Francis, p. 19-21.

LOW, H.E., LUNNE, T., ANDERSEN, K.H., SJURSEN, M.A., LI, X. y RANDOLPH, M.F. (2010). "Estimation of intact and remoulded undrained shear strength from penetration tests in soft clays" en *Geotechnique*, Vol. 60, nº 11, p- 843-859.

MAYNE, P.W. (2007). "NCHRP Synthesis 368 : Cone Penetration Test" en *Transportation Research Board*, National Academies Press. Washington DC.

RAD, N. y LUNNE, T. (1986). "Correlation between piezocone results and laboratory soil properties" en *Norwegian Geotechnical Institute*. Oslo.

ROSENQVIST, I. Th. (1953). "Considerations on the Sensitivity of Norwigian Quick Clays" en *Geotechnique*, vol 3, nº 5, p. 195-200.

SCHMERTMANN, J.H. (1978). "Guidelines for cone test, performance and design" en *Federal Highway Administration Report FHWA-TS-78209*. Washington, 145.

YAFRATE, N., DEJONG. J., DEGROOT, D. y RANDOLPH, M.F. (2009). "Evaluation of remoulded shear strength and sensitivity of soft clays using full-flow penetrometers" en *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 135, nº 10, p. 1179-1186.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Diseño de mantos de Cubípodos "indestructibles" y no rebasables sometidos a oleaje limitado por fondo

Gómez-Martín, María Esther[a]; Herrera, María Piedad[a] y Medina, Josep Ramon[a]
[a]Laboratorio de Puertos y Costas, Instituto de Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València, mgomar00@upv.es, mahergam@upv.es, jrmedina@upv.es

Resumen

Los mantos principales de los diques en talud suelen pre-diseñarse en base a fórmulas empíricas como la de Hudson, basadas en ensayos físicos a escala reducida, la mayoría de los cuales realizados con modelos 2D sin rebase y sin limitación de fondo. Sin embargo, la mayor parte de los diques construidos en el mundo tienen que resistir temporales de cálculo limitados por el fondo, en aguas someras o intermedias.

La limitación de fondo provoca la rotura de las olas mayores alterando significativamente las acciones sobre el manto. Las formulaciones de diseño para oleaje sin limitación de fondo no son válidas directamente, por lo que se suele recurrir a modificaciones empíricas y a ensayos específicos para contrastarlas. Con limitación por fondo, las olas más grandes del temporal romperán por fondo antes de alcanzar el dique y solo las mayores olas que alcancen realmente la estructura podrán dañarla.

En este artículo se describe una metodología experimental que permite analizar la estabilidad hidráulica del tronco no rebasable protegido con mantos monocapa o bicapa de Cubípodos en aguas con oleaje limitado por el fondo. Se definen las condiciones de diseño de mantos "indestructibles", interesando sobre todo los mantos monocapa, que pueden permitir grandes ahorros económicos y ambientales.

Palabras clave: *Cubípodo®, rompeolas, rotura oleaje, estabilidad hidráulica, manto monocapa, manto bicapa.*

1. Introducción

El manto principal de los diques en talud se suele prediseñar en base a formulaciones empíricas obtenidas a partir de ensayos bidimensionales (2D) a escala reducida, como son las fórmulas propuestas por Iribarren (1938), Hudson (1959) o Van der Meer (1988), entre otras. La mayor parte de los modelos físicos realizados por todo el mundo a escala reducida (semejanza de Froude) para estudiar la estabilidad hidráulica y rebase de diques en talud (ver los manuales CEM, 2006 y CIRIA, 2007), se realizan en condiciones de aguas profundas (sin rotura del oleaje por fondo, H_s<0.4h) y con cota de coronación (R_c) elevada para garantizar rebase nulo o despreciable; por lo que la mayoría de reglas y fórmulas de diseño son válidas solo para estas condiciones. Sin embargo, habitualmente hay que diseñar y construir diques en profundidades intermedias (H_s>0.4h) en las que el oleaje (H_s) que alcanza la estructura está total o parcialmente roto; estas condiciones se dan en la mayor parte de los diques rompeolas que se construyen para abrigar distintos puertos, como los comerciales de tamaño intermedio, los de recreo, los pesqueros, etc.

La fórmula de Hudson dada por la Ec. 1, fue popularizada por el SPM (1975 y 1984) para determinar el peso de los elementos del manto principal tanto en aguas profundas como con oleaje sometido a rotura por fondo.

$$N_{sd} = \frac{H}{\Delta D_n} = (K_D \cot\alpha)^{1/3} \qquad (1)$$

donde N_{sd} es el número de estabilidad de diseño, K_D es el coeficiente de estabilidad de la pieza, cotα es el talud de la estructura, D_n es el lado del cubo equivalente de la pieza y $\Delta = (\rho_r - \rho_w)/\rho_w$ es la densidad relativa sumergida.

Battjes y Groenendijk (2000) ponen de manifiesto que la rotura por fondo limita la acciones del oleaje sobre el dique, sin embargo la formulaciones recomendadas en los manuales internacionales (SPM, 1984, CEM, 2006, CIRIA, 2007, etc.) reducen la estabilidad hidráulica de diseño (N_{sd} o K_D) si hay rotura por fondo; esta contradicción se puede explicar por la tradición del popular SPM (1975 y 1984) que reduce el coeficiente de estabilidad en "breaking conditions"

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

respecto del "non-breaking conditions", debido a la mayor incertidumbre del diseño en rompientes (mayor coeficiente de seguridad) y no por su menor estabilidad hidráulica.

Aunque existen varias formulaciones para estimar la estabilidad hidráulica de los mantos de escollera natural sometidos a oleaje limitado por fondo, considerando distintas alturas de ola características, la mayor parte de las validaciones experimentales han sido realizadas sin rotura del oleaje; por ejemplo Van der Meer (1988) propuso utilizar el valor $H_{2\%}/1.4$ en vez de H_s en las ecuaciones obtenidas para aguas profundas, tras realizar unos pocos ensayos (5% del total) en condiciones de rotura por fondo (pendiente de fondo m=1/30).

Melby y Kobayashi (1998) y Van Gent y otros (2003) también propusieron ecuaciones de estabilidad para mantos bicapa de escollera natural basadas en ensayos de laboratorio realizados con limitación de fondo ($0.64<H_s/h_s<1.11$ y $0.15<H_s/h_s<0.78$, respectivamente). Además, estas formulaciones requieren conocer la altura Hs o $H_{2\%}$ a pie de dique; aunque fueron obtenidas con sensores que registraban el oleaje a una cierta distancia a pie de dique.

Herrera y otros (2017) proponen la Ec. 2 para mantos de escollera bicapa en condiciones de rotura por fondo ($0.20<H_s/h_s<0.90$), considerando la relación a la sexta potencia observada experimentalmente entre el daño adimensional equivalente (S_e) y la altura de ola significante espectral ($H=H_s$) a una distancia a pie de dique de $3h_s$, donde h_s es la profundidad a pie de dique.

$$S_e = 0.066\left(\frac{H}{\Delta D_{n50}}\right)^{6.0} \qquad (2)$$

Aunque los mantos monocapa de piezas especiales permiten grandes ahorros económicos y ambientales, es necesario conocer su estabilidad hidráulica en situación de oleaje sometido a rotura por fondo. CLI (2017) especifica valores del coeficiente de estabilidad para mantos monocapa de Accropodos (K_D=15) y otras piezas que resisten por trabazón (K_D=16), válidos para taludes cotα=H/V=1.33 a 1.5 con oleaje sin limitación de fondo. CLI (2017), al igual que hacía SPM (1975, 1984) recomienda utilizar valores inferiores de K_D en situación de oleaje limitado por fondo. Por el contrario, Xbloc® (2014) recomienda utilizar K_D=16 y 14.2 para taludes cotα=1.33 and 1.5, respectivamente, en condiciones de oleaje limitado por fondo ($H_s/h_s>0.4$), y reducir el coeficiente de estabilidad para oleajes sin limitación de fondo K_D=10.7 y 8.0 para $0.29<H_s/h_s<0.4$ y $H_s/h_s<0.29$, respectivamente, con talud cotα=H/V=1.33.

Para racionalizar el uso de los coeficientes de estabilidad (K_D), en la caracterización de la estabilidad hidráulica del manto principal, Medina y Gómez-Martín (2012) proponen definir explícitamente los coeficientes de seguridad asociados a cada K_D publicado. Basado en los resultados de la experimentación física de cada pieza, estos coeficientes de seguridad, SF(IDa) y SF(IDe), son la relación entre los números de estabilidad que producen Inicio de avería (IDa) e Inicio de Destrucción (IDe), Ns(IDa) y Ns(IDe), y el número de estabilidad de diseño N_{sd} de la Ec. 1. Medina y Gómez-Martín (2016) ponen de manifiesto la elevada estabilidad hidráulica de los mantos de Cubípodos tanto monocapa como bicapa, y recomiendan valores de K_D (con sus correspondientes factores de seguridad explícitos) para mantos de Cubípodos monocapa y bicapa en condiciones de aguas profundas y con rebase bajo o nulo.

En este artículo se describen los ensayos físicos realizados para estudiar la estabilidad hidráulica del manto de Cubípodos monocapa y bicapa en profundidades intermedias, con oleaje roto o parcialmente roto, sin rebase y con pendiente de fondo horizontal (m=0). A la vista de los resultados obtenidos, se proponen formulas que permiten estimar el tamaño de los Cubípodos a utilizar en mantos monocpa y bicapa, en función de la profundidad existente a pie de dique, independientemente del clima marítimo en aguas profundas.

2. Metodología experimental

En el marco del Proyecto CUBIPOD (2007-2009), en el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV), se realizaron ensayos de estabilidad hidráulica en tres modelos 2D protegidos con manto monocapa de Cubípodos con berma de pie (C1b) y mantos bicapa de Cubípodos con berma de pie (C2b) y sin berma de pie (C2), manteniendo el mismo núcleo y capas de filtro, con talud cotα=1.5, secciones no rebasables y fondo horizontal (m=0). Se utilizó una escala de referencia de 1/50. Las Figuras 1 y 2 muestran la sección tipo y el modelo, respectivamente, con manto bicapa de Cubípodos con berma de pie (C2b) construido en el canal de oleaje del LPC-UPV. La Tabla 1 muestra las características de los materiales utilizados en la construcción de los modelos físicos a escala.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

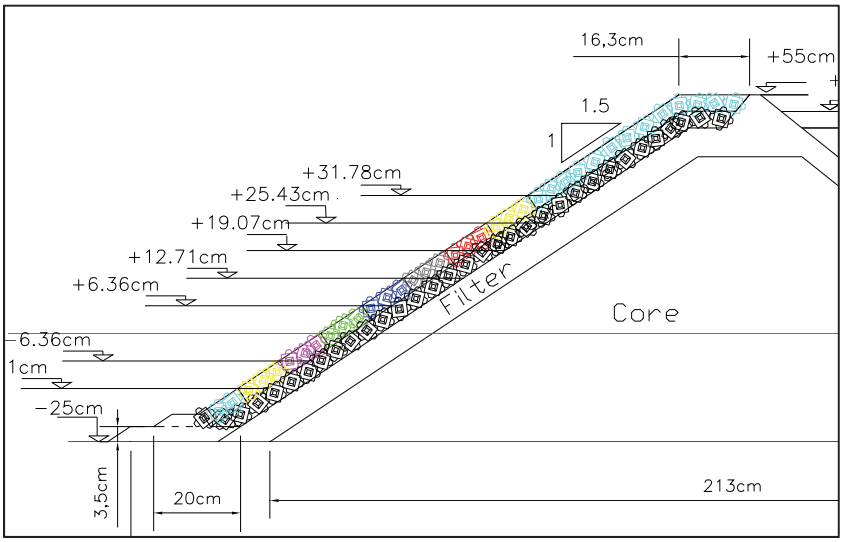


Fig. 1. Sección tipo del modelo con manto bicapa de Cubípodos con berma de pie (C2b)



Fig. 2. Modelo físico a escala 1/50 construido en el LPC-UPV: secuencia de construcción del manto bicapa de Cubípodos con berma de pie (C2b)

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Material	D_{n50} (cm)	ρ_r (g/cm^3)	M (g)
Núcleo	0.70	2.70	0.9
Filtro	1.80	2.70	16
Manto principal (Cubípodos)	3.82	2.30	128

Tabla 1. Características de los materiales utilizados en el modelo. Fuente: elaboración propia

En condiciones de rotura por fondo, la máxima altura de ola que ataca el dique depende del periodo (T), la profundidad a pie de dique (h_s) y la pendiente de fondo (m); la situación más desfavorable se produce cuando, para una profundidad dada a pie de dique, se lanzan trenes de oleaje regular en un amplio rango de periodos y con intensidad creciente. El oleaje irregular genera menos daño porque se requiere una combinación muy precisa de alturas y periodos de olas para que una ola grande alcance la estructura (si el fondo es horizontal m=0). Para un único tamaño de Cubípodo® (W[t]=16 a escala prototipo), dada una profundidad a pie de dique (h_s[m]=15.0, 17.5, 19, 20 y 21 a escala prototipo) y periodo ($6<T_m$[s]<18 a escala prototipo), se lanzaron trenes de oleaje regular de 100 olas, aumentando la altura de ola generada en pala (profundidad mayor que en la zona de modelo) con incrementos de 1 cm, de modo que la altura de ola máxima que atacaba el dique crecía hasta llegar a un máximo para luego disminuir (debido a la rotura por fondo).

El daño adimensional equivalente (S_e) acumulado en el manto se midió según la metodología de la malla virtual (ver Gómez-Martín y Medina, 2014), para cada profundidad como el daño máximo que cualquier combinación de temporales pudiera ocasionar. Antes de comenzar y terminar cada serie (definida por h_s y T), se toman dos fotografías perpendiculares referenciadas (con agua) del talud reconstruido (capa exterior del manto) con las que comparar el talud resultante después de la acción del oleaje. Asimismo, se realizan grabaciones con cámaras (una lateral y otra cenital) de todos los ensayos, con el fin de conservar un registro visual de los mismos, para posteriores análisis y comprobaciones.

En todas las series de oleaje se mide la superficie libre con sensores de capacidad en cuatro puntos convenientemente separados (ver Mansard y Funke, 1980) a barlomar del dique y en 4 puntos en las proximidades de la pala. Con estos registros se determina la altura de ola incidente y reflejada en la zona de modelo y la altura de ola realmente generada, para lo cual se utiliza el método LASA-V (ver Figueres y Medina, 2004).

3. Análisis y resultados

Las funciones de fallo de los mantos ensayados a rotura por el fondo, utilizando trenes de 100 olas de todas las combinaciones de altura y periodos de ola que pueden producir daños significativos, pueden representarse en función de la profundidad adimensional, expresada como $h_s/(\Delta D_n)$, ya que hay una relación directa entre la profundidad adimensional y la altura de ola de cálculo adimensional.

La Figura 3 muestra los daños acumulados obtenidos para cada profundidad a pie de dique (h_s) en los tres mantos ensayados: C2, C2b y C1b. Dada la relación directa existente entre la profundidad adimensional ($h_s/(\Delta D_n)$) y el daño equivalente adimensional del manto (S_e), es razonable establecer la función de fallo o curva de averías definida por la Ec. 3, donde Δ es la densidad relativa sumergida de las piezas y D_n es el lado de cubo equivalente de las mismas.

$$S_e = 10^{-4}\left(\frac{h_s}{\Delta D_n}\right)^5 \qquad (3)$$

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

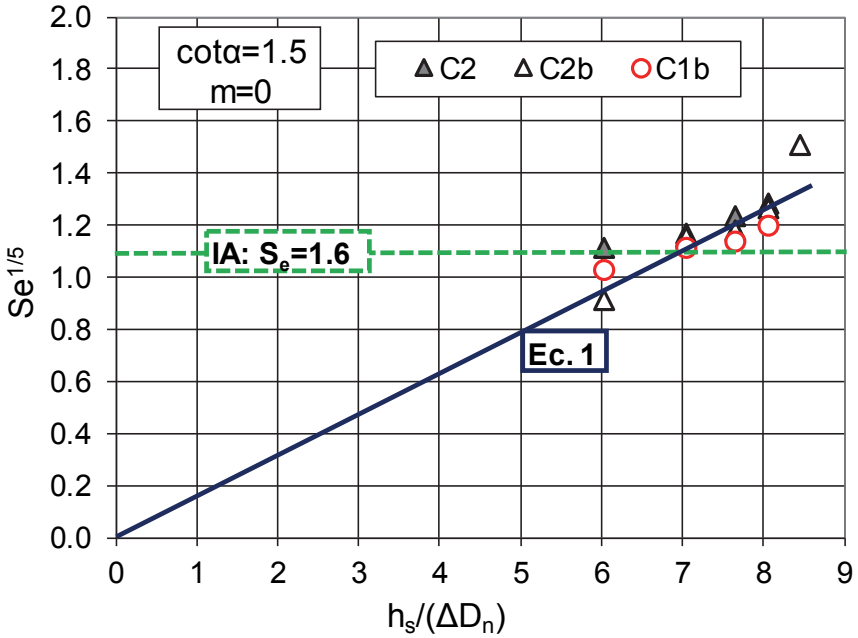


Fig. 3. Daño equivalente linealizado ($S_e^{0.2}$) en función de la profundidad relativa

El Inicio de Avería (IA) se corresponde con $1.0<S_e<2.0$, por lo que $h_s=7.0(\Delta D_n)$ puede considerarse la profundidad que garantiza que el manto de Cubípodos (monocapa y bicapa) no llega a IA. Además, los ensayos indican que este valor tiene un considerable margen de seguridad a Inicio de Destrucción (IDe); tomando un coeficiente de seguridad a IDe de 1.15 para mantos bicapa y 1.30 para mantos monocapa, se proponen los siguientes valores: $h_s<7.0(\Delta D_n)$ y $h_s<6.2(\Delta D_n)$ para diseñar mantos bicapa y monocapa, respectivamente, de Cubípodos indestructibles en aguas intermedias con fondo horizontal (m=0).

Las máximas alturas de ola medidas en la zona de modelo solo alcanzaron el 60% de la profundidad a pie de dique ($H_{max}/h_s\approx0.60$ con fondo horizontal). Para fondo con pendiente suave ($0<m\leq0.02$), puede utilizarse un criterio similar al de Goda (2000) y Herrera y otros (2017), y definir la profundidad de cálculo a una distancia de tres veces la profundidad a pie de dique (h_s); es decir: $h=h_s(1+3m)$. Esta aproximación se ha comprobado que es válida para pendiente suave ($m\leq0.02$); para pendientes fuertes (m=10%) en las que el diseño de la berma de pie tiene un papel relevante en la estabilidad del manto, hay que estudiar la berma de pie y el manto en su conjunto, siendo muy recomendable verificar la estabilidad del manto y berma con un ensayo físico a escala reducida.

Una vez determinada la profundidad de cálculo (h), el tamaño de los Cubípodos para diseñar mantos estables (con talud cotα=1.5) a rotura por fondo, independienteme del clima marítimo en aguas profundas, se obtiene mediante las Ecuaciones 4 y 5, para mantos bicapa y monocapa de Cubípodos, respectivamente:

$$D_n>h/7.0\Delta= h_s(1+3m)/(7.0\Delta) \qquad (4)$$

$$D_n>h/6.2\Delta= h_s(1+3m)/(6.2\Delta) \qquad (5)$$

Si el fondo es arenoso y por tanto erosionable, será necesario realizar una protección contra la socavación de arenas y estimar el posible aumento de la profundidad, debido a la socavación, a medio y largo plazo para aumentar, en su caso, la profundidad de cálculo.

4. Conclusiones

El manto principal de los diques en talud habitualmente se prediseña en base a fórmulas empíricas simples como la fórmula de Hudson, basada en los resultados de ensayos físicos a escala reducida realizados con semejanza de Froude. La mayor parte de los ensayos realizados para caracterizar la estabilidad hidráulica de las piezas del manto principal se llevan a cabo en condiciones de aguas profundas y sin rebase. Sin embargo, la mayoría de los rompeolas del mundo se

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

construyen para resistir climas marítimoscon un porcentaje de olas grandes que rompen antes de llegar al dique y en condiciones de oleaje limitado por fondo. Sin embargo, son pocos los estudios de estabilidad hidráulica existentes en condiciones de oleaje sometido a rotura por fondo.

En este artículo se describe una metodología experimental específica para analizar la estabilidad hidráulica de los diques en talud sobre fondo horizontal, sometidos a oleaje limitado por fondo, con manto principal de Cubípodos y no rebasables. Esta metodología garantiza que el dique sea atacado por la combinación más desfavorable de altura y período de ola para una profundidad dada. En condiciones de rotura del oleaje por fondo, la altura máxima de las olas que ataca el dique depende de la profundidad del agua a pie de dique (h_s), el período del oleaje (T) y la pendiente del fondo (m=0 en este estudio). En los ensayos realizados se verificó que, para una profundidad a pie de dique dada, los trenes de ondas con oleaje irregular producían daños en el manto menores que los causados por los trenes de oleaje regular utilizados en los ensayos. Así pues, las condiciones de oleaje más desfavorables se obtuvieron generando trenes de oleaje regular de 100 olas, con altura de ola creciente, para un rango de periodos y para cada profundidad de agua a pie de dique (h_s). Tras cada serie se midió el daño adimensional equivalente acumulado (S_e) del manto, para obtener el máximo daño del manto asociado a cada profundidad de agua a pie de dique (h_s).

Considerando que el nivel de Inicio de Averías (IDa) se corresponde con un daño adimensional equivalente S_e=1.6 y un factor de seguridad a Inicio de Destrucción, SF(IDe)=1.15 y 1.30 para mantos bicapa y monocapa de Cubipodos, respectivamente, las profundidades a pie de dique que garantizan que el manto bicapa y monocapa de Cubípodos no excederán IDa son $h_s<7.0(\Delta D_n)$ y $h_s<6.2(\Delta D_n)$, respectivamente. Para diseñar mantos de Cubípodos "indestructibles" sometidos a oleaje limitado por fondo y no rebasables, se proponen las Ecuaciones (4) y (5), que permiten estimar el tamaño de la pieza a utilizar en diques con talud cotα=1.5, construidos sobre fondo horizontal o de pendiente suave ($0\leq m\leq 0.02$), independientemente del clima marítimo en aguas profundas; teniendo en cuenta la profundidad de cálculo (h) existente a una distancia de tres veces la profundidad a pie de dique, $h=h_s(1+3m)$.

Agradecimientos

Los autores agradecen los datos proporcionados por SATO-Grupo OHL dentro del Proyecto CUBIPOD (2007-2009) y el soporte financiaro del Ministerio de Economía y Competitividad y del FEDER (BIA2015-70436-R).

Referencias

BATTJES, J.A. and GROENENDIJK, H.W. (2000). "Wave height distributions on shallow water foreshores". *Coastal Engineering* 40 (2000): 161-182.

CEM (2006). *Coastal Engineering Manual*. U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., (6 vols.).

CIRIA (2007). *The Rock Manual: the use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition). C683 CIRIA, London (UK), 1268 p.

CLI (2017). *Concrete Layer Innovation*. <http://www.concretelayer.com/documentation> [Consulta: 15 de octubre de 2017]

FIGUERES, M. AND MEDINA J.R. (2004). "Estimation of Incident and Reflected Waves using a Fully Non-Linear Wave Model". *Proc. 29th International Conference on Coastal Engineering,* ASCE, 594-603.

GODA, Y. (2010). *Random Seas and Design of Maritime Structures*. 3rd edition World Scientific, 708 p.

GOMEZ-MARTIN, M.E y MEDINA, J.R. (2014). "Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units" en *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng*., 140(1), 100-108.

HERRERA, M.P., GÓMEZ-MARTÍN, M.E., MEDINA, J.R. (2017). "Hydraulic stability of rock armors in breaking wave conditions". *Coastal Engineering*, 127, 55-67.

HUDSON, R.Y. (1959). "Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters". *Journal of the Waterways and Harbors Division*, ASCE, 85(WW3), 93–121.

IRIBARREN, R. (1938). *Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera.* M. Bermejillo-Pasajes, Madrid, Spain.

MANSARD, E.P.D., FUNKE, E.R. (1980). "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method". *Proc. 17th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 154–172.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

MELBY, J.A., KOBAYASHI, N. (1998). "Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters". *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 124(6), 286-294.

MEDINA, J.R., GOMEZ-MARTIN, M.E. (2016). *Cubipod® Manual 2016*. Ed. Universitat Politècnica de València. http://hdl.handle.net/10251/72310.

SPM (1975). *Shore Protection Manual*, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missisipi.

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). *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. PhD Thesis. Technical University of Delft.

VAN GENT, M.R.A., SMALE, A.J., KUIPER, C. (2003). "Stability of rock slopes with shallow foreshores". *Proc. Coastal Structures 2003*, Portland, 100-112.

XBLOC (2014). *Guidelines for Xbloc Concept Designs*. <https://www.xbloc.com/sites/default/files/domain-671/documents/xbloc-design-guidelines-2014-671-15039173271578936988.pdf> [Consulta: 15 de octubre de 2017]

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Aplicación del teorema de la cota inferior del cálculo plástico al predimensionamiento de sistemas de amarre para embarcaciones de recreo

Ávila, Alfonso; Sánchez-Carratalá, Carlos R.
Universitat Politècnica de València, Dpto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. Camino de vera s/n, 46022 Valencia, España. csanchez@mes.upv.es

Resumen

La determinación de cargas de amarre en embarcaciones de recreo a causa de la actuación de fuerzas producidas por agentes climáticos, medioambientales y/o de operación es un problema de cierta complejidad a causa de diversos factores. Por una parte, todas las coacciones introducidas por los elementos de amarre son unilaterales, lo que unido a la curvatura de la relación fuerza-desplazamiento, hace que el problema estructural presente una elevada no linealidad constitutiva. Por otra parte, se tiene la dificultad de conocer a priori la geometría real del sistema, la dificultad de evaluar con precisión el pretensado de las amarras y las defensas, y el desconocimiento de las características elásticas y plásticas de algunos o todos los elementos de amarre. Además, el problema a resolver es de carácter dinámico, lo que complica más aún su resolución. En esta ponencia se presenta un método, basado en la aplicación del teorema de la cota inferior del cálculo plástico, que permite obtener una estima conservadora del nivel de carga que produciría la rotura o colapso del sistema de amarre. El método está basado únicamente en las ecuaciones de equilibrio, por lo que no es preciso especificar las características elásticas de amarras y defensas.

Palabras clave: *cargas de amarre, amarras, defensas, isostatización, cálculo plástico, teorema estático, teorema de la cota inferior, axil de plastificación, embarcaciones de recreo, embarcaciones deportivas.*

1. Introducción

Los sistemas de atraque de embarcaciones de recreo pueden responder a configuraciones muy diversas, aunque los más habituales en zonas portuarias ordenadas pueden clasificarse a partir de: primero, la disposición de la embarcación respecto a la obra de atraque (atraque de costado, atraque de punta); y, segundo, los elementos complementarios (obras de amarre) utilizados para la creación de puntos de amarre adicionales a los ya existentes en la propia obra de atraque (amarre a ancla, amarre a boya, amarre a pilote, amarre a palanca). La obra de atraque suele ser un muelle o un pantalán. El atraque de punta (es decir, con la proa o la popa hacia la obra) suele requerir de uno o varios elementos complementarios, mientras que el atraque de costado puede generalmente prescindir de ellos. El ancla más normal es la de peso muerto (o, simplemente, muerto), aunque existen alternativas basadas en fundamentos roscados (anclas de hélice). La disposición de palanca más habitual es la lateral (por babor y/o por estribor), que se usa para atraques de punta; en algunos casos muy especiales también se puede emplear la palanca frontal (por proa y/o por popa) en atraques de costado. Los sistemas de atraque más utilizados en la práctica en puertos de deportivos o de recreo son el atraque de costado, el atraque de punta con amarre a muerto y el atraque de punta con amarre a palanca lateral.

Dentro de cada sistema de atraque son posibles, a su vez, distintas configuraciones del sistema de amarre (PIANC, 2002; Puertos del Estado, 2012). Dichas configuraciones dependen, en primer lugar, de la distribución de los puntos de amarre (bolardos, bitas, cornamusas, argollas) existentes tanto en las obras de atraque y de amarre, como en la propia embarcación. En segundo lugar, las configuraciones dependen de los puntos o zonas de contacto entre la embarcación, por una parte, y las obras de atraque y amarre, por otra (normalmente ese contacto se hará a través de defensas). Cada una de las posibles configuraciones de amarre viene definida por un conjunto de coacciones introducidas mediante elementos de amarre (amarras y defensas). Las amarras suelen estar formadas por cabos (o líneas de amarre más complejas, con muelles y/o amortiguadores), cada uno de los cuales une dos puntos de amarre (uno en la obra y otro en la embarcación); estructuralmente se comportan como un tirante, por lo que constituyen enlaces unilaterales (tipo gancho o *hook*) que sólo resisten a tracción. Las defensas están formadas por elementos más o menos deformables (normalmente de caucho o de goma; sólidos o rellenos con aire) unidos a la obra o a la embarcación, aunque también

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

pueden estar suspendidos de forma independiente entre ambas; estructuralmente se comportan como un puntal, por lo que constituyen enlaces unilaterales (tipo grieta o *gap*) que sólo resisten a compresión; dependiendo de su forma y constitución, pueden o no ser capaces de generar también fuerzas tangentes a la superficie de contacto. El hecho de que todos los enlaces sean unilaterales, unido a la curvatura de la relación fuerza-desplazamiento de los elementos de amarre en el rango de fuerzas a las que trabajan (de tracción o de compresión), hace que el problema estructural presente una elevada no linealidad constitutiva.

En ciertas configuraciones, algunas de las coacciones generadas por el conjunto de amarras y defensas pueden resultar redundantes, lo que hace que el sistema sea estructuralmente hiperestático. Las mayores dificultades a la hora de determinar las fuerzas actuantes sobre las amarras (o sobre los puntos de amarre) y sobre las defensas (o sobre los puntos o zonas de contacto) son las siguientes: en primer lugar, la dificultad de conocer a priori la geometría real del sistema, debido a las diferencias entre las embarcaciones potencialmente usuarias del puesto de atraque y a las diferentes disposiciones posibles de amarras y defensas para una misma embarcación (en ocasiones, dependientes de las preferencias de los usuarios); en segundo lugar, la dificultad de evaluar con precisión el pretensado de las amarras (pretracción) y las defensas (precompresión) antes de la aplicación de las cargas (viento, corriente, oleaje), debido a la incertidumbre que hay respecto a las fuerzas aplicadas a las amarras por cada patrón, en cada operación de amarre y en cada condición meteorológica; y, en tercer lugar, el desconocimiento de las características elásticas (o viscoelásticas) y plásticas (o viscoplásticas) de algunos o todos los elementos de amarre que se utilizarán por las embarcaciones usuarias del puesto de atraque. Además, el problema a resolver es de carácter dinámico, lo que complica más aún su resolución. A todo ello se añade el hecho de que, por falta de pericia del usuario, las amarras pueden no estar dispuestas de forma correcta y/o las defensas (que suele llevar colgando la propia embarcación) pueden no estar colocadas en la posición más conveniente, lo que hace que puedan producirse movimientos apreciables y/o fuerzas muy elevadas en los elementos de amarre.

Las dificultades apuntadas llevan a que las cargas de amarre no sean calculadas en casi ningún proyecto de puerto deportivo, y, por lo tanto, a que los elementos de amarre sean elegidos por los patrones o por los explotadores de los puertos de forma arbitraria o, como mucho, con base en la experiencia de la zona. Esa forma de proceder, aparte de poco rigurosa, ha demostrado en la práctica ser bastante deficiente, pues uno de los principales motivos de fallo del sistema de amarre en los puertos de recreo es, precisamente, la rotura de amarras o el daño en defensas. Hasta tal punto es cierto, que este tipo de fallo suele ser asumido como "normal" incluso para cargas de intensidad bastante por debajo de los valores de cálculo especificados por la normativa. Esto es completamente inaceptable, pues equivale a admitir que un fallo por colapso o rotura puede ser considerado como un estado límite de servicio, cuando, según la normativa, debe ser abordado como un estado límite último. En esta ponencia se presenta un método, basado en el teorema estático o de la cota inferior del cálculo plástico, para la obtención del nivel de carga que realmente resiste un determinado sistema de amarre. Su objetivo es calcular el factor de carga que daría lugar a la rotura del sistema de amarre, evaluando así el margen de seguridad real del que se dispone, a la vez que se identifican los elementos del sistema más proclives al fallo. El método se aplica a embarcaciones deportivas o de recreo, aprovechando que no requiere el conocimiento previo de las características elásticas de amarras y defensas, pero también sería aplicable a otro tipo de barcos.

2. Características del sistema de amarre

Denominaremos sistema de amarre al conjunto de elementos que permiten el amarre de una embarcación a las obras de amarre. Así pues, estará formado por las amarras, los puntos de amarre (en la obra de amarre y en la embarcación), las defensas, y los puntos o zonas de contacto (en la obra de amarre y en la embarcación); las defensas a las que nos referimos son las de amarre (que muchas veces coinciden con las de atraque). Esta definición es más completa que la considerada en la Recomendación ROM 2.0-11 (Puertos del Estado, 2012), donde sólo se incluyen las amarras y los puntos de amarre.

Las amarras o líneas de amarre pueden ser largos, traveses o esprines. En cada caso pueden ser de proa o de popa, según la mitad (delantera o trasera) desde la que salgan del barco. En dirección longitudinal del barco, los largos se proyectan hacia afuera del barco y los esprines hacia adentro. En atraque de costado, los largos tendidos hacia el lado opuesto a la obra de atraque se llaman coderas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

El ángulo α en el plano horizontal formado por una línea de amarre con el eje longitudinal del barco se recomienda que sea: α=45±15° para largos; α=90±15° para traveses; y α=0±10° para esprines. En atraque de punta con dos largos simétricos en proa y/o en popa (p. ej., a sendas boyas o muertos) se recomienda α=37,5±7,5°, lo que resulta en un ángulo entre largos de 60~90°.

Dependiendo del tipo de condiciones límite de permanencia en el atraque, el ángulo β en el plano vertical formado por una línea de amarre con la horizontal se recomienda que sea: β=0±25° para condiciones de tipos I y II; y β=0±15° para condiciones de tipo III (preferible β=0±10° cuando algunos de los puntos de amarre son flotantes, anclados mediante línea de fondeo; se puede admitir β=0±25° si todos los puntos de amarre son flotantes, anclados mediante línea de fondeo).

Para embarcaciones de eslora inferior a 25 m con atraque de costado (barco amarrado por uno o dos costados), dependiendo del tipo de condiciones límite de permanencia en el atraque, las longitudes de las líneas de amarre se recomienda que sean del orden de: $0{,}3 \cdot L_e$ para largos, $0{,}4 \cdot B_e$ para traveses, y $0{,}8 \cdot L_e$ para esprines, con condiciones de tipos I y II, siendo L_e la eslora total y B_e la manga total; y hasta 2,5 veces las anteriores, con condiciones de tipo III.

Para embarcaciones de eslora inferior a 25 m con atraque de punta (barco amarrado por una o dos puntas), dependiendo del tipo de condiciones límite de permanencia en el atraque, las longitudes de las líneas de amarre se recomienda que sean del orden de: $0{,}3 \cdot L_e$ para todas las líneas, con condiciones de tipos I y II, siendo L_e la eslora total; y hasta 2,5 veces las anteriores, con condiciones de tipo III.

En relación con las especificaciones para condiciones de tipo III, debe tenerse en cuenta que las embarcaciones de recreo de eslora no muy grande (digamos de hasta 25-30 m) no suelen contar con tripulación habitual a bordo cuando se encuentran amarradas, por lo que no es de extrañar que puedan darse condiciones límite de permanencia en el atraque de tipo III sin que nadie cambie la disposición de las amarras y defensas para adecuarla a esas condiciones. Esto dificulta el buen funcionamiento de los sistemas de amarre en puertos de recreo, haciendo que sean más sensibles a condiciones medioambientales desfavorables. Como mucho, en condiciones extremas la marinería del puerto atenderá a las embarcaciones que presentan algún problema; no obstante, la experiencia demuestra que, muchas veces, la actuación consiste en cobrar las amarras en lugar de amollarlas, en un intento de acotar los movimientos del barco y evitar golpes con las embarcaciones adyacentes (en los puertos deportivos los resguardos suelen ser muy estrictos), con lo que se puede empeorar aún más el comportamiento del sistema de amarre.

Para embarcaciones de eslora inferior a 25 m cumpliendo las disposiciones anteriores en cuanto a ángulos y longitudes de las líneas de amarre, los períodos naturales de oscilación del conjunto barco/sistema de amarre, tanto para movimientos horizontales como para movimientos verticales, suelen estar en el rango de 2~10 s. El período será menor cuanto menor sea el desplazamiento de la embarcación y cuanto mayor sea la rigidez del sistema de amarre. La rigidez del sistema de amarre es menor con sistemas anclados mediante líneas de fondeo.

Los puntos de amarre conviene que estén lo más alejados del centro del barco en dirección longitudinal; esto es especialmente aplicable a largos y traveses. Las defensas conviene que estén equiespaciadas a lo largo de la línea de atraque, con una separación que no exceda de 2,5~3 m (podría añadirse que tampoco exceda de $0{,}20\text{~}0{,}25 \cdot L_e$); las defensas extremas en atraque de costado conviene que estén lo más alejadas entre sí, y al menos $0{,}35 \cdot L_e$, para contar con un brazo suficiente cuando actúa un momento de guiñada o si debe compensarse un momento adicional introducido por alguna amarra.

El sistema formado por los elementos de amarre presenta un mejor comportamiento cuando ambos tipos de elementos tienen rigideces proporcionales en su ámbito. Esto significa que si se usan amarras flexibles (con alta capacidad de deformación; p. ej., amarras de fibras naturales o de fibras sintéticas) conviene utilizar defensas también flexibles (con rendimientos energéticos elevados), y viceversa.

En general, se recomienda la mayor simetría posible del sistema de amarre respecto al centro del barco (punto medio de la eslora en atraque de costado; eje longitudinal en atraque de punta), tanto en cuanto a la disposición de los elementos de amarre en planta, como en cuanto a que sean del mismo tipo (líneas de amarre del mismo material y diámetro; defensas del mismo modelo). Esto último es aplicable a todos los tipos de líneas de amarre a la vez, o, al menos, para cada tipo por separado (largos, traveses o esprines; amarras de proa o de popa; etc.).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Determinación de las cargas de amarre

Las acciones o fuerzas activas (a veces llamadas, de manera algo imprecisa, fuerzas exteriores) que principalmente afectan a una embarcación deportiva amarrada en un puesto de atraque, son las debidas a la actuación del empuje del viento sobre la obra muerta, el empuje de la corriente sobre la obra viva y el empuje del oleaje sobre el casco del barco. Asimismo, en el caso de fuertes corrientes en vías de navegación o dársenas estrechas, pueden cobrar relevancia también las fuerzas de repulsión sobre un barco que se encuentre amarrado de costado a una obra de atraque continua.

Las cargas de amarre son las reacciones o fuerzas reactivas que producen los elementos de amarre (amarras y defensas) para contrarrestar las fuerzas activas sobre la embarcación antes citadas, manteniendo la posición del barco con algunos desplazamientos acotados (generalmente se consiguen acotar todos los desplazamientos horizontales -vaivén, deriva y/o guiñada-, o parte de ellos). Las cargas de amarre permiten especificar las fuerzas sobre los puntos de amarre –tanto en el barco como en las obras de amarre- y sobre las zonas de contacto –tanto en el barco como en las obras de amarre-. Con todo ello, se pueden dimensionar o comprobar tanto los propios elementos de amarre como los puntos de amarre y las zonas de contacto, así como realizar el cálculo estructural de las obras de amarre.

Las fuerzas activas son variables a lo largo del tiempo, dado que los agentes ambientales involucrados (sobre todo, el viento y el oleaje) son fenómenos ondulatorios con una cierta distribución en frecuencias. Esto, unido a que el conjunto barco/sistema de amarre constituye un sistema estructural dinámico, hace que las cargas de amarre sean también variables a lo largo del tiempo, aunque con una distribución en frecuencias diferente debido al efecto de filtrado producido por el conjunto.

Los métodos para la determinación de las cargas de amarre a partir de las fuerzas activas pueden agruparse en tres grandes grupos (Puertos del Estado, 2012; Gaythwaite, 2016): el primero lo conforman los denominados métodos estadísticos, cuya aplicación requiere la obtención de datos de sistemas de amarre reales monitorizados; en un segundo grupo se incluyen los modelos matemáticos, los cuales pueden diferenciarse, dependiendo de su enfoque, en analíticos o numéricos; en último lugar, se encuentran los modelos experimentales, implementados en tanque de ensayos.

En embarcaciones deportivas de eslora no muy grande sólo suele quedar justificado el uso de modelos matemáticos (normalmente analíticos). En este tipo de modelos no se suele tener en cuenta explícitamente la respuesta dinámica del conjunto ya que su planteamiento se fundamenta en el estudio de la respuesta estática que se deriva de la aplicación de las ecuaciones de rigidez y las condiciones de contorno cinemáticas. En este caso, las fuerzas activas se toman con su valor característico medio o cuasi-estático, asociado a un cierto período de retorno (que depende del riesgo asumido y de la vida útil de la obra). Dicho período de retorno dependerá de si la acción es dominante o concomitante en la combinación de carga considerada.

A partir del valor característico medio o cuasi-estático de las cargas de amarre así obtenidas se puede aproximar el valor máximo y mínimo mediante sendos coeficientes de mayoración y minoración. El valor de dichos coeficientes se puede tomar de ciertas normas o publicaciones. Del lado de la seguridad y a falta de un análisis detallado, en la ROM 2.0-11 (apdo. 4.6.4.4.7.1.3.a3) se propone considerar 2,0 como coeficiente de mayoración y minoración. Resultaría oportuno cuestionar la magnitud de tal coeficiente cuando el valor característico medio de la fuerza activa haya sido obtenido con base en criterios de riesgo, utilizando un parámetro estadístico que ya tenga en cuenta la variabilidad de la fuerza. Sería el caso, por ejemplo, de la utilización de una velocidad pico de viento (basada en el tiempo de racha que afecta dinámicamente al sistema) para calcular el empuje del viento; o de una altura de ola significante (o más exigente, como podrían ser $H_{1/10}$ ó $H_{2\%}$) para determinar el empuje debido al oleaje.

Incluso haciendo sólo un cálculo estático, la dificultad práctica para la determinación de las solicitaciones sobre las amarras y defensas es considerable debido a los motivos expuestos en un apartado anterior (hiperestatismo; no linealidad constitutiva; desconocimiento de la geometría precisa, de las características elásticas de los elementos de amarre utilizables y de su pretensado). En lo que sigue, se propone un método de cálculo que, haciendo uso del análisis límite, permite obviar dichos inconvenientes, facultando estimar la carga de colapso sin entrar en el detalle de las deformaciones de la estructura.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4. Metodología propuesta

4.1 Teorema de la cota inferior

Para la resolución de problemas como el que nos ocupa, el cálculo estructural en rotura (cálculo plástico o análisis límite) ofrece un enfoque práctico y conservador basado en el teorema estático o de la cota inferior (Drucker et al., 1952). Dicho teorema, expresado de forma simplificada, señala que si un sistema estructural puede resistir un nivel de carga dado manteniendo el equilibrio (condición de equilibrio) y sin superar el límite de plastificación del material (condición de plastificación), entonces la carga última o de rotura del sistema será superior a la considerada si no se produce un mecanismo de colapso. La aplicabilidad de la condición de plastificación requiere que los elementos plastificados (amarras y/o defensas) posean suficiente ductilidad (deformabilidad en régimen plástico) como para garantizar el desarrollo, en el resto de elementos, de las fuerzas necesarias para mantener el equilibrio.

En el cálculo plástico convencional sólo se suelen estudiar sistemas estructurales de tipo pórtico plano en los que el colapso se produce por la sucesiva aparición de rótulas plásticas debidas al momento flector M. No obstante, la plastificación de una sección puede producirse igualmente por cualquier otro esfuerzo (momento torsor T, fuerza axil N o fuerza cortante V). De igual manera que con el momento flector se produce una rótula plástica de flector, con el momento torsor se produce una rótula plástica de torsor, con la fuerza axil una deslizadera plástica de axil y con el cortante una deslizadera plástica de cortante. Asimismo, se puede producir una plastificación por la interacción de varios esfuerzos (M-N, M-V, M-T, V-T, M-N-V, M-N-T, M-V-T, M-N-V-T, etc.). En nuestro caso, la plastificación que nos atañe es únicamente la debida al axil, bien sea en tracción (amarras) o en compresión (defensas).

4.2 Isostatización del sistema estructural

La aplicación del teorema estático al cálculo de un sistema con comportamiento no lineal es un problema complejo, que requiere la resolución de un problema de optimización con técnicas de programación no lineal. Para aplicar el teorema con mayor sencillez, el problema puede abordarse de forma simplificada isostatizando el sistema de fuerzas ejercido por las amarras y las defensas sobre la embarcación, de manera que, asegurando la resistencia de uno cualquiera de los diferentes sistemas de sustentación isostática posibles, el teorema estático garantiza que el nivel de carga sobre la embarcación (factor de carga) que produce el colapso será igual o superior al considerado. La ventaja de isostatizar el sistema estructural es que el cálculo de las fuerzas incógnita puede resolverse aplicando sólo las ecuaciones de equilibrio, aunque a costa de hacerlo en muchas ocasiones.

La isostatización se implementa fijando el esfuerzo en las coacciones que se catalogan como no isostáticas (hiperestáticas). Al ser las coacciones unilaterales, el esfuerzo debe ser igual al axil de plastificación (si la coacción trabaja; significa que se ha convertido en una deslizadera plástica) o a cero (si la coacción no trabaja). Esto exige la elección de un tipo de amarra y de un tipo de defensa concretas para cada elemento de amarre antes del cálculo, que se puede hacer con base en un predimensionamiento. Las fuerzas a aplicar a la estructura en un cálculo plástico van afectadas por un factor de carga, por lo que conviene que dichas cargas actúen con su valor característico, es decir, no mayorado. De igual manera, el axil de plastificación debería ser un valor característico, es decir, no minorado. Así, el factor de carga de colapso se puede interpretar como un coeficiente global de seguridad frente a la rotura.

Aparte de lo anterior, puede considerarse que la tensión previa introducida en las amarras y defensas no es muy elevada en comparación con las cargas generadas en los elementos de amarre por las acciones ambientales. Asimismo, la escasa rigidez de los elementos empleados en las amarras y defensas, en comparación con la rigidez de la embarcación o de las obras de atraque y amarre, permite que, ante cualquier variación de las cargas, se produzca un cierto desplazamiento de la embarcación hasta alcanzar una nueva posición de equilibrio, dando lugar a la tracción de unas amarras (y/o compresión de unas defensas) junto con la destracción de otras amarras (y/o descompresión de otras defensas). Suponiendo que esos desplazamientos no son excesivos, resulta aceptable realizar el equilibrio en una geometría preestablecida no deformada, tal y como se asume en la metodología de cálculo propuesta en la ROM 2.0-11. En el caso de algunos sistemas de amarre con configuración de estructura crítica (p. ej., atraque de punta con la popa hacia la obra, con amarre a la obra mediante dos largos de popa y a un muerto mediante un largo de proa, sometido a fuerzas transversales) puede ser necesario considerar el movimiento del barco antes de realizar el equilibrio.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4.3 Predimensionamiento inicial

Según se ha indicado antes, para facilitar la aplicación del método estático conviene partir de un predimensionamiento del sistema de amarre, lo que exige la identificación de las amarras que trabajan como largos, traveses o esprines y la asignación de las cargas (longitudinales o transversales; positivas o negativas) a los distintos tipos de amarras. El predimensionamiento se puede realizar acudiendo a métodos simplificados, como los incluidos en los manuales técnicos o en las normas de aplicación, o con base en la experiencia en otros casos similares (BSI Group, 2014; OCIMF, 1997; Puertos del Estado, 2012).

En nuestro caso, el predimensionamiento se realiza aplicando un método aproximado basado en varias simplificaciones sobre el reparto entre los distintos elementos del sistema de amarre de la componente cuasi-estática de la resultante horizontal y del momento de las fuerzas activas sobre el buque amarrado, tal y como se indica en el apdo. 4.6.4.4.7.1.3.a2 de la ROM 2.0-11. En particular, se aplica una generalización del Método 2 para el cálculo de fuerzas en amarras y del Método 2 para el para el cálculo de fuerzas en defensas, ambos aplicables a un buque amarrado lateralmente o de costado a una obra de atraque y amarre fija, ya sea muelle, pantalán o conjunto de duques de alba. El método se generaliza de manera que se pueda aplicar también a atraque de punta y que tenga en cuenta la elasticidad de las amarras y defensas para el reparto de cargas.

Una vez estimadas las cargas características que se llevan cada uno de los elementos del sistema de amarre, lo deseable sería buscar en un catálogo comercial las amarras y las defensas con la carga de rotura mínima que permita cubrir esas cargas con el coeficiente global de seguridad especificado. Las cargas de plastificación a considerar para la isostatización en el método de la cota inferior, serían entonces las facilitadas por el fabricante para cada elemento (a falta de una carga de plastificación se puede tomar la de rotura o un porcentaje de ésta). Se pueden colocar amarras diferentes para cada grupo de amarras y defensas, pero normalmente se supone que todas las amarras son iguales y que todas las defensas también lo son, por lo que únicamente serán dos los valores de plastificación a determinar para acometer la isostatización.

4.4 Formulación del problema

El método precisa la resolución de cada uno de los sistemas isostáticos planteados, para lo que basta con aplicar las ecuaciones de equilibrio. El equilibrio se formula en un plano horizontal para las componentes de la resultante horizontal y el momento de las fuerzas activas y reactivas sobre la embarcación, expresando las variables en un sistema de referencia cartesiano definido como sigue: origen en el centro geométrico de la embarcación; eje horizontal X o longitudinal (definido de popa a proa, y cuyas componentes vienen identificadas mediante el subíndice "L"); eje horizontal Y o transversal (definido de estribor a babor, y cuyas componente vienen identificadas mediante el subíndice "T"); y eje vertical Z perpendicular a los dos anteriores, formando un sistema dextrógiro. Con el subíndice "m" identificaremos a las líneas de amarre (*mooring lines*) y con el subíndice "f" a las defensas (*fenders*). De forma general, para un sistema formado por N_m líneas de amarre y N_f defensas, las ecuaciones de equilibrio son las siguientes:

$$\sum_{i=1}^{N_m} F_{mi,k} \cos\beta_{mi} \cos\alpha_{mi} + \sum_{j=1}^{N_f} F_{fj,k} \cos\beta_{fj} \cos\alpha_{fj} + F_{L,k} = 0 \tag{1}$$

$$\sum_{i=1}^{N_m} F_{mi,k} \cos\beta_{mi} \sin\alpha_{mi} + \sum_{j=1}^{N_f} F_{fj,k} \cos\beta_{fj} \sin\alpha_{fj} + F_{T,k} = 0 \tag{2}$$

$$\sum_{i=1}^{N_m} F_{mi,k} \cos\beta_{mi} \left(r_{mi,L} \sin\alpha_{mi} - r_{mi,T} \cos\alpha_{mi}\right) + \sum_{j=1}^{N_f} F_{fj,k} \cos\beta_{fj} \left(r_{fj,L} \sin\alpha_{fj} - r_{fj,T} \cos\alpha_{fj}\right) + M_{Z,k} = 0 \tag{3}$$

donde $F_{mi,k}$ es el valor característico de la fuerza en la amarra i-ésima (positiva cuando es de tracción, nula cuando es de compresión)

$F_{fj,k}$ es el valor característico de la fuerza en la defensa j-ésima (positiva cuando es de compresión, nula cuando es de tracción)

$r_{mi,L}$ y $r_{mi,T}$ son, respectivamente, las componentes longitudinal y transversal del vector de posición del punto de amarre de la amarra i-ésima

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

$r_{fj,L}$ y $r_{fj,T}$ son, respectivamente, las componentes longitudinal y transversal del vector de posición del punto de contacto de la defensa j-ésima

α_{mi} y β_{mi} son, respectivamente, el ángulo horizontal con el eje X (positivo en sentido antihorario) y el ángulo vertical con el plano XY (positivo hacia arriba) de la fuerza en la línea de amarre i-ésima

α_{fj} y β_{fj} son, respectivamente, el ángulo horizontal con el eje X (positivo en sentido antihorario) y el ángulo vertical con el plano XY (positivo hacia arriba) de la fuerza en la defensa j-ésima

$F_{L,k}$ y $F_{T,k}$ son, respectivamente, los valores característicos de las componentes longitudinal y transversal de la resultante horizontal de las fuerzas activas

$M_{Z,k}$ es el valor característico del momento de las fuerzas activas

Las ecuaciones de equilibrio anteriores representan un sistema de tres ecuaciones con N_m+N_f incógnitas. Para poder resolverlo sin tener en cuenta las características elásticas de amarras y defensas, se hace necesario reducir a sólo tres las incógnitas del problema; dicha reducción es lo que hemos llamado isostatización del sistema de amarre. Según lo indicado anteriormente, se consigue haciendo que las restantes incógnitas (las incógnitas hiperestáticas) tengan un valor igual al axil de plastificación o a cero. Probando para una dirección de viento algunas combinaciones de coacciones isostáticas (no todas) y calculando para cada una de ellas el factor de carga que está a punto de producir el colapso (valor del factor de carga que está a punto de producir un mecanismo de colapso por la aparición de al menos una nueva deslizadera plástica de axil), se puede llegar a una aproximación de la solución del problema calculando el máximo de todos los factores de carga obtenidos, que será una cota inferior (es decir, segura) del factor de carga que realmente produce el colapso. Esto es así por aplicación del teorema de la cota inferior, dado que el máximo factor de carga así calculado corresponde a un sistema que está en equilibrio (condición de equilibrio), en el que no se supera en ningún elemento el axil de plastificación (condición de plastificación) y en el que aún no se ha producido un mecanismo de colapso (aunque está a punto de producirse). Decimos que es una aproximación porque, al no haber estudiado todas las combinaciones isostáticas posibles, puede que haya otras que den un factor de carga aún mayor. El coeficiente de seguridad de una configuración de amarre concreta será entonces el mínimo de los factores de carga obtenidos para cada una de las direcciones de viento. Si se probaran todas las combinaciones posibles de coacciones isostáticas (pueden ser cientos o miles en cada dirección de viento, dependiendo del número de amarras y de defensas del sistema), se obtendría exactamente el factor de carga de colapso o rotura del sistema de amarre, dentro de las limitaciones impuestas por las hipótesis del cálculo plástico.

5. Aplicación numérica

5.1 Embarcación tipo y cargas de viento

Se estudia una embarcación a motor de L_e=12,00 m de eslora total y B_e=4,10 m de manga total. La única fuerza actuante es el empuje del viento correspondiente a una velocidad de pico $v_{Vp,t}(T_R,z)$=40 m/s; dicha velocidad se supone que es la correspondiente a un cierto período de retorno T_R, a una cierta altura z (igual a la del centroide del área expuesta), y a un cierto tiempo de racha t. Se supone que, debido a la existencia de roción por oleaje, el aire lleva un 0,02% en volumen de agua emulsionada, lo que aumenta su densidad. Como coeficiente de arrastre total (por presión y por fricción) se toma $C_{Dpf,V,L,b}$=1,20 para viento soplando desde proa, $C_{Dpf,V,L,s}$=1,00 para viento soplando desde popa y $C_{Dpf,V,T}$=1,50 para viento soplando desde un costado. Las áreas de la obra muerta proyectada sobre un plano de través (área para el empuje longitudinal, $A_{pf,V,L}$) y sobre el plano de crujía (área para el empuje transversal, $A_{pf,V,T}$), se calculan con la expresión dada en la ROM 2.0-11, tomando como alturas medias de la superestructura del barco por encima de la cubierta h_L=3,30 m y h_T=2,35 m, obtenidas mediante un ajuste lineal a las sugeridas para embarcaciones a motor en la Recomendación ROM 0.2-90 (Puertos del Estado, 1990) (tabla 3.4.2.3.5.9) y en la Recomendación ROM 3.1-99 (Puertos del Estado, 2000) (tabla 4.1). Se señala que el criterio para denotar las alturas medias y áreas expuestas longitudinal y transversal es el contrario del utilizado en la ROM 2.0-11, pero se prefiere hacerlo así en aras de una mayor coherencia de la notación. Las excentricidades de la fuerza transversal son las indicadas en la ROM 2.0-11 (tabla 4.6.4.59) para buques con superestructura centrada (por ser lo más parecido a una embarcación deportiva) y carga en

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

δ (°)	0	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330
$F_{L,k}$ (kN)	-29,11	-27,33	-17,57	0,00	17,45	25,66	24,26	25,66	17,45	0,00	-17,57	-27,33
$F_{T,k}$ (kN)	0,00	-32.01	-61,72	-73,81	-61,31	-30,05	0,00	30,05	61,31	73,81	61,72	32,01
$M_{Z,k}$ (kN·m)	0,00	-57.62	-37,03	17,71	73,58	72,13	0,00	-72,13	-73,58	-17,71	37,03	57,62

Tabla 1. Cargas características del viento para las diferentes direcciones estudiadas.

lastre (por ser lo más coherente con una embarcación deportiva amarrada). No se considera el posible ocultamiento aerodinámico producido por las obras de atraque y amarre sobre la embarcación.

En la Tabla 1 se recogen las fuerzas características obtenidas para las diferentes direcciones del viento estudiadas (fuerza longitudinal $F_{L,k}$, fuerza transversal $F_{T,k}$ y momento de guiñada $M_{Z,k}$); el ángulo δ es el que forma la dirección desde donde viene el viento con el eje longitudinal de la embarcación (si el eje X apunta al Norte, entonces el viento del Norte tiene δ=0° y el viento del Oeste δ=90°).

5.2 Configuraciones de amarre y predimensionamiento

Las configuraciones de amarre consideradas como caso de estudio son cuatro: dos para atraque de costado y otras dos para atraque de punta. Dichas configuraciones se representan en las Figs. 1 y 2, siendo sus elementos de amarre los se detallan a continuación:

- **Caso C1**: atraque de costado con amarre a muelle mediante 2 largos (M1 y M4), 2 esprines (M2 y M3) y 3 defensas (F1, F2 y F3).
- **Caso C2**: atraque de costado con amarre a muelle mediante 2 traveses (M1 y M4), 2 esprines (M2 y M3) y 3 defensas (F1, F2 y F3).
- **Caso P1**: atraque de punta por proa con amarre a palanca lateral mediante 1 largo (M1), 1 través (M4), 2 esprines (M2 y M3) y 2 defensas (F2 y F3).
- **Caso P2**: atraque de punta por proa con amarre a palanca lateral mediante 2 largos (M3 y M4), 1 través (M1), 1 esprín (M2) y 2 defensas (F2 y F3).

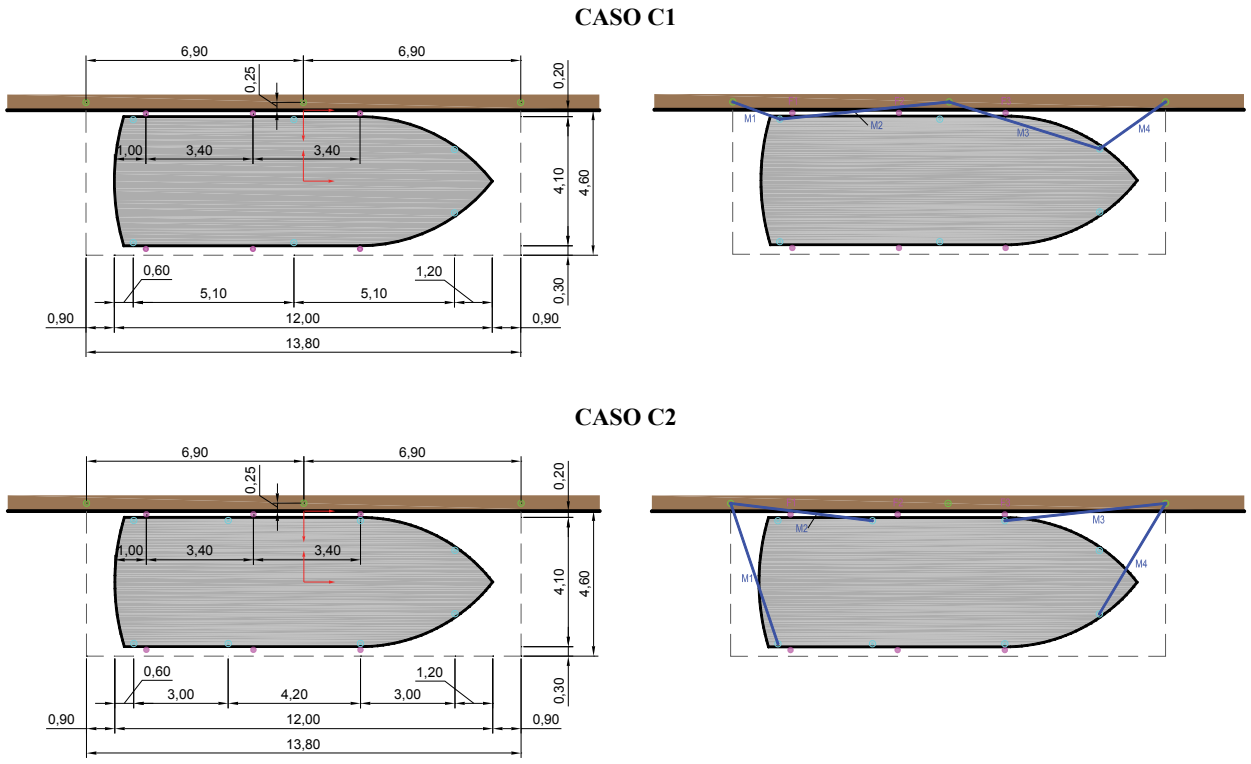


Fig. 1. Geometría y topología de las configuraciones de amarre para atraque de costado con amarre a muelle.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

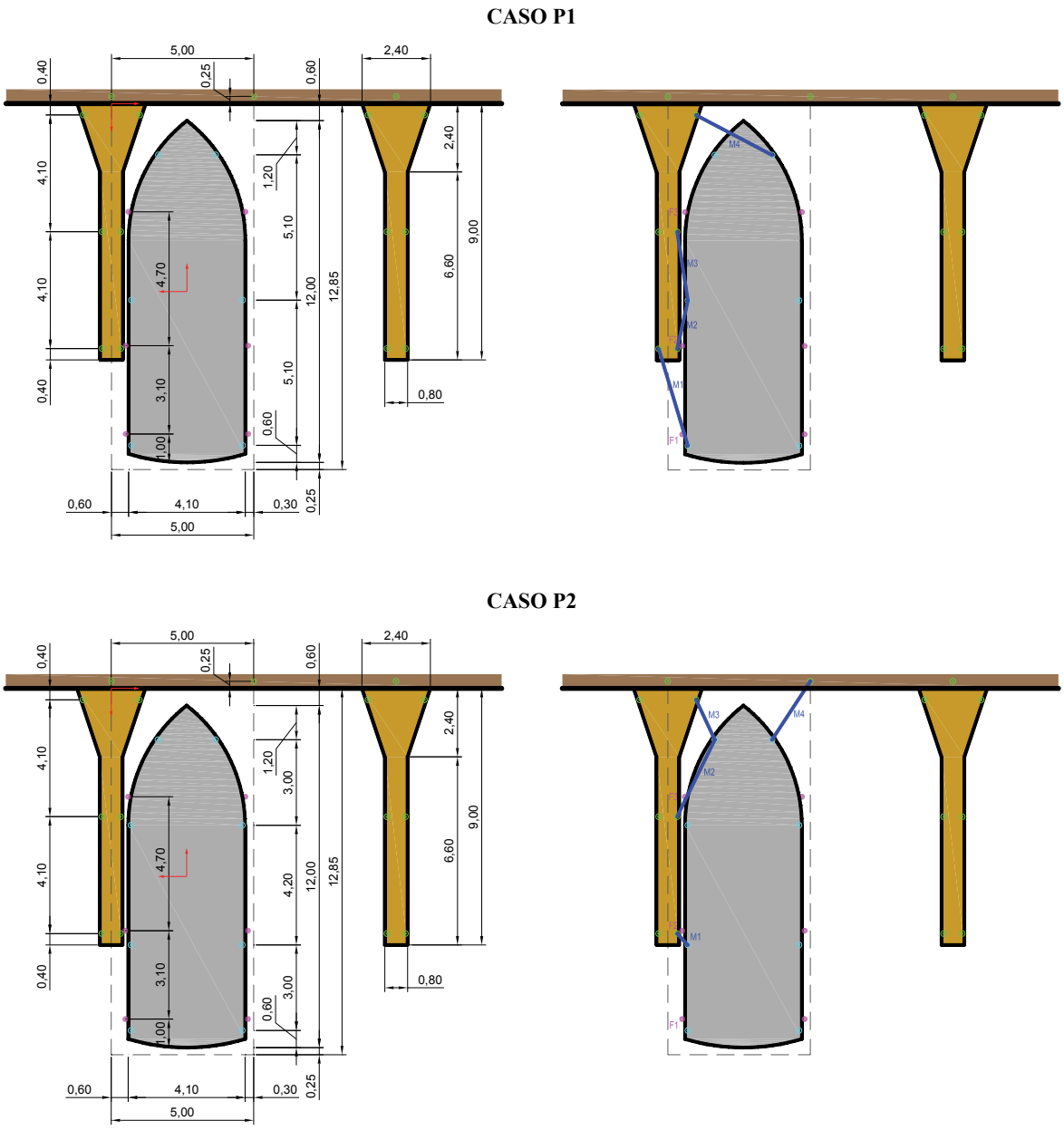


Fig. 2. Geometría y topología de las configuraciones de amarre para atraque de punta con amarre a palanca lateral.

Los ángulos en planta de las amarras se deducen de la geometría del atraque, teniendo en cuenta la posición de los puntos de amarre en las obras de atraque y amarre, la posición de los puntos de amarre en la embarcación y la posición de la embarcación respecto a las obras; los ángulos en alzado (en el plano vertical) de las amarras se toman iguales a $\beta=10°$ de manera estimada. Para las defensas se supone que la reacción es siempre horizontal y perpendicular al eje longitudinal del barco.

Para el predimensionamiento se supone que todas las amarras son iguales y que todas las defensas también lo son, siguiendo el caso más habitual en embarcaciones de recreo. Esto hace que sólo haya que especificar dos axiles de plastificación: uno para las amarras a tracción y otro para las defensas a compresión. Se supone pretensión nula de los elementos de amarre y coeficiente de rozamiento nulo en las defensas. Se tiene en cuenta la diferente elasticidad de las amarras. Asimismo, se toma un 10% de la fuerza producida por la carga transversal como margen para suponer que una amarra o defensa se pueda haber destensado (destraccionado o descomprimido) debido al momento.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

CASO	$F_{m,pl}$ (kN)	δ_m (°)	$F_{f,pl}$ (kN)	δ_f (°)
C1	190	90	65	240
C2	90	90	65	240
P1	150	90	140	210
P2	220	120	140	210

Tabla 2. Axiles de plastificación en amarras y defensas obtenidos con el predimensionamiento inicial.

Los axiles de plastificación se calculan de manera que quede cubierto el coeficiente global de seguridad que se deduciría del coeficiente parcial de las acciones (mayorador) y del coeficiente parcial del material (minorador). En nuestro caso, se ha tomado un coeficiente global de seguridad de 2,0, habitual en el cálculo de sistemas de amarre con amarras de poliéster y defensas de caucho. Considerando el valor más desfavorable entre todas las direcciones de viento se obtienen los axiles de plastificación en amarras y defensas. En la Tabla 2 se dan dichos axiles (se han redondeado por arriba al múltiplo de 5 kN más próximo) para las diferentes configuraciones de amarre estudiadas, con indicación de la dirección de viento para la que se ha obtenido cada uno de ellos. Los valores de los axiles de plastificación demuestran que la configuración de amarre más eficiente es la del caso C2.

5.3 Análisis de resultados

Aplicando la metodología expuesta con anterioridad se han calculado los factores de carga máximos para cada configuración de amarre y para cada dirección de viento considerada. En el cálculo realizado se han probado todas las combinaciones posibles de coacciones isostáticas, por lo que se trata de los factores de carga de colapso reales para cada dirección. En las Figs. 3 y 4 se grafican esos factores de carga de colapso, resaltando en negrita el valor mínimo que viene a representar el coeficiente global de seguridad conseguido en cada configuración. Con fondo azul o naranja se identifican los valores más bajos condicionados por la resistencia de las amarras o las defensas, respectivamente.

Como se puede observar, hay 2 sistemas (casos C2 y P2) que dan coeficientes globales de seguridad superiores a 2,0 (2,06 y 2,58, respectivamente), lo cual significa que el predimensionamiento realizado es conservador en mayor o menor medida. Sin embargo, los otros dos sistemas (casos C1 y P1) tienen coeficientes de seguridad inferiores a 2,0 (1,94 y 1,25, respectivamente), lo cual implica que el predimensionamiento realizado es inseguro en mayor o menor medida. Se puede comprobar que las reglas de predimensionamiento funcionan de manera bastante desigual dependiendo del tipo de atraque y de la disposición de los elementos de amarre. No obstante, conociendo las disposiciones más adecuadas de los elementos de amarre, es posible tener alguna orientación a priori sobre el mejor o peor condicionamiento de un sistema de amarre.

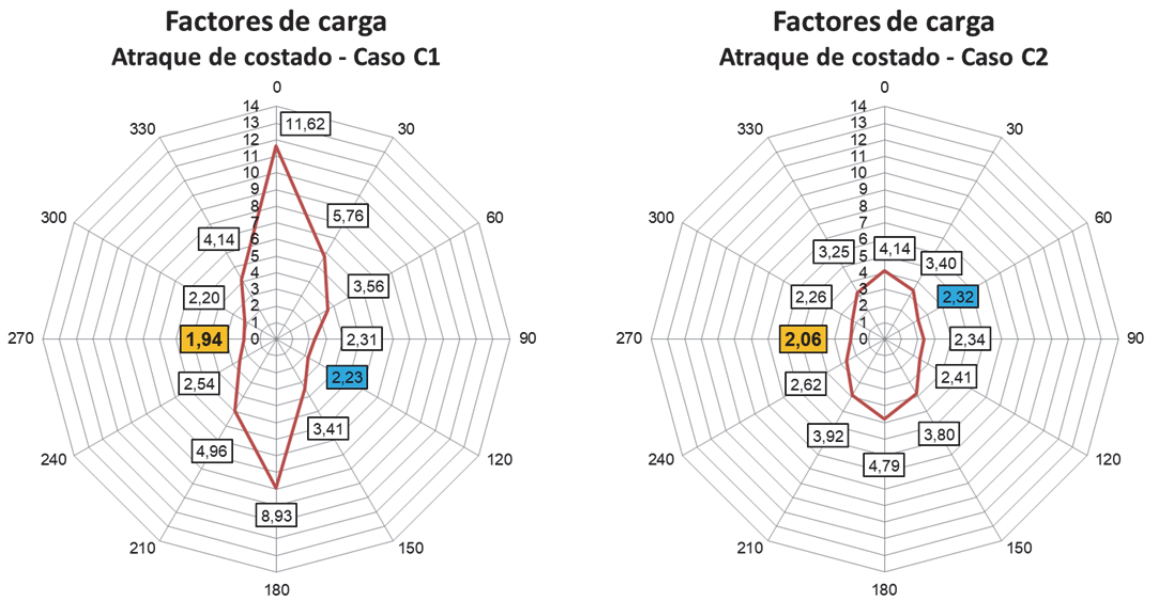


Fig. 3. Factores de carga para atraque de costado con amarre a muelle, para las distintas direcciones del viento.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

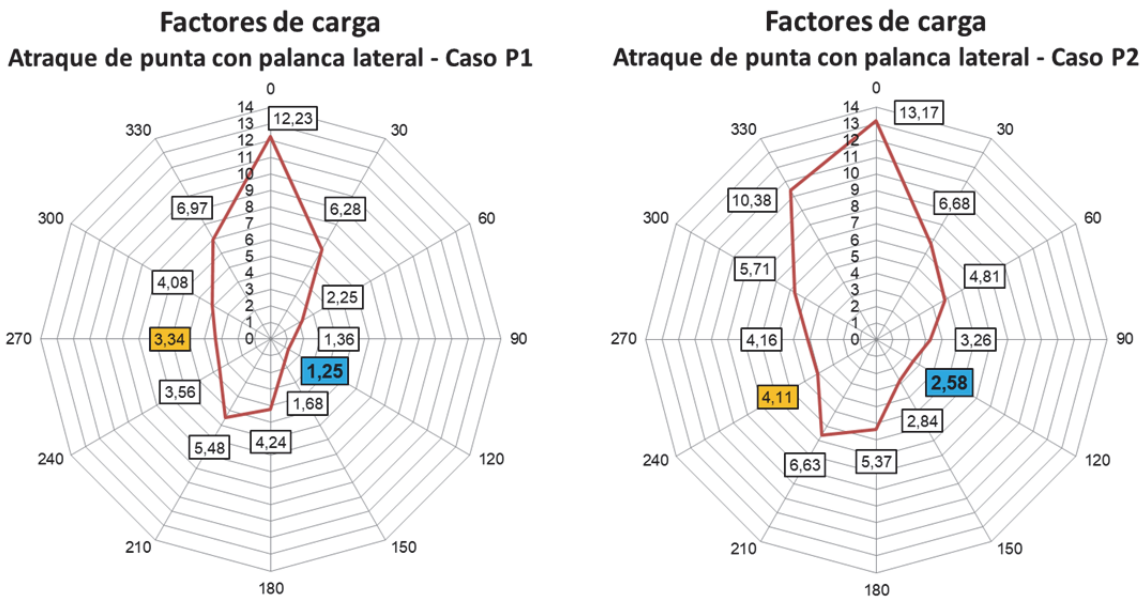


Fig. 4. Factores de carga para atraque de punta con amarre a palanca lateral, para las distintas direcciones del viento.

En este sentido, debe recordarse que los métodos de predimensionamiento de sistemas de amarre están basados en la identificación previa de las amarras que se llevan cada tipo de carga (longitudinal, transversal y momento), pero sin imponer el equilibrio del sistema de fuerzas así obtenido. Esto significa que el predimensionamiento será razonablemente ajustado en sistemas con una buena disposición de las amarras y defensas (es decir, en la que cada una hace el trabajo para el que está prevista), lo que suele ser habitual en atraques diseñados para buques comerciales (petroleros, gaseros, graneleros, portacontenedores, portavehículos, ro-ro, cruceros, etc.). No obstante, en el caso de embarcaciones deportivas es de prever que los ángulos formados por algunas amarras no sean los más adecuados, o que las defensas no se encuentren en su ubicación óptima. El motivo de ello suele ser lo limitado de los dispositivos de atraque y amarre (situación de puntos de amarre en las obras, longitud de palancas, etc.) y lo poco homogéneo de la flota y sus características (situación de puntos de amarre en el barco, limitación de las zonas en el perímetro donde colocar las defensas para que sean efectivas, etc.). Es lo que ocurre, por ejemplo, en la configuración de amarre para atraque en punta P1, que es la que dado un factor de carga de colapso más bajo. En ese caso, las dos amarras que deben aguantar preferentemente la fuerza transversal y el momento son M1 y M4; sin embargo, la peculiar posición del punto de intersección de las líneas de acción de ambas obliga a que la M1 deba traccionarse mucho para orientar la resultante de ambas amarras de forma que pueda contrarrestar el momento de las fuerzas activas. Esto da lugar a una importante componente longitudinal de la fuerza en la amarra M1 que, al sólo poder ser contrarrestada por la amarra M2, hace que esta última acabe siendo la más solicitada de todas, muy por encima de lo previsto en el predimensionamiento. Todo ello es indicativo de un mal condicionamiento de la configuración de amarre en cuestión, que a priori podría no ser evidente, pero que el método implementado permite identificar de forma clara.

En cualquier caso, el mal condicionamiento de una configuración de amarre no impide obtener una solución que cumpla (algunos sistemas reales son así). Bastará para ello con modificar el dimensionamiento de los elementos que lo constituyen de forma que su carga de plastificación se vea incrementada en la proporción C_{sg}/λ_{co}, siendo C_{sg} el coeficiente global de seguridad deseado y λ_{co} el factor de carga de colapso obtenido del predimensionamiento. Ésta es una de las virtudes del método presentado: que permite conseguir, de manera directa y fiable, un dimensionamiento final con el nivel de seguridad especificado, independientemente del mejor o peor condicionamiento del sistema de amarre y de la mayor o menor precisión del predimensionamiento efectuado.

6. Conclusiones

Se ha propuesto un método de cálculo con el que estimar de forma conservadora, o incluso exacta, el nivel de carga que produciría la rotura de un sistema de amarre de embarcaciones de recreo. Utilizando acciones y resistencias características, dicho factor de carga puede entenderse como un coeficiente global de seguridad. El método utiliza el

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

teorema estático o de la cota inferior del cálculo plástico, según el cual si en una estructura podemos encontrar unas leyes de esfuerzos (en nuestro caso, en las amarras y defensas) que estén en equilibrio con las cargas aplicadas y que no superan en ninguna sección los esfuerzos de plastificación, entonces la estructura será capaz de resistir un nivel de carga superior si aún no se ha formado un mecanismo de colapso.

La aplicación del teorema estático se realiza isostatizando el sistema de amarre, de manera que, en la práctica, sólo es necesario aplicar las ecuaciones de equilibrio. La isostatización se implementa haciendo que el esfuerzo en una coacción considerada como hiperestática sea igual al axil de plastificación (si trabaja) o a cero (si no trabaja); es decir, que si el enlace unilateral que introduce la coacción hiperestática funciona en el sentido adecuado (amarras en tracción, defensas en compresión), se supone que se forma en él una deslizadera plástica de axil que limita el esfuerzo en el elemento de amarre correspondiente, permitiendo así la redistribución plástica de las fuerzas actuantes.

Una de las principales ventajas del método es que no requiere el conocimiento previo de las características elásticas del sistema de amarre, de las obras de atraque y amarre o de la embarcación, con lo que se evita la incertidumbre correspondiente y la necesidad de realizar cálculos más detallados y exigentes. El método resulta ser muy robusto y permite abordar el cálculo especificando tan solo la geometría de la configuración de amarre y los axiles de plastificación de amarras y defensas. En un amarre existente, dichos axiles serán los de los elementos que lo constituyen. Si se está proyectando, pueden ser obtenidos mediante un predimensionamiento.

El método propuesto ha demostrado ser muy útil para establecer la precisión de un predimensionamiento, permitiendo ajustarlo al nivel de seguridad especificado; también sirve para evaluar, de forma relativamente sencilla, distintos sistemas de amarre, identificando aquéllos que están mal condicionados por existir ciertos elementos (normalmente amarras mal orientadas) que hacen que se reduzca la resistencia del conjunto. Asimismo, el método se puede utilizar para evaluar la seguridad de una instalación en explotación y establecer cómo se debería reforzar, mejorando así la garantía de servicio y evitando daños o sobrecostes motivados por un cálculo deficiente de las cargas de amarre. El método podría ser extendido a otro tipo de embarcaciones diferentes de las de recreo.

Agradecimientos

Se agradece a la empresa MARINA NOU FONTANA, S.L., especializada en la construcción y explotación de instalaciones náutico˜ deportivas, el apoyo prestado para el desarrollo de la investigación objeto de la presente ponencia, como parte de los trabajos realizados para el proyecto de puerto deportivo marítimo-fluvial en el Canal de la Fontana, en Jávea (Alicante, España).

Referencias

BSI GROUP (2014). *Maritime works - Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems*, BS 6349-4. London, UK: The British Standards Institution, 52 pp.

DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS (1990). *Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias*, ROM 0.2-90. Madrid, España: Dirección General de Puertos y Costas, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, 616 pp.

DRUCKER, D.C., PRAGER, W. and GREENBERG, H.J. (1952). "Extended limit design theorems for continuous media". In: *Quarterly of Applied Mathematics*, 9, 381-389.

GAYTHWAITE, J.W. (2016). *Design of marine facilities: Engineering for port and harbor structures*, 3rd ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 709 pp.

PIANC (2002). *Mooring systems for recreational craft*, Report of Working Group 10, Recreational Navigation Commission. Brussels, Belgium: International Navigation Association, 40 pp.

PUERTOS DEL ESTADO (2000). *Recomendaciones para el proyecto de la configuración marítima de los puertos: Canales de acceso y áreas de flotación*, ROM 3.1-99. Madrid, España: Puertos del Estado, Ministerio de Fomento, 435 pp.

PUERTOS DEL ESTADO (2012). *Recomendaciones para el proyecto y ejecución en obras de atraque y amarre*, 2 vol., ROM 2.0-11. Madrid, España: Puertos del Estado, Ministerio de Fomento, 616 pp.

OCIMF (1997). *Mooring equipment guidelines*, Oil Companies International Marine Forum. London, UK: Witherby & Co., 202 pp.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

El concepto de paisaje a través de los instrumentos de planificación portuaria: aplicación a la náutica recreativa en la provincia de Granada

Martín-Polo, Ricardo[a] y Copado-García, Fernando[b]
[a]Agencia Pública de Puertos de Andalucía (Área de Desarrollo Portuario) rmartin@eppa.es
[b]Agencia Pública de Puertos de Andalucía (Área de Desarrollo Portuario) fcopado@eppa.es

Resumen

La presenta ponencia intenta profundizar en el concepto de paisaje en los puertos deportivos a través de de un análisis de varias cuestiones tomando como referencia la costa de Granada. En primer lugar, se profundiza en el concepto de paisaje a través de su estudio a lo largo de su evolución de la planificación histórica; posteriormente se analiza la dicotonomía entre los elementos naturales y sociales como factores condicionante en la localización de los puertos deportivos; finalmente, se realiza una reflexión sobre las conexiones y vínculos entre el paisaje y los puertos deportivo, abordados desde su condición de infraestcutura, elemento cultural y su carácter portuario.

Palabras clave: *puertos deportivos, paisaje, planificación portuaria, náutica recreativa, Granada.*

1. Introducción

El paisaje es un concepto ambiguo ya que incorpora significación diversa en el mismo término (Berque, 1994; Roger, 1997; Tress y Tress, 2001; Antrop, 2006; Maderuelo, 2007). El análisis del paisaje desde el punto de vista portuario, y concretamente desde los pequeños puertos deportivos, adquiere una gran relevancia debido a la preocupación ciudadana por lograr una mayor integración de estas instalaciones en un entorno sensible como es el litoral, con gran diversidad de escenarios y de población que puede percibirlos. En esta presentación se evalúa esta relación entre el paisaje y los puertos deportivos aplicados al ámbito territorial de la costa de Granada, introduciendo el proceso planificador como reflejo del pensamiento y forma de organización en un determinado instante, atendiendo a las circunstancias, así como la influencia de los condicionantes naturales y sociales en la ubicación de estas instalaciones.

Se abordarán las siguientes cuestiones, agrupadas en tres partes fundamentales: (1) en la primera se profundiza en el análisis del concepto de paisaje en el proceso planificador a lo largo del tiempo, extrayendo el tratamiento que se realiza del paisaje en los diversos instrumentos de planificación con incidencia en los puertos deportivos y estableciendo los arquetipos que han ido modelando el imaginario colectivo; posteriormente (2) se analizan las localizaciones de los puertos, tanto naturales como artificiales, como reflejo de la dicotomía entre los condicionantes naturales y los sociales; finalmente (3) se realiza una pequeña reflexión sobre aquellas facetas que permitan una mejor comprensión de la relación entre paisaje y puerto deportivo, incorporando su condición de infraestructura, elemento cultural y su carácter.

2. El paisaje en los instrumentos de planificación

La distribución de los recursos en el territorio no es homogénea, lo cual requiere de acciones programadas para asegurar un adecuado reparto y uso de los mismos, de manera que no se produzcan desigualdades. La planificación es el instrumento de organización de los medios disponibles para el aprovechamiento de estos recursos, el conjunto de técnicas *«destinadas a racionalizar el proceso de toma de decisiones»* (Boisier, 1976). Todo plan se concibe como un instrumento vivo que, para la permanencia de su vigencia, debe encontrarse adecuadamente actualizado y adaptarse a nuevas situaciones o necesidades, así como lograr en todo momento la coherencia con otros instrumentos de planificación o normas con carácter vinculante.

Tal y como expresa Hein (2016), el estudio de la planificación histórica presenta un gran potencial dentro del estudio de la relación puerto-ciudad. En este mismo sentido, la revisión histórica de los instrumentos de planificación relacionados con los puertos deportivos son un reflejo de la situación y necesidades existentes, así como de los criterios adoptados en

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

cada momento, lo cual nos lleva a la posibilidad de inferir el concepto de paisaje vigente en cada momento y su evolución a lo largo del tiempo.

Los puertos deportivos se encuentran vinculados al turismo. Partiendo de este hecho, a lo largo de su desarrollo se encuentra el debate recurrente entre su tratamiento como un elemento de exclusividad o como una infraestructura más dentro de la oferta de ocio de las personas —la dicotomía entre un carácter clasista o populista— que no debe tergiversar su razón última de refugio. En su evolución, la planificación de las actuaciones relacionadas con las instalaciones náutico-recreativas ha estado inicialmente asociada al desarrollo de planes turísticos; el auge posterior hizo que adquiriese un tratamiento independiente, mientras que los procesos de ordenación de ámbito superior hacen que sus determinaciones sean vinculantes, debiendo justificar la coherencia con los contenidos establecidos en los mismos.

Así pues, en los epígrafes siguientes se analizan los diversos instrumentos de planificación en los sectores turístico, náutico-recreativo y de ordenación territorial, considerando como ámbito espacial el litoral de la provincia de Granada.

2.1 Planificación turística

Los instrumentos de planificación turística para la provincia de Granada analizados son:

- Estudio para la ordenación turística de la Costa del Sol (1955). La Secretaría General para la Ordenación Económico-Social (SOES) inició la redacción de un Plan Nacional de Turismo —que no llegó a finalizarse—, cuyo primer paso fue la redacción en 1952 de un *«Estudio para un Plan Nacional de Turismo»*, que concibe el Plan Nacional de Turismo a modo de directrices generales que posteriormente debían desarrollarse a partir de planes territoriales zonales, aunque finalmente solo se redactó en 1955 el correspondiente a la Costa del Sol, que abarcaba desde Tarifa al Cabo de Gata.
- Estudio para el desarrollo turístico de la Costa del Sol. Málaga-Cabo de Gata (1963). En febrero de 1693, la Presidencia del Gobierno encomendó a la consultora Doxiadis Ibérica, S.A., la realización de un estudio para el desarrollo turístico de la zona de la Costa del Sol, comprendido entre el municipio de Málaga y el cabo de Gata (Almería) —a excepción de ambos núcleos urbanos— y con una penetración de un kilómetro hacia el interior, con el doble objeto de atraer a la mencionada zona el mayor número de turistas posibles compatible, así como adoptar las medidas para asegurar un desarrollo organizado y controlado, de manera que se preserven los valores culturales, económicos y estéticos de la zona.
- Estudio turístico de la Costa del Sol de Granada (1967). En 1967, el Consejo Económico Sindical Provincial realizó un *«Estudio turístico de la Costa del Sol de Granada»*, con objeto de llamar la atención de los problemas que se estaban planteando en esta franja costera en relación con el desarrollo turístico de la misma, que había adquirido unas cifras que desbordaron los cálculos iniciales, requiriendo una regulación. Aunque el tratamiento de la Costa del Sol —que comprendía entre Estepona y Cabo de Gata— era unitario, el mayor desarrollo se había producido en la provincia de Málaga (además de la 1ª fase del Plan de Promoción Turística de la Costa del Sol en 1968, comprendida entre Tarifa y Málaga, en 1959, la Comisión Especial de Ordenación y Desarrollo de la Costa del Sol en la Provincia de Málaga había redactado el documento *«Proyecto de ordenación de la Costa del Sol»*, correspondiente al tramo entre Estepona y Málaga) mientras que las de Granada y Almería aún se encontraban en un estado latente o embrionario.
- Plan de promoción turística de la Costa del Sol. 2ª fase (1969). La amplitud de la entonces denominada Costa del Sol (desde el Campo de Gibraltar hasta el Cabo de Gata), hizo que los Planes de Promoción Turística se adoptasen por fases, comprendiendo la primera los términos municipales entre el Campo de Gibraltar y Málaga, e integrando la segunda los municipios litorales entre Rincón de la Victoria y Motril, además de otros municipios colindantes y el Macizo de Sierra Nevada.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Fig. 1. Portadas de los instrumentos de planificación turística considerados

Fecha	Denominación	Ámbito territorial	Acciones propuestas en puertos deportivos
1955	Estudio para la ordenación turística de la Costa del Sol	Algeciras-Cabo de Gata	Subvenciones a los clubes náuticos existentes (Algeciras y Málaga)
1963	Estudio para el desarrollo turístico	Málaga-Cabo de Gata	Desarrollos demanda 20.000-60.000: pequeños puertos deportivos Desarrollos demanda >150.000: grandes puertos deportivos
1967	Estudio turístico de la Costa del Sol en Granada	Costa de Granada	Puertos deportivos en Almuñécar y Castell de Ferro
1969	Plan de promoción turística de la Costa del Sol. 2ª fase	Málaga-Motril	Puertos deportivos en Torre del Mar y Almuñécar

Tabla 1. Los puertos deportivos en los instrumentos de planificación turística. Fuente: elaboración propia

Tras un período de autarquía y aislamiento internacional, el turismo se convirtió en España no solo en uno de sus máximos valores exteriores, sino también en una de las principales fuentes de financiación. Esta importancia tuvo su reflejo en un proceso planificador y normativo febril, con el fin de ordenar una actividad que crecía rápidamente, pero que, en contradicción, se dejaba en su mayor parte en manos de la iniciativa privada y con un escaso control.

En un país poco desarrollado, el mayor atractivo se encontraba en el contacto directo con la naturaleza, por lo que la conservación de los valores naturales era la máxima aplicable al paisaje: toda actuación debía integrarse en su entorno —respetando los valores históricos y culturales— y se debía preservar aquellos parajes singulares que actuaban como foco de atracción de los turistas. Así pues, el entorno natural era un elemento atractivo susceptible de ser explotado como elemento turístico. En la costa, la conjugación de agua y tierra produce fascinación, siendo más atractivo cuanto más compleja resulta la interacción entre estos dos medios.

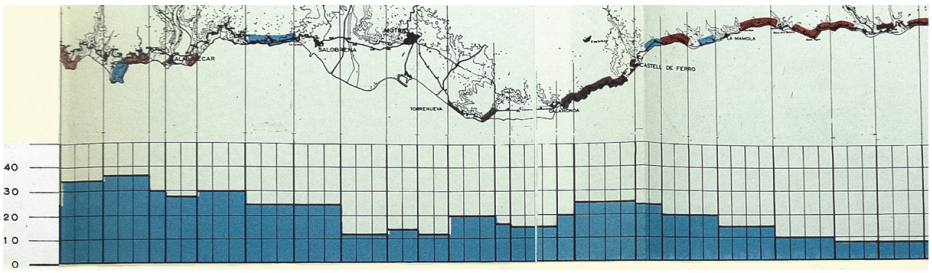


Fig. 2. Belleza del paisaje en la costa granadina (Dioxiadis, 1963)

Por otra parte, era preciso dotar de aquellas zonas con gran atractivo turístico de unas infraestructuras que permitiesen la accesibilidad y unas estancias con unos niveles de confort y condiciones de comodidad análogos a los de los países de origen de los turistas. Esto obligó no solo a modernizar las principales vías de comunicaciones, sino a la creación de nuevos complejos turísticos dotados de amplios espacios libres con fáciles accesos a las zonas de recreo (playa o montaña) y servicios adicionales propios de una gran ciudad (centros comerciales, salas de fiesta, cines, teatros, etc.) y que no podían encontrarse en las villas y pueblos de entonces.

Dentro de este contexto, en esta primera fase de gran expansión turística, la construcción de puertos deportivos se incluía en el grupo de elementos dotacionales adicionales para el turismo; no obstante, su existencia se justificaba atendiendo a criterios cuantitativos o cualitativos, esto es, a la presencia de grandes complejos turísticos —con un elevado número de turistas para los que había que diversificar la oferta de servicios— o a la presencia de un complejo turístico de un alto nivel económico en la que puerto deportivo era reflejo de un determinado estatus social, como elemento diferenciador de la oferta. La integración paisajística de este tipo de infraestructuras se dejaba a criterio de los promotores, siendo de aplicación los principios generales de conservación de los valores históricos y tradicionales.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.2 Planificación náutico-recreativa

Inicialmente, el desarrollo de la náutica recreativa se contemplaba como un complemento de la actividad turística de alto nivel, debido a su costoso mantenimiento; no obstante la popularidad de esta actividad y la creación de escuelas de vela fueron catalizando esta afición, extendiéndola a un público más amplio. Este proceso de adquisición de importancia de la náutica-recreativa queda reflejado en la promulgación de una normativa específica para los puertos deportivos (*Ley 55/1969, de 26 de abril, sobre puertos deportivos*), así como la necesidad de establecer instrumentos de planificación que permitiesen la ordenación racional de los recursos existentes.

Los instrumentos analizados son los siguientes:

- La cuarta flota. Directrices aplicables a la promoción de iniciativas (1975). La difusión de la náutica recreativa y la construcción de puertos deportivos para atender a la demanda existente dio lugar a que se planteasen diversos problemas en su diseño y explotación, con lo que la Dirección General de Puertos publicó estas directrices como *«prisma bajo el que deben mirarse todos y cada uno de los casos particulares que se presenten»*. Este documento diferencia entre los puertos deportivos y las zonas portuarias deportivas dentro de los puertos del Estado, siendo obvio que el número de directrices es mayor en el primero de los casos al contemplar la implantación de una nueva infraestructura dentro del entorno costero.
- Estudio y previsión de la demanda de instalaciones portuarias para la cuarta flota (1977). Este documento surge por imperativo legal, al estar contemplado el establecimiento de un Plan de Puertos Deportivos en la disposición final 2ª de la *Ley55/1969, de 26 de abril, sobre puertos deportivos*. Como bien refleja, este trabajo responde a la acción de *«conocer lo que tenemos, prever lo que vamos a tener y, como consecuencia, hacer un balance de oferta-demanda de las instalaciones»*.
- Plan de ordenación de la oferta de instalaciones para la navegación de recreo (1983). Pese a los esfuerzos por dotar de instrumentos de planificación de las instalaciones náutico-recreativas que permitiesen un *«aprovechamiento más racional de la costa»*, la iniciativa privada había ido promocionado diversas instalaciones *«sin ajustarse, como es natural, a tamaños ni a distancias»*, sin atender a otro criterio que su propia necesidad. Esto hizo que desde la Secretaría General de Turismo se promocionase la redacción de este nuevo plan, cuyo ámbito espacial abarcaba entre la punta de Tarifa (Cádiz) y el cabo Sacratif (Granada).
- Instalaciones náuticas de recreo (1986). Continuando con los principios relacionados en el plan anterior, este nuevo estudio establece un nuevo ámbito físico, comprendiendo el tramo costero entre el cabo Sacratif (Granada) y el cabo de Palos (Murcia). La franja litoral granadina no comprendida en el estudio anterior se integra en el denominado tramo 4 *«Carchuna-Adra»*. Se caracteriza por ser una zona de bajo poblamiento y con una tendencia regresiva; la población se caracteriza por un alto grado de envejecimiento y una baja cualificación, lo que se traduce en unos bajos índices económicos, basados en la agricultura y una incidencia muy reducida de las actividades turísticas. Todo lo anterior hace que no se presenten instalaciones náuticas en esta zona, existiendo solo fondeos y embarcaciones varadas en las playas de Calahonda (Motril) y Castell de Ferro (Gualchos).
- Puertos deportivos de Andalucía (1987). Partiendo de la información recopilada en los anteriores informes de 1983 y 1986 referentes a la flota de embarcaciones de recreo, desde la entonces Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía, decidió estudiar con mayor detalle la problemática referente a la promoción de nuevas instalaciones y explotación de las existentes.
- Bases estratégicas para el sistema portuario autonómico andaluz 2004-2015 (2004). Se trata de un documento interno elaborado por la entonces Empresa Pública de Puertos de Andalucía como herramienta de estructuración de las distintas áreas de actividad —comercial, pesquero y náutico-recreativo— permitiendo la definición de los objetivos estratégicos de intervención en un futuro partiendo de un proceso de reflexión previo que permita delimitar el alcance de la labor a desarrollar, fijando las líneas maestras y estableciendo pautas de actuación.
- Análisis del sector náutico-recreativo en el litoral andaluz (2011). El objeto del estudio —encargado por la Agencia Pública de Puertos de Andalucía— era estimar las necesidades futuros de infraestructuras en el ámbito de los puertos deportivos y estudiar la viabilidad de poder desarrollar dichas iniciativas, estableciendo prioridades y restricciones que permitiesen planificar las actuaciones futuras en el sector náutico-recreativo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- Plan Director de Puertos de Andalucía 2014-2020 (2015). Este documento se redacta con el objeto de establecer unos criterios que permitan que la actividad en las infraestructuras portuarias de Andalucía se desarrolle de forma sostenible, tanto en términos económicos como medioambientales, de forma ordenada y compatible con la protección de las costas, el paisaje, los recursos naturales y culturales y, especialmente, los espacios naturales y culturales protegidos.



Fig. 3. Portadas de los instrumentos de planificación náutico-recreativa considerados

Fecha	Denominación	Ámbito territorial	Acciones propuestas en puertos deportivos
1975	La IV flota. Directrices aplicables a la promoción de iniciativas	Estatal	Motivación, regulación de la oferta, planeamiento, proyecto, promoción, zonificación, regulación y ordenación
1977	Estudio y previsión de la demanda de instalaciones portuarias para la IV flota	Estatal	Sector Mediterráneo Sur: Ninguna (superávit de atraques) Sector Atlántico peninsular: necesidad de nuevos atraques (equilibrio en temporada baja y déficit en agosto)
1983	Plan de ordenación de la oferta de instalaciones para la navegación de recreo	Punta de Tarifa (Cádiz)-Cabo Sacratif (Granada)	Diferenciación de zonas (exclusión y susceptibles de construcción) Características de tamaño de las posibles actuaciones Condiciones y garantías técnicas, estéticas y ambientales.
1986	Instalaciones náuticas de recreo	Cabo Sacratif (Granada)-Cabo de Palos (Murcia)	Diferenciación de zonas (exclusión y susceptibles de construcción) Características de tamaño de las posibles actuaciones Condiciones y garantías técnicas, estéticas y ambientales.
1987	Puertos deportivos de Andalucía	Andalucía	Adecuación de la oferta y la demanda Clarificación del entramado jurídico-advo. en las concesiones Vinculación de los puertos deportivos al turismo y ocio
2004	Bases estratégicas para el sistema portuario autonómico andaluz	Andalucía	Incremento en más de 11.500 nuevos atraques, hasta llegar a una dotación total próxima a 25.000 para el horizonte 2015
2011	Análisis sector náutico-recreativo en el litoral andaluz	Andalucía	Estimación necesidades futuras de puertos deportivos Viabilidad de nuevas instalaciones propuestas
2015	Plan director de puertos de Andalucía 2014-2020	Andalucía	Ajustar la oferta de atraques a la realidad de la demanda social (fondeos, reordenación espacios portuarios, iniciativa privada) Adaptar y/o completar edificios, medios y servicios para la flota

Tabla 2. Los puertos deportivos en los instrumentos de planificación náutico-recreativa. Fuente: elaboración propia.

Tras la polarización en la actividad turística, el auge de la náutica recreativa hace que se demanden nuevas instalaciones portuarias. Los problemas en su diseño y explotación derivados de la concentración de la atención en el desarrollo inmobiliario turístico más que en las cuestiones técnicas hacen que se planté un enfoque diferente, pasando a un estudio más general del entorno litoral, estableciendo los tramos costeros más idóneos para la recepción de nuevas infraestructuras y fijando las primeras limitaciones de tipo medioambiental.

En este sentido, desde una óptica de ordenación costera, el paisaje queda relegado a la mera preservación de aquellos espacios que, por sus condiciones naturales, de diversidad biológica, histórica o cultural, eran susceptibles de preservarse. El puerto deportivo no debía suponer una pérdida del atractivo del lugar y el entorno para satisfacer las cualidades exigidas por el usuario.

No obstante, la crisis económica acaecida hace que se desplome la demanda de instalaciones náutico-recreativas, así como las propuestas de nuevas infraestructuras, pasando los estudios de planificación de la ordenación del sector portuario al aprovechamiento de otros valores de carácter no portuario presentes en los puertos deportivos; así, la consideración paisajística pasan a ser uno de los elementos reconocidos dentro de estas infraestructuras, adquiriendo el reconocimiento inicial implícito como elemento de disfrute (vistas del puerto y su entorno) y posteriormente explícito, al asumir los principios del Convenio Europeo del Paisaje (CEP) en relación con su reconocimiento y aplicación de medidas en materia de política paisajística para su protección, gestión y ordenación en el ámbito portuario.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2.3 Planificación territorial

Los instrumentos considerados dentro de la costa granadina son:

- Directrices regionales del litoral de Andalucía (1990). Documento que tenía como fin último establecer *«la máxima compatibilidad entre los distintos usos y aprovechamientos de las potencialidades del litoral y la preservación y renovación de los recursos»*, dada la tendencia creciente a la densificación que estaba sufriendo esta franja costera, en la que competían por el uso del suelo las explotaciones agrícolas, la industria, el turismo y la infraestructura portuaria, produciendo problemas de ocupación y desarrollo equilibrado del medio litoral.
- Plan de ordenación territorial de Andalucía (2006). Representa el principal instrumento planificador territorial. Aprobado por *Decreto 206/2006, de 28 de marzo*, incorpora la consideración del paisaje como elemento activo dentro de las políticas de actuación y gestión, dentro de un marco transversal de actuaciones que comprendan su inventariado, el establecimiento de directrices y orientaciones para su integración, evaluación del impacto sobre el mismo, medidas para su protección, así como desarrollo de actuaciones de recuperación, mejora y, cuando sea posible, regeneración
- Plan de ordenación del territorio de la Costa Tropical de Granada (2011). Aprobado por *Decreto 59/2006, de 14 de marzo*, tiene por finalidad establecer el marco de referencia para la ordenación y desarrollo sostenible del litoral granadino, garantizando y compatibilizando la preservación de los recursos ambientales y territoriales con el progreso económico y la mejora de la calidad de vida.
- Plan de protección del corredor litoral de Andalucía (2015). Aprobado por *Decreto 141/2015, de 26 de mayo*, se redacta con el fin de preservar de la urbanización las zonas con valores ambientales, naturales, paisajísticos, culturales, agrícolas y forestales de los espacios naturales, evitando la consolidación de nuevas barreras y armonizando la regulación del suelo no urbanizable. Su ámbito de aplicación se extiende sobre una franja de 500 metros de amplitud medida hacia tierra desde la línea de deslinde del dominio público marítimo-terrestre, así como otros ámbitos exteriores a dicha franja incluidos como zonas de protección territorial.



Fig. 4. Portadas de los instrumentos de planificación territorial considerados

Fecha	Denominación	Ámbito territorial	Acciones propuestas en puertos deportivos
1990	Directrices regionales del litoral de Andalucía	Andalucía	Establecer la máxima compatibilidad entre los distintos usos y aprovechamientos de las potencialidades del litoral con la preservación y renovación de los recursos
2006	Plan de ordenación del territorio de Andalucía	Andalucía	Mejora de la oferta de atraques, con prioridad de las actuaciones sobre infraestructuras existentes Creación estratégica regional que valore el conjunto de impactos
2011	Plan de ordenación del territorio de la Costa Tropical de Granada	Costa de Granada	Posibilidad de construcción de nuevos puertos deportivos en determinadas franjas costeras Posibilidad de construcción de marina en cualquier ubicación
2015	Plan de protección del corredor litoral de Andalucía	Litoral andaluz	Los terrenos calificados como *«sistemas generales portuarios»* no son objeto de medidas de protección del plan

Tabla 3. Los puertos deportivos en los instrumentos de planificación territorial. Fuente: elaboración propia.

En una primera fase, los documentos de planificación territorial incorporar un reconocimiento de los valores naturales. Posteriormente, en aplicación del CEP, se establece la diferenciación de zonas paisajísticas, reconociendo diversos elementos:

- Paisajes sobresalientes: carácter natural
- Zonas de interés paisajístico: interacción con usos tradicionales.
- Zonas con potencial paisajístico: susceptibles de mejora

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Por tanto, el concepto de paisaje se adapta a los criterios establecidos en el CEP, especialmente en lo referente a la profundización en el conocimiento del paisaje a través de la identificación, análisis y seguimiento de sus transformaciones.

3. Situación y localización de puertos

Todo puerto resulta del nexo entre las actividades marítimas y terrestres. El análisis del entorno marítimo-terrestre determina las condiciones del emplazamiento. El sitio hace referencia a los condicionantes físicos mientras que la situación establece los sociales (Aguiló, 2013). Todo puerto intenta copiar o mejorar las condiciones de abrigo de un lugar. Por tanto, requiere de unas condiciones naturales previas que, en caso de no existir, deben de procurarse artificialmente. Lo que hace que un puerto sea fuerte es el sitio (configuración natural), no la forma ni los materiales (Turriano). El puerto se sitúa en aquella localización en la que mejor sirve a los intereses a los que sirve. La actividad que desarrolla requiere de unos condicionantes con su entorno terrestre de accesibilidad, satisfacción de la demanda y provisión de servicios que justifiquen su rentabilidad operativa. Debido a esto, un punto de inicio para el estudio de los puertos consiste en analizar las lugares tradicionales utilizados como puertos y lugares de fondeo (ASCE, 2012; Aguiló, 2013). La comparación entre los sitios utilizados como puertos tradicionales y las propuestas de localización de puertos deportivos en la costa granadina sirve de reflejo de la dicotomía entre los condicionantes naturales y los sociales, quedando patente la naturaleza lúdica de los mismos frente a otros factores.



Fig. 5. Localización de puertos en el litoral de Granada

3.1 La Herradura

Fondeadero natural, protegido por promontorios rocosos y con fondo de playa. Aunque dicha configuración puede parecer propicia para el abrigo, los cambios inesperados en la dirección del viento arrastraban hacia la costa los barcos fondeados. Si el fondo era arenoso, quedaban varadas en la playa, pero si era rocoso, se producía su ruina. Este fenómeno produjo el hundimiento de 25 de las 28 galeras que conformaban la flota de la Armada española, el 19 octubre de 1592 (Calero, 2012; Hernández, 2012; Cárdenas, 2012)

Aunque se tiene constancia de asentamientos históricos desde la prehistoria, no es hasta la época medieval en que se menciona su uso como fondeadero. En obra anónima de los siglos XI-XII se menciona el desembarco de Abderramán I en las costas granadinas en el año 755; aunque el puerto de destino era Almuñécar, una tormenta hizo desviar el punto de desembarco a un lugar próximo, existiendo discrepancias entre si ese lugar se corresponde con Jate (La Herradura) o el Maraute (Torredelmar). En las descripciones geográficas realizadas por Al-Bakri en el siglo XI se hace referencia al tráfico marítimo entre el litoral norteafricano y la costa al-Andalus (Gómez, 1998), siendo Jate uno de los puertos de enlace. También aparece citada en los textos de Al-Idrisi. Durante toda la época moderna sufre un despoblamiento que finaliza con el desarrollo turístico de finales del siglo pasado, con el desarrollo turístico.

3.2 Punta de la Mona/Los Berengueles

Aunque este lugar aparece en las cartas náuticas de la Edad Moderna, su referencia se debe más como posible lugar de fondeo dentro de las rutas de cabotaje frente a los vientos de lebeche (SW), aunque sin presencia de agua. Supone el lugar alternativo de resguardo en la Herradura frente a los vientos de poniente.

En esta localización se ubica el puerto deportivo de la Punta de la Mona, concesión otorgada por acuerdo de Consejo de Ministros de 9 de enero de 1981 sobre un proyecto de 1978; no obstante, posteriormente se efectuó una primera restructuración de las obras con diversos cambios, que dan lugar a un posterior informe favorable de la Jefatura de

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Costas y Puertos de Granada, con fecha de 31 de marzo de 1982. Posteriormente se fueron realizando diversas modificaciones del proyecto hasta su conclusión en 1987.

En la actualidad presenta 125 atraques y supone un complemento a la actividad turística y los desarrollos inmobiliarios próximos. Aunque existen propuestas para su ampliación, no se ha producido su presentación formal.

3.3 Almuñécar (Ex. Sexi)

Se trata de uno de los núcleos urbanos más importantes del litoral granadino a lo largo de la historia. La situación geográfico-estratégica de Almuñécar en una península elevada entre las ensenadas de los ríos Verde y Seco proporcionaba fondeaderos tanto a levante como a poniente, en función de los vientos. Este hecho, junto a la fama en la elaboración de salazones la convirtieron en una importante base comercial en las rutas marítimas hacia el resto de asentamientos de la costa, tal y como muestran diversos textos (Molina, 2000), tanto griegos (Hecato de Mileto, Difilio de Sinope) como romanos (Mela, Plinio, Livio).

Aunque la caída del imperio romano supuso el abandono de las factorías de salazones y sus industrias asociadas, los productos agrícolas de la zona sostuvieron la importancia comercial de este enclave. Durante la época medieval y moderna son numerosas las fuentes que citan este enclave como puerto en las rutas comerciales, así como la excelencia de los productos agrícolas, tanto de en la época árabe como en posterior reconquista castellana. No obstante, su importancia será menor que Salobreña y Motril por la menor disponibilidad de superficie de cultivo. Además, los procesos de colmatación de los ríos, con el avance de la línea de costa y la pérdida de abrigo de los promontorios existentes, hacen que se vaya perdiendo su utilidad como refugio. Ya en época moderna se citan otros puntos de fondeo, como el peñón de Velilla.

La explotación agrícola y la posterior urbanización desmesurada producida durante el siglo XX agotan los recursos naturales y de suelo para el desarrollo de infraestructuras portuarias. No obstante, En 1979 se otorgó una concesión de un puerto deportivo de 411 atraques a levante de la ensenada de Velilla, asociado a desarrollos inmobiliarios, aunque que no llegó a construirse.

3.4 Salobreña/Caleta (Salambina)

Núcleo costero en la desembocadura del Gualdafeo, cuyas tierras fértiles suponen la base para un poblamiento y actividad continuos. Inicialmente, el entonces Islote de Salobreña (actualmente peñón por la colmatación producida por el río) se utilizaba como fondeadero y resguardo, utilizándose para intercambios comerciales de productos de la vega. Textos romanos (Mela, Plinio) hacen referencia a su ubicación dentro de estas rutas comerciales. Asimismo, este carácter comercial también se mantiene en época medieval (Al-Bakri, Al-Idrisi) No obstante, el incremento de la importancia económica del municipio de Motril y la pérdida de abierto por la colmatación hacen que pierda importancia.

En 2007 se presenta un estudio de viabilidad de un puerto deportivo con capacidad para 316 atraques en el núcleo urbano de La Caleta, en un frente litoral próximo a la zona acantilada con inexistencia de playa.

3.5 Motril (Menkib)

Ejemplo de imposición de las condiciones sociales sobre las naturales. Se trata de una ensenada expuesta a los vientos, pero consolidada por el intercambio de mercancías. Aunque la importancia económica de Motril ha estado asociada a la producción agrícola de la vega y, especialmente, a la producción de la caña de azúcar (actividad que se inició en época moderna hasta mediados del siglo XX), los puertos tradicionales de salida de productos han sido los de Salobreña, Castell de Ferro y Calahonda. La primera mención a Motril como plaza costera se realiza en los textos de Pîri Reis (s. XVI). No obstante, los procesos de colmatación, las comunicaciones y la importancia económica de este núcleo hicieron que se incrementase la importancia de la actividad portuaria de su ensenada. En 1908 se comienza a dotar de infraestructura de abrigo para facilitar la carga y descarga sin depender de las condiciones cambiantes de los vientos y acorde a las nuevas necesidades de los buques comerciales. En 1941 se dota de prácticamente la infraestructura de muelles y diques actuales.

En 2011 se presenta el estudio de viabilidad de una marina en la Punta del Santo (antigua desembocadura del río Guadalfeo), justificada en el déficit de atraques y en proporcionar estabilidad frente a los problemas regresivos costeros, apoyado en un desarrollo urbanístico.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3.6 Torrenueva (Baterna)

Punto de escala en antiguas rutas comerciales de corta y media distancia entre Málaga y Almería (Pérez, 2010). Pierde importancia por su falta de abrigo, por los procesos de colmatación, por el incremento de la autonomía de los barcos y por el crecimiento de la importancia económica de Motril.

3.7 Cabo Sacratif

Imponente promontorio rocoso indicado como fondeadero ocasional en los ss. XVII y XIX.

3.8 Calahonda

Fondeadero natural con gran calado que facilita su utilización a partir del s. XIX como punto de embarque y desembarque de mercancías en barcos de mayor calado. La pujanza comercial y mejores comunicaciones de Motril hacen que finalmente se construya allí el puerto, en detrimento de Calahonda.

3.9 Cala Rijana

Fondeadero natural y punto de escala en antiguas rutas comerciales en la antigüedad (Malpica y Becerra, de los barcos, la ausencia de núcleos urbanos próximos y la carencia en las comunicaciones hacen que pierda importancia a partir de Época Moderna.

3.10 Castell de Ferro

Utilizado como fondeadero natural en las rutas comerciales desde antiguo, aunque adquiere mayor importancia como puertos durante las Edades Media y Moderna. Ya en el s. XII, Al-Idrisi lo describe como un *«pequeño puerto parecido a un estanque»* y, posteriormente, también se menciona en el Atlas de Texeira y en las cartas náuticas de los s. XVI y XVII por el buen abrigo que presenta al resguardo del cerro con castillo existente, así como por la presencia de agua. La despoblación y los procesos de colmatación provocan su posterior pérdida de importancia.

En 2005 se planteó el otorgamiento de una concesión administrativa de un puerto deportivo en el extremo de levante, amparándose en el incremento de la actividad náutica y como escala en el tránsito entre Almería y Motril. Finalmente, en 2006 el proyecto se consideró no viable a los efectos ambientales, lo que dio lugar a la posterior resolución del archivo del procedimiento en 2008.

3.11 Castillo de Baños

Se trata de un punto de fondeo dentro de las rutas comerciales medievales, con escasas condiciones de abrigo.

En 2010 se presenta la propuesta de una marina en Castillo de Baños (Polopos) como una opción de desarrollo turístico del entorno, incluyendo no solo la instalación náutico-recreativa con capacidad para 400 atraques, sino también un complejo turístico.

3.12 Melicena (Belisena)

Punto de fondeo y escala en las rutas comerciales medievales (Al-Idrisi). El despoblamiento sufrido en la época moderna, la carencia en las comunicaciones y la ausencia de recursos naturales impiden que continúe su actividad.

3.13 Conclusiones

Por su propia configuración, la costa mediterránea meridional andaluza no presenta importantes puertos naturales, destacando la ensenada de Málaga y la bahía de Almería, en cualquier caso, expuestos en situaciones de temporal. El resto de localizaciones se deriva del sistema tradicional de navegación de cabotaje, que requería la localización a lo largo de la ruta de fondeaderos y lugares de refugio a lo largo de la costa para el eventual abrigo o el intercambio de mercancías. Este es el caso de la provincia de Granada, que no presenta un puerto importante sino lugares con mayor o menor abrigo en los que se realizaban actividades de intercambio comercial; estos lugares no solo se caracterizaban por su resguardo, sino por la proximidad a un núcleo de población que servía como canalizador de las mercancías de su entorno próximo. Esta tendencia se ha ido manteniendo a lo largo de los siglos, ya que la vía marítima era la más rápida en una configuración litoral caracterizada por una orografía abrupta y próxima a la costa, que dificultaba las comunicaciones terrestres.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los avances tecnológicos en la navegación y el incremento del tráfico hace que se presenten nuevas necesidades para los barcos que no son cubiertas por los tradicionales fondeos, requiriendo infraestructuras artificiales de abrigo, así como de operativa. En este sentido, en los puertos artificiales construidos, tanto comerciales como deportivos, el factor en la determinación de la ubicación no ha sido la configuración natural, sino la cercanía a la demanda; este hecho se muestra con mayor evidencia en los proyectos presentados para nuevos puertos deportivos, en los que no se parte de los lugares tradicionales de fondeo sino su vinculación a promociones inmobiliarias, adoptando diversas soluciones para conseguir el abrigo necesario (diques de abrigo para puerto exterior o solución en marina interior). Así pues, la costa granadina ha presentado una desvinculación náutica, lo que ha hecho prevalecer la geografía económica sobre la geografía física en la localización de las instalaciones portuarias.

4. El paisaje en los puertos deportivos

El paisaje es un concepto ambiguo que trata de las relaciones entre las personas y su entorno, asociado a la percepción del entorno del hombre como una especie de trasfondo o decorado de una imagen, que produce unas sensaciones en quien lo observa. Esta ambigüedad hace que cada área de conocimiento tienda a abordarlo de una manera diferente.

El Convenio Europeo del Paisaje define paisaje como *«cualquier parte del terreno tal como lo percibe la población, cuyo carácter sea el resultado de la acción y la interacción de los factores naturales y/o humanos»* (Consejo de Europa, 2000:§1a). Esta definición recoge tres elementos fundamentales (Martín y Yepes, 2017):

- La realidad física: la base visual que precede a la precepción, con todas sus componentes que conforman su contenido y características (Sánchez, 1948; del Campo, 1951; Roger, 1997; Tress y Tress, 2001; Nogué y Vicente, 2004).
- El observador: persona, punto de vista o lugar desde el que se dirige la mirada. No se descubre la belleza de un entorno hasta que no se ha visto (Swanwick, 2002; Martínez, 2009).
- La componente subjetiva: impresión de la vista que permite reconocer los valores que la visión produce y cuya significación resulta condicionada por la experiencia del individuo (Sánchez, 1945; Berque, 1994; Roger, 1997; Nogué, 2007).

4.1 El paisaje y la infraestructura

Una infraestructura se define como el conjunto de elementos o servicios que se consideran necesarios para la creación y funcionamiento de una organización cualquiera. Es el resultado de la acción del hombre para satisfacer una demanda de carácter social carente en el medio (Español, 2008), utilizando los recursos que se encuentran en el territorio y que se materializa a través de la transformación de los procesos naturales mediante la tecnología (del Campo, 1948; Rodiek, 1988; Aguiló, 2008). Este proceso conlleva la alteración del paisaje existente.

En la transmutación resulta clave la naturaleza e intensidad de estas transformaciones. Debe existir un equilibrio entre los requerimientos demandados, los recursos consumidos y el servicio alcanzado (Martín y Yepes, 2017). Cualquier desajuste supone la creación de una estructura mediocre y anodina, que produce un doble riesgo (Nogué, 2010): la destrucción de un paisaje existente sin la adecuada contraprestación y el rechazo social.

En cualquier caso, el proceso de discusión sobre los cambios generados por una infraestructura en el paisaje se revela como un juicio de valor sobre la misma.

4.2 El paisaje y el puerto

4.2.1 El puerto como infraestructura

La finalidad fundamental de todo puerto es dar abrigo y servicio a las embarcaciones. Este objeto básico no debe quedar enmascarado con otras necesidades (Pery, 2003), lo cual puede llevar a la incomprensión y rechazo por parte de la sociedad (Ollero, 1986; Aguiló, 2013). Si estos requerimientos no quedan satisfechos con la propia configuración natural del entorno, deben procurarse de manera artificial (Martín y Yepes, 2017).

Los puertos son elementos rígidos en un entorno cambiante. Deben integrarse en su entorno aprovechando al máximo las condiciones naturales existentes, insertándose en el litoral sin renunciar a su carácter artificial, pero manteniendo el protagonismo de la costa, sin ocultarse y ennobleciendo el lugar, dándole un nuevo significado (Portela y Cendán,

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2004). El puerto debe ser un catalizador para el potencial de su entorno (Aguiló, 1981; Torres, 1984). El puerto no debe competir sino completar su entorno, proporcionando todo lo que éste no puede ofrecer de una forma natural.

4.2.2 El puerto como como paisaje cultural

Según la UNESCO (1972:§1), los paisajes culturales representan el trabajo combinado de la naturaleza y el hombre. Así, toda infraestructura participa de esta cualidad cultural por interactuar con el entorno natural y social, reflejando tanto la experiencia técnica como la sensibilidad de sus autores en la forma de resolución (Aguiló, 1999; Meyer, 1999; Nogué, 2007).

Los puertos son reflejo de un determinado período, reflejando las necesidades, los medios y los recursos utilizados en cada momento. No obstante, el puerto es un elemento que puede contener y reunir diversas actividades cuyos requerimientos específicos dan lugar a rasgos claramente distintivos de su entorno. Esto da lugar a un doble tratamiento del paisaje cultural portuario (Martín y Yepes, 2017):

- Como contenido, cada actividad (comercial, pesquera, náutico-recreativa) imbuye su propia cultura a través de una identidad mantenida a lo largo del tiempo.
- Como continente, las infraestructuras reflejan el grado de comprensión de los fenómenos costeros, de unos materiales y de unas técnicas constructivas.

4.2.3 El carácter portuario

El carácter de un paisaje se define como *«un patrón distintivo reconocible y consistente de elemento en el paisaje que hace que ese paisaje sea diferente de otros»* (Swamwick, 2002). El carácter de un puerto se refiere a la unicidad, por lo que en la búsqueda de esta identidad se corre el riesgo de copiar conceptos existentes, repitiendo una solución que transforma el espacio en un parque temático cuyo único propósito es su imagen (Sabaté, 2008). Es precisa la creación de nexos con su entorno, manteniéndolos y enriqueciéndolos con el tiempo. Todo puerto es un soporte físico de unas actividades (comercial, pesquera, náutico-recreativa) por lo que se erige, con el paso del tiempo, en un albacea del valor subyacente de esas actividades, recolectándolas y cohesionándolas de una manera particular.

Referencias

AGUILÓ ALONSO, M. (2013). *Qué significa construir. Claves conceptuales de la ingeniería civil*. Madrid: Adaba Editores.

AGUILÓ ALONSO, M. (2008). "La autonomía de la forma en la ingeniería civil" en *Ingeniería y Territorio*, vol. 84, p. 4-11.

AGUILÓ ALONSO, M. (1999). *El paisaje construido. Una aproximación a la idea de lugar*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

AGUILÓ ALONSO, M. (1981). "Visibilidad de las obras públicas en el medio rural" en Calderón Balanzategui, Enrique J. (Coord.). *Ingeniería civil y medio ambiente*. Madrid: Centro de Estudios de Ordenación del Territorio y Medio Ambiente, Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, p. 123-136.

AL-BAKRI, A.U. *Geografía de España*. Vidal Beltrán, E. (trad. e introd.) (1982). Zaragoza: Anubar.

AL-IDRISI, M. *Description de l'Afrique et l'Espagne*. Dolzy, R., de Goeje, M.J. (traducción y notas) (1866). Leyde: Brill.

ANTROP, M. (2006). "From holictic landscape synthesis to transdisciplinary landscape management" en Tress, B., Tress, G., Fry, G., Opdam, P (*Eds.*). *From Landscape Research to Landscape Planning. Aspects of Integration, Education and Application*. The Netherlands: Springer, p. 27-50.

ASCE (American Society of Civil Engineers) (2012). *Planning and design guidelines for small craft harbors*. Reston: American Society of Civil Engineers.

BERQUE, A. (*Dir.*) (1994). *Cinq propositions pour une théorie du paysage*. Seyssel.

BOISIER, S. (1976). *Diseño de planes regionales. Métodos y técnicas de planificación territorial*. Madrid: Colegio Oficial de Ingenieros de Camino, Canales y Puertos.

CALERO PALACIOS, M.C. (2012). *Naufragio de la Armada española en La Herradura (Almuñécar): aportación documental*. Madrid: Diputación de Granada Publicaciones.

CÁRDENAS MUÑOZ, A. (2012). *Luna de octubre: el naufragio de La Herradura*. Madrid: Port Royal Ediciones.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

CONSEJO DE EUROPA (2000). European Landscape convention, Florence. CETS Nº 176. <https://rm.coe.int/CoERMPublicCommonSearchServices/DisplayDCTMContent?documentId=0900001680080621> [Consulta: 15 de mayo de 2016]

Del CAMPO y FRANCÉS, A. (1948). "Consideraciones sobre el carácter estético de la obra pública" en *Revista de Obras Públicas*, vol. 46, II (2801), p. 383-386.

DIOXIADIS IBÉRICA, S.A. (1963). *Estudio para el desarrollo turístico*. Madrid: Presidencia del gobierno.

GÓMEZ BECERRA, A. (1998). *El poblamiento altomedieval en la costa de Granada*. Motril: Asukaria Mediterránea.

HERNÁNDEZ MOLINA, T. (2012). *Un viento inesperado: el naufragio de la Armada de Felipe II en La Herradura (1562)*. Madrid: Ayuntamiento de Almuñécar.

HEIN, C. (2016). "Port cityscapes: conference and research contributions on port cities" en *Planning Perspectives*, vol. 31 (2), p. 313-326.

MADERUELO, J. (2007). *El paisaje: génesis de un concepto*. Madrid: Adaba.

MALPICA CUELLO, A., GÓMEZ BECERRA, A. (1991). *Una cala que llaman La Rijana: Arqueología y paisaje*. Ayuntamiento de Castell de Ferro.

MARTÍN POLO, R., YEPES PIQUERAS, V. (2017). "El paisaje en la planificación y gestión de los puertos deportivos en Andalucía" en *Revista de Obras Públicas* (artículo en revisión).

MARTÌNEZ DE PISÓN, E. (2009). *Miradas sobre el paisaje*. Madrid: Biblioteca Nueva, Madrid.

Meyer, H. (1999). *City and Port: Urban Planning as a Cultural Venture in London, Barcelona, New York, and Rotterdam*. Rotterdam: International Books.

MOLINA FAJARDO, F. (2000) *Almuñécar romana*. Diputación Provincial de Granada.

NOGUÉ FONT, J. (2010). "El retorno al paisaje" en *Enrahonar*, vol. 45, p. 123-136.

NOGUÉ FONT, J. (2007). "Introducción. La valoración cultural del paisaje en la modernidad" en Nogué Font, J., (Ed.). *El paisaje en la cultura contemporánea*. Madrid: Biblioteca Nueva, p. 9-24.

NOGUÉ, J., VICENTE, J. (2004). "Landscape and national identity in Catalonia" *en Political Geography*, vol. 23, p. 113-132.

OLLERO MARÍN, M. (1986). "Vida recibida y provocada" en Vila Ruiz, L.F. (*Dir.*). *II Curso de puertos e instalaciones deportivas*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

PÉREZ HENS, J.M. (*coord.*) (2010). *Historia de Motril y la costa de Granada*. Diputación de Granada.

PERY PAREDES, P. (2002). "El antepuerto y las aguas abrigadas. Pasado, presente y futuro" en *Revista de Obras Públicas*, vol. 149 (3428), p. 13-26.

RODIEK, J. (1988). "The evolving landscape" en *Landscape and Urban Planning*, vol. 16, p. 35-44.

ROGER, A. (1997). *Court traité du paysage*. Paris: Gallimard.

SABATÉ BEL, J. (2008). "Paisajes culturales y proyecto territorial" en Nogué Font, J. (Ed.), *El paisaje en la cultura contemporánea*. Madrid: Biblioteca Nueva, p. 249-274.

SÁNCHEZ DE MUNIAIN, J.M. (1945). Estética del paisaje natural. Madrid: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.

SWAMWICK, C. (2002). *Landscape Character Assessment. Guidance for England and Scotland*. The countryside Agency-Scottish Natural Heritage. <http://www.snh.org.uk/pdfs/publications/LCA/LCA.pdf> [Consulta: 14 de octubre de 2015].

TEXEIRA, P. (1634). *El Atlas del Rey Planeta. Descripción de España y de las costas y puertos de sus reinos*. Felipe Pereda y Fernando Marías (eds.) (2002). Madrid: Nerea.

TURRIANO, J. *Los veintiún libros de los ingenios y de las máquinas*. Laín Entralgo, P. (trad. y prólogo) (1983). Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y Turner.

TRESS, B., TRESS, G. (2001)." Capitalising on multiplicity: a transdisciplinary systems approach to landscape research" en *Landscape and Urban Planning,* vol. 57, p. 143-157.

TORRES BERNIER, E. (1983). "Los puertos deportivos y su repercusión en la demanda turística" en *II Symposium de puertos deportivos (02.1983 Benalmádena)*. Málaga: Asociación de Puertos Deportivos y Turísticos de Andalucía, p. 35-58

UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la ciencia y la Cultura) (1972). Convención sobre la protección del patrimonio mundial cultural y natural. París, 16 de noviembre de 1972 <http://whc.unesco.org/en/conventiontext/> [Consulta: 10 de junio de 2015].

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Metodología para la simulación de la operatividad en canales de navegación: el caso de Punta Umbría

Reyes-Merlo, Miguel Á.[a]; Otiñar-Morillas, Pedro[a]; Del-Rosal-Salido, Juan[a]; Bergillos, Rafael J.[a] y Ortega-Sánchez, Miguel[a]

[a]Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía, Universidad de Granada, Avda. del Mediterráneo s/n, 18006, Granada, España. mgreyes@ugr.es, pedro77@correo.ugr.es, jrsalido@ugr.es, rbergillos@ugr.es, miguelos@ugr.es

Resumen

Los estuarios, nexo entre la tierra y el mar, son fundamentales para el desarrollo de actividades agrícolas y pesqueras. Y por ende, para el transporte marítimo y el desarrollo de diversas actividades portuarias. Para el mantenimiento de la navegabilidad hacia los puertos interiores, es frecuente recurrir a actuaciones de dragado. La creación de canales de navegación en estuarios e inlets normalmente conlleva una alteración del equilibrio y los procesos morfodinámicos, lo que supone una dificultad a la hora de conocer la vida útil de estos proyectos. Éste es el caso del inlet de Punta Umbría que, localizado en la Ría de Huelva, sufre constantes problemas de aterramiento debido a la acción conjunta del oleaje y de la marea, repercutiendo en el normal desarrollo de distintas actividades socio-económicas. El objetivo de este trabajo es predecir y analizar la operatividad de los distintos canales de navegación ejecutados en Punta Umbría en función de la actividad sedimentaria del lecho y de los niveles de marea astronómica.

Palabras clave: *ría, canal de navegación, dragado, operatividad, modelo morfodinámico.*

1. Introducción y zona de estudio

El inlet de Punta Umbría está localizado en la parte suroeste de la Península Ibérica y es parte de la ría de Huelva (Fig. 1). Un dique fue construido al este de la desembocadura para garantizar el acceso seguro al puerto de Huelva (Dique Juan Carlos I, Fig. 1a). Si bien la construcción de este dique garantizó un acceso más seguro al puerto de Huelva, esta infraestructura inhibió la acción mareal a lo largo de la ría (Morales et al., 2014), bloqueando parte de la conexión entre el canal de Punta Umbría y el resto del estuario. Como consecuencia de la deriva litoral del oleaje (de oeste a este) esta actuación dio lugar a una nueva línea de costa al oeste del dique. Por todo ello, esta obra causó que el inlet deje de encontrarse en equilibrio y tienda a cerrarse (Reyes-Merlo et al., 2017).

La presencia de esta estructura junto con la dinámica litoral hizo que el inlet de Punta Umbría presentara con frecuencia problemas de sedimentación. Por ello, los gestores construyeron un nuevo dique en la parte oeste del inlet de Punta Umbría durante los años 80 (Dique II, Fig. 1a). Además, para garantizar las condiciones de operatividad en Punta Umbría, en los últimos quince años la Agencia Pública de Puertos de Andalucía (APPA) ha realizado tres diseños distintos de canal de navegación: Ud, Cd y Dd (Fig. 1b). En todos los casos, después de la ejecución de dichos proyectos, ha sido necesario dragar periódicamente cada 2-4 años. A pesar de estas intervenciones, los problemas de sedimentación han persistido en la zona. Las tasas de acreción y su distribución espacial se encuentan detalladas en Reyes-Merlo (2016).

En este contexto, conociendo la profundidad (3 m) y anchura (7.5 m) requeridas para la navegación de los buques que operan en el puerto de Punta Umbría (ROM 2.0, 2011), y a partir del uso de modelos numéricos de cálculo hidrodinámico y propagación de oleaje, el objetivo de este trabajo es la predección de la operatividad en la ría de Punta Umbría en función de la evolución morfo-hidrodinámica del canal. De este modo, los gestores pueden calcular el volumen a dragar para establecer un porcentaje de operatividad durante la vida útil del dragado.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

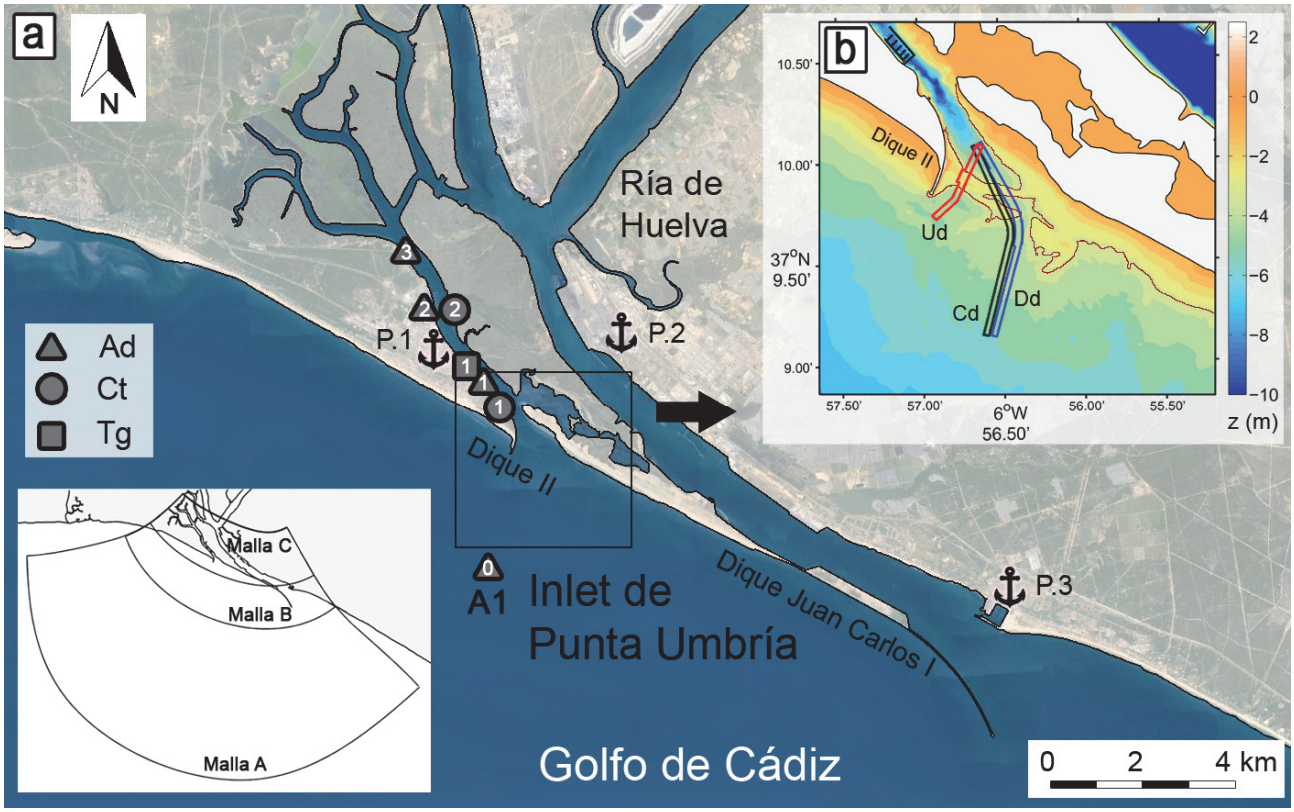


Fig. 1. (a) Localización de la Ría de Huelva, con los puertos de Punta Umbría (P.1), Huelva (P.2) y Mazagón (P.3). Así mismo, se incluye la red de monitorización desplegada a lo largo del inlet con correntímetros (Ad), sondas de calidad ambiental (Ct) y mareógrafos (Tg). (b) Batimetría de referencia respecto al nivel medio del mar y canales de navegación Ud, Cd y Dd.

2. Metodología

En este trabajo se utilizaron dieciocho batimetrías facilitadas por la APPA y distintas medidas hidrodinámicas obtenidas con una red de monitorización desplegada en el área de estudio (Fig. 1). Con esta información se calibró y validó el modelo numérico Delft3D. Para ello, se emplearon tres mallas de cálculo (A, B y C, Figura 7). La malla A es una malla curvilínea con 130 y 145 celdas en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, y tamaños de celda que decrecen con la profundidad desde 570x245 m hasta 150x270 m. La malla B es una malla aninada de 194x77 celdas cuyo tamaño decrece desde 170x150 m a 100x75 m. Por último, la malla C es una tercera malla anidada que cubre la zona del inlet con 581 y 124 celdas en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente, y tamaños de celda de aproximadamente 30x60 m. Para la resolución espectral, 37 frecuencias de 0.03 a 1 Hz fueron usadas. La calibración y validación del modelo se detallan en Reyes-Merlo et al. (2017).

La Fig. 2. muestra la metodología seguida en este trabajo una vez calibrados y validados los modelos numéricos. Esta metodología toma como marco temporal el periodo de tiempo de 2 años, vida útil típica de los proyectos de dragado en Punta Umbría. Por un lado, con la información de las dieciocho batimetrías disponibles se estudia la evolución del lecho (z) a o largo del tiempo (t) causada por la sedimentación ($\Delta z/\Delta t$). Por otro lado, con el uso del modelo numérico Delft3D se obtiene el nivel de marea astronómica (η) a lo largo de todo el marco temporal. A partir de los datos de evolución del lecho y de evolución del nivel, junto con los datos de ancho (B) y calado (h) exigidos por la ROM 2.0 (2011) para las embarcaciones tipo de la zona, se analizó la evolución del calado disponible para las secciones más críticas (las de mayor actividad sedimentaria) de los tres canales de navegación proyectados.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

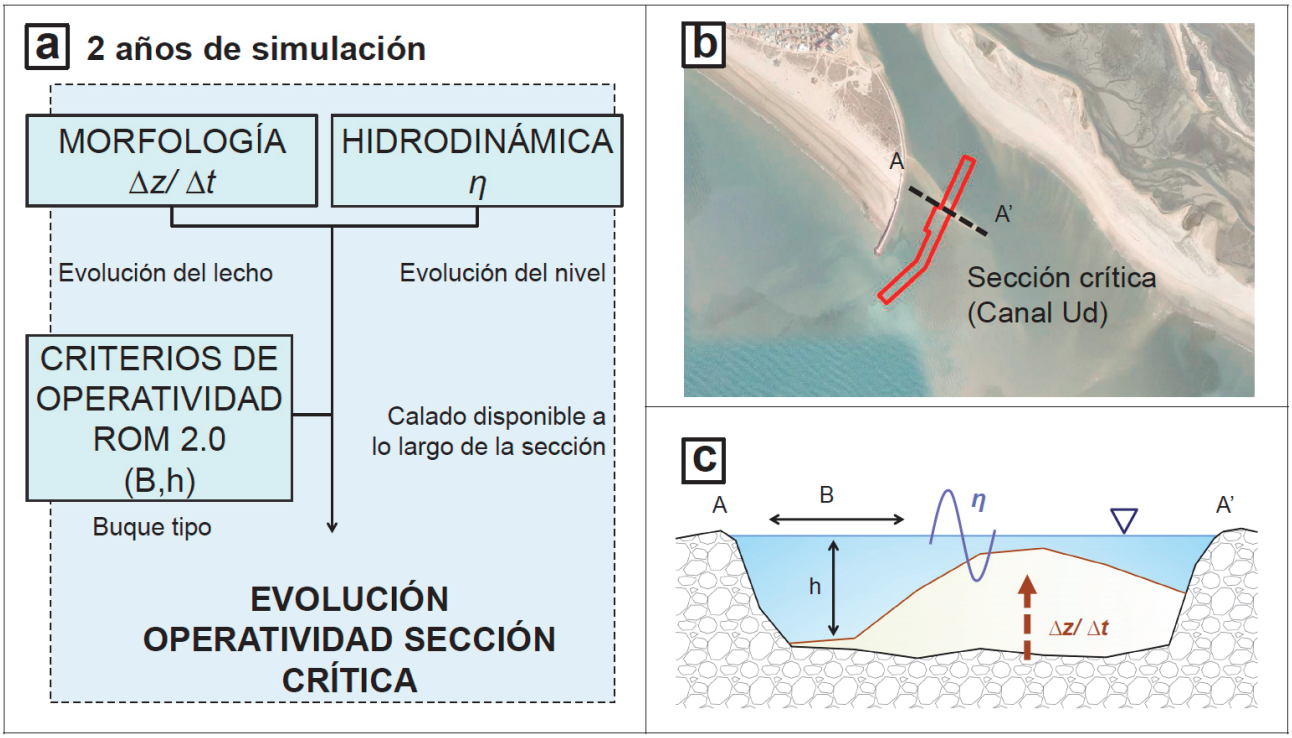


Fig. 2. (a) Esquema para la metodología propuesta. (b) Ejemplo de localización de la sección crítica para el canal Ud. (c) Corte transversal de la sección anterior, mostrando distintas variables de interés, para la situación inicial y final tras la simulación.

3. Resultados

Una serie de dos años fue simulada para determinar las condiciones de operatividad para la navegación. Como se menciona en la Sección 1, el canal está operativo cuando la profundidad es mayor de 3 m a lo largo de una anchura mayor de 7.5 m. La Fig. 3 muestra la elevación inicial (en negro) y final (en rojo) del fondo en la sección más desfavorable del canal para la situación inicial, es decir, sin dragar. Para la configuración inicial, se observa que la operatividad es nula durante todo el ciclo de bajamar y parte del ciclo de pleamar (una sobreelevación mínima de 0.224 m es requerida, Fig. 3).

Consecuentemente, la ventana operativa durante el primer día simulado dura 10 horas de las 24 horas del día, es decir, un porcentaje diario de operatividad del 42 % (Fig. 4a, línea naranja). Ese porcentaje varía durante el ciclo de mareas vivas y muertas, disminuyendo con el tiempo ya que la sedimentación se incrementa durante el periodo simulado. De este modo, la morfología final es el peor escenario, ya que la sobreelvación mínima requerida para la navegación es la mayor (0.715 m, Fig. 3). El porcentaje de operatividad medio durante los dos años es del 16.2% (Fig. 4b,c), poniendo de manifiesto la necesidad de llevar a cabo intervenciones de dragado para mantener la actividad del puerto de Punta Umbría.

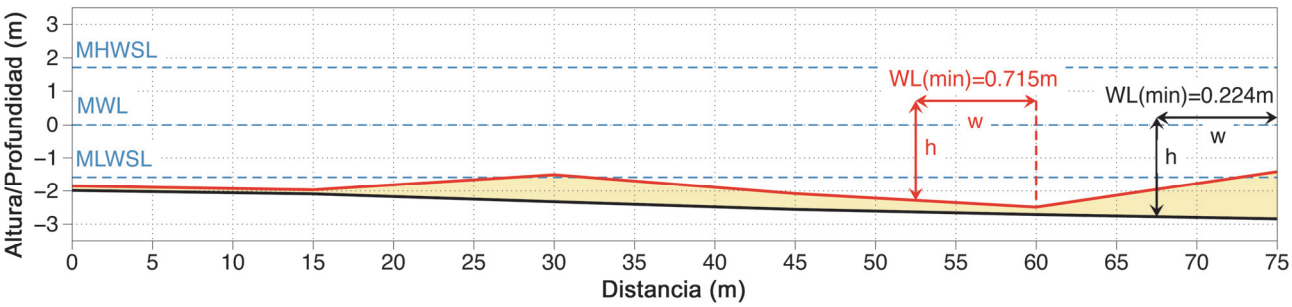


Fig. 3. Nivel del fondo inicial (negro) y final (rojo) en la sección más desfavorable del canal. Se indican las sobreelevaciones mínimas requeridas para la navegación en los tiempos inicial (WLmin=0.224 m) y final (WLmin=0.715 m). El nivel medio del mar (MWL), la pleamar máxima viva equinoccial (MHWSL) y la bajamar máxima viva equinoccial (MLWSL) son también indicadas. h=3 m y w=7.5 m son la profundidad y anchura mínima para garantizar condiciones operativas, respectivamente.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por ello, once escenarios de dragado fueron definidos variando la profundidad dragada desde 0 m (no dragado) hasta 4 m en intervalos de 0.4 m, con el fin de relacionar el volumen dragado en cada escenario con el porcentaje medio de operatividad durante los dos años simulados. Los resultados muestran que cuanto mayor es el volumen dragado (menor el nivel del fondo) mayor es la operatividad en el canal de navegación (Fig. 4b,c). Así mismo, para garantizar condiciones de operatividad durante el periodo completo, la profundidad y el volumen dragados deben ser igual a 3.2 m y 97380 m^3, respectivamente.

Considerando que los costes de las actuaciones de dragado están directamente relacionados con el volume dragado, la Fig. 4c muestra que el ratio coste/efectividad de los dragados disminuye conforme se aumenta el volumen dragado. Por ejemplo, porcentajes promedios del 99% y el 90% son obtenidos con profundidades dragadas de 2.8 y 2.4 m, y volúmenes de 70520 m^3 y 46750 m^3, respectivamente. Por ello, estos escenarios pueden representar alternativas recomendables ya que garantizan porcentajes de operatividad altos y son más de un 25% y 50% más baratos, respectivamente, que el escenario de operatividad total.

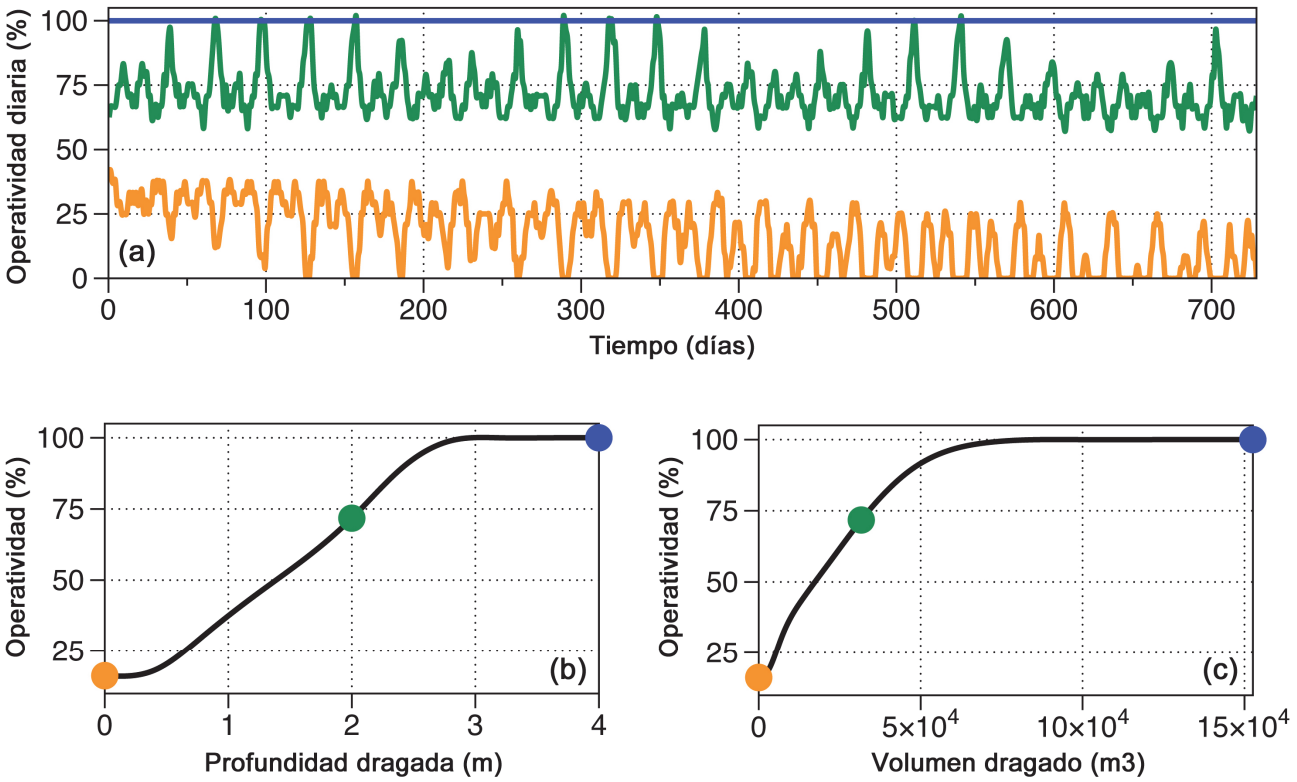


Fig. 4. (a) Porcentaje diario de operatividad para la situación actual (naranja), y considerando profundidades de dragado de 2 m (verde) y 4 m (azul). Porcenatajes de operatividad media durante los dos años simulados en función de la profundidad dragada (b) y el volumen dragado (c). Los puntos naranja, verdes y azules en los paneles b y c corresponden con los escenarios mostrados en el panel a.

La Fig. 4 representa el estado inicial y final del lecho en las secciones más críticas de cada canal (Dd, Cd y Ud, Fig. 1) considerando un dragado de 2.4 m. En el caso de la sección correspondiente al diseño Ud, la sedimentación es mayor, ya que se localiza en una de las zonas más activas del inlet. Tras la simulación, los canales con mayor operatividad media se corresponden con los diseños Cd (98%) y Dd (97%). Para el canal Ud (85%) se aprecian notables pérdidas de operatividad a partir de en torno a los 365 días, mientras que para los otros dos diseños, éstas ocurren a partir de los 600 días aproximadamente.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

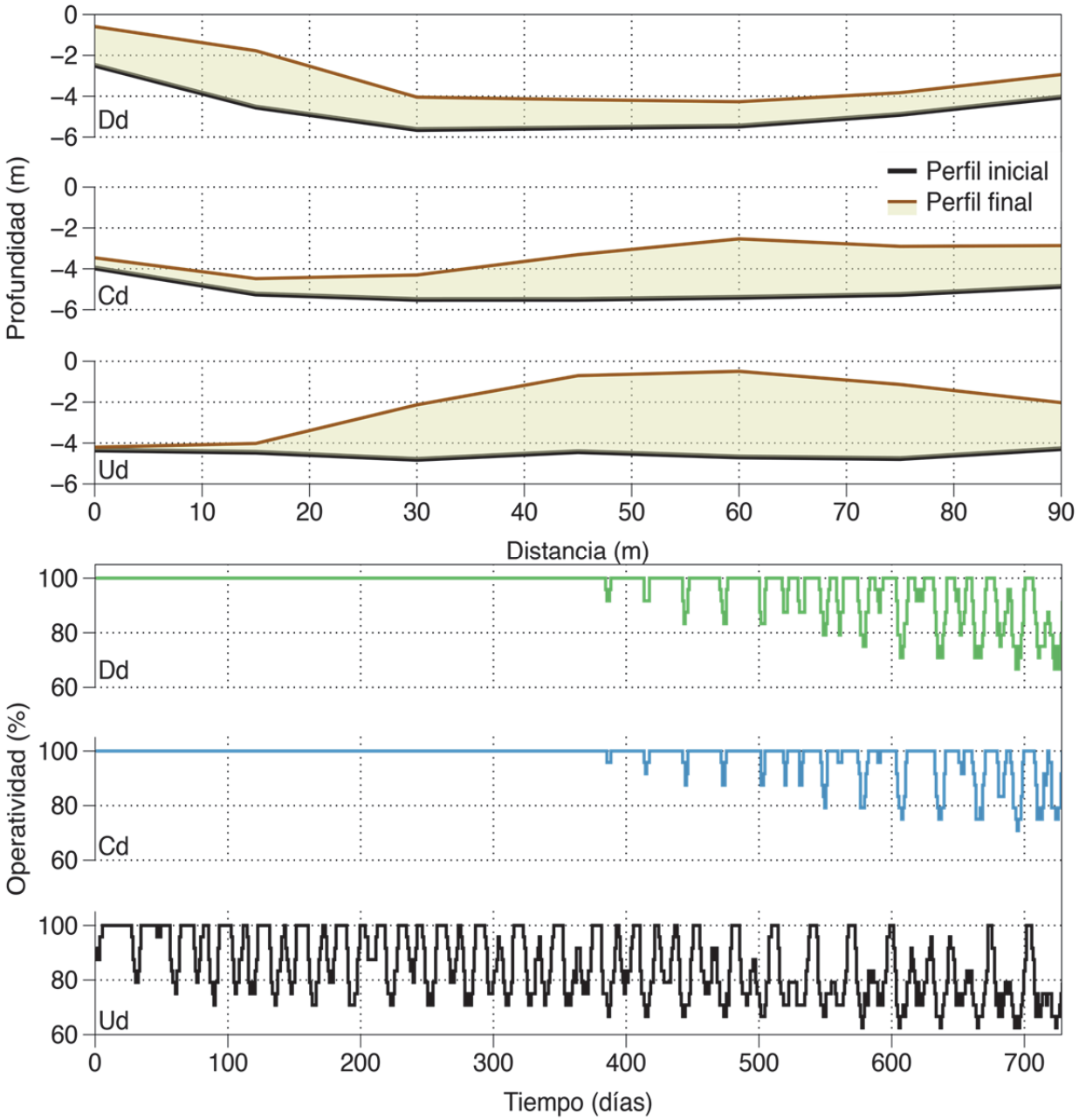


Fig. 5. Secciones críticas de los distintos canales de navegación (paneles superiores) para el cálculo de la operatividad a lo largo del tiempo (paneles inferiores).

4. Conclusiones

Este trabajo analiza el porcentaje de operatividad de las distintas actuaciones de dragado en las vías de navegación de la ría de Punta Umbría. Para ello se analiza conjuntamente: (i) la evolución del lecho a lo largo del tiempo a partir de dieciocho batimetrías de la ría facilitadas por la APPA y (ii) la evolución del nivel debido a la marea mediante el uso de modelado numérico de la hidrodinámica en la ría. El presente estudio muestra el potencial de la metodología propuesta como herramienta de gestión y apoyo a la toma de decisiones, permitiendo evaluar y diseñar distintas estrategias de dragado en función de la operatividad de diseño requerida y siendo extensible a otras áreas de estudio. Ya que el porcentaje de operatividad depende del tiempo simulado (Fig. 4a), la metodología empleada podría ser usada para simular distintos periodos y estimar la operatividad esperada en función no sólo del volumen dragado, sino también de la vida útil del proyecto. Además, podrían estudiarse otras alternativas de localización y geometría del canal de navegación con objeto de optimizar la operatividad. Para el caso de los canales de navegación de la ría de Punta Umbría, los resultados muestran que el porcentaje de operatividad medio durante los dos años es del 16.2%, poniendo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

de manifiesto la necesidad de llevar a cabo intervenciones de dragado para mantener la actividad del puerto de Punta Umbría. Los resultados muestran que los porcentajes promedios de operatividad en los dos años del 99% y el 90% son obtenidos con profundidades dragadas de 2.8 y 2.4 m, y volúmenes de 70520 m^3 y 46750 m^3, respectivamente. Por ello, estos escenarios pueden representar alternativas recomendables ya que garantizan porcentajes de operatividad altos y son más de un 25% y 50% más baratos, respectivamente que el escenario de operatividad total. En cuanto a los canales con mayor operatividad media, se obtiene que los diseños Cd (98%) y Dd (97%) ofrecen los mejores resultados frente a la sedimetación.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por los proyectos G-GI3002/IDII (FEDER) y BIA2015-65598-P (MINECO/FEDER), y el contrato predoctoral BES-2013-062617 y la beca de movilidad EEBB-I-17-12498 (MINECO). A los autores también les gustaría agradecer al personal de la Agencia de Obras Públicas y a la Consejería de Fomento y Vivienda de la Junta de Andalucía su profesionalidad y dedicación.

Referencias

MORALES, J.A., BORREGO, J. Y DAVIS, R.A. (2014). "A new mechanism for chenier development and a facies model of the Saltés Island chenier plain (SW Spain) " en *Geomorphology* 204, 265-276.

REYES-MERLO, M.Á. (2016). Multiscale analysis of morphodynamic processes in estuaries and their integration into dredging projects. Tesis doctoral. Universidad de Granada.

REYES-MERLO, M.Á., ORTEGA-SANCHEZ, M., DIEZ-MINGUITO, M. Y LOSADA, M.A. (2017). "Efficient dredging strategy in a tidal inlet based on an energetic approach" en *Ocean & Coastal Management* 146, 157-169.

ROM 2.0 (2011). "Obras de Atraque y Amarre: Criterios generales y Factores del Proyecto". Puertos del Estado.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

La regeneración de los espacios como área de oportunidad urbana: aplicación a los puertos de competencia autonómica

Copado-García, Fernando[a] y Martín-Polo, Ricardo[b]
[a]Agencia Pública de Puertos de Andalucía (Área de Desarrollo Portuario) fcopado@eppa.es,
[b]Agencia Pública de Puertos de Andalucía (Área de Desarrollo Portuario) rmartin@eppa.es

Resumen

Esta comunicación trata sobre las actuaciones encaminadas a favorecer la integración entre los puertos autonómicos y los municipios que los albergan, con el desarrollo de algunos ejemplos como muestra de propuestas de recuperación de espacios de escala urbana afectados por la obsolescencia de la actividad portuaria tradicional, y que se ofrecen como renovadas áreas de expansión e intercambio para determinadas actividades urbanas.

Partiendo de las particularidades que presentan los puertos autonómicos frente a los de interés general y basándose en la revisión de los instrumentos de planificación y de las actuaciones ejecutadas en el ámbito portuario, se pretende analizar la validez de los planteamientos y la valoración de las actuaciones en la consecución de una imbricación entre la trama urbana y portuaria. Este planteamiento supone una base de partida en la propuesta de un modelo que permita su aplicación en futuras acciones de integración a desarrollar en otros espacios portuarios de competencia autonómica.

Palabras clave: *puertos, regeneración urbana, área de oportunidad, ciudades portuarias.*

1. Introducción

Los espacios portuarios han estado muy ligados al origen y desarrollo de las poblaciones costeras hasta bien entrado el siglo XX. Esta coexistencia pacífica se ha prolongado hasta el momento en que se ha producido una desvinculación del crecimiento urbano de estos municipios —principalmente ligado a desarrollos turísticos— de la actividad pesquera de los puertos, que fue el origen de muchos de sus asentamientos y poblacionales originales.

Desde mediados del siglo XX la actividad portuaria se ha ido desvinculando del desarrollo urbano, derivando en un declive progresivo de aquellas instalaciones que no fueron reconvertidas al calor de la actividad turística. Este proceso ha dado lugar a la generación de grandes áreas urbanas, en algunos casos periféricas, y en otros casos céntricas, cuya obsolescencia ha quedado en evidencia tras el declive hacia puertos comerciales con mayores tráficos, la merma de las capturas pesqueras y la irrupción del turismo en poblaciones adyacentes.

En el caso de los puertos de competencia autonómica este efecto ha sido mayor por la naturaleza de sus actividades, la escasa diversificación, así como por su escala. La disminución, incluso desaparición, de determinadas actividades han generado espacios que pueden entenderse de oportunidad para un entorno urbano que a menudo presenta una gran presión en su frente marítimo, al mismo tiempo que la planificación sectorial debe prever la implantación de nuevos usos portuarios (con sus condicionantes de seguridad y operatividad), así como de determinados usos urbanos compatibles con la actividad portuaria, que favorezcan el equilibrio económico necesario para garantizar la viabilidad de las instalaciones portuarias.

En este artículo se realizará una descripción de los puertos que son objeto de estudio, así como de las características de los espacios que, una vez perdida la función principal para el que fueron concebidos, han quedado en desuso convirtiéndose en espacios de oportunidad. De igual forma plantearemos, a partir de una intervención realizada en una zona de estas características localizada en la dársena recreativa del puerto de Isla Cristina (Huelva), algunas conclusiones que pueden sacarse al respecto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. El ámbito de estudio

Andalucía cuenta con un sistema portuario muy extenso y diversificado compuesto por 7 puertos de interés general de competencia estatal (Huelva, Sevilla, Bahía de Cádiz, Bahía de Algeciras, Málaga, Motril y Almería) y otras 41 instalaciones de competencia autonómica, distribuido a lo largo del litoral. Dispone de infraestructuras en entornos privilegiados, próximos a enclaves turísticos y susceptibles de albergar una actividad productiva diversificada.



Fig. 1. Distribución de los puertos de interés general y los de competencia autonómica.

El tema de este artículo es la regeneración de espacios portuarios obsoletos o en desuso en los puertos de competencia autonómica, dada la importancia de este tipo de actuaciones en los municipios en los que se ubican.

Mientras que la entidad de la actividad desarrollada en los puertos de interés general justifica la delimitación de las instalaciones portuarias (a menudo de forma clara y contundente mediante imponentes cerramientos), esto resulta más complicado de justificar en los puertos de competencia autonómica, que albergan usos y actividades que, salvo contadas y excepcionales exigencias de seguridad por causas se inmigración, contrabando o inseguridad, sólo requieren cerramientos en varaderos o zonas de comercialización de la pesca.

La entidad e influencia de los puertos de interés general les dota de una gran autonomía frente al municipio a la hora de planificar y desarrollar sus actividades, entendiéndose el puerto como algo ajeno a la ciudad por parte del ciudadano, asumidos a menudo como una histórica barrera física en la zona de contacto de la ciudad con el mar, mientras que los puertos de competencia autonómica, donde se produce una mayor imbricación con la ciudad formando a menudo un continuo con la trama urbana, resulta difícil intervenir en el dominio portuario sin entender las consecuencias que tiene en la trama urbana.

Son este tipo de actuaciones las que trataremos en este artículo, dado su interés por las posibilidades que ofrecen para la regeneración urbana así como de las instalaciones portuarias, pudiendo ser catalizadores de la actividad económica y favoreciendo una positiva simbiosis entre el puerto y la ciudad.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3. Puertos de competencia autonómica

Las instalaciones portuarias difieren mucho en sus características, y especialmente cuando discriminamos entre puertos de interés general y puertos autonómicos. La diferencia entre estas instalaciones no solo estriba en la escala (la más evidente de las diferencias), sino también en la relevancia económica y estratégica dentro de cada ámbito.

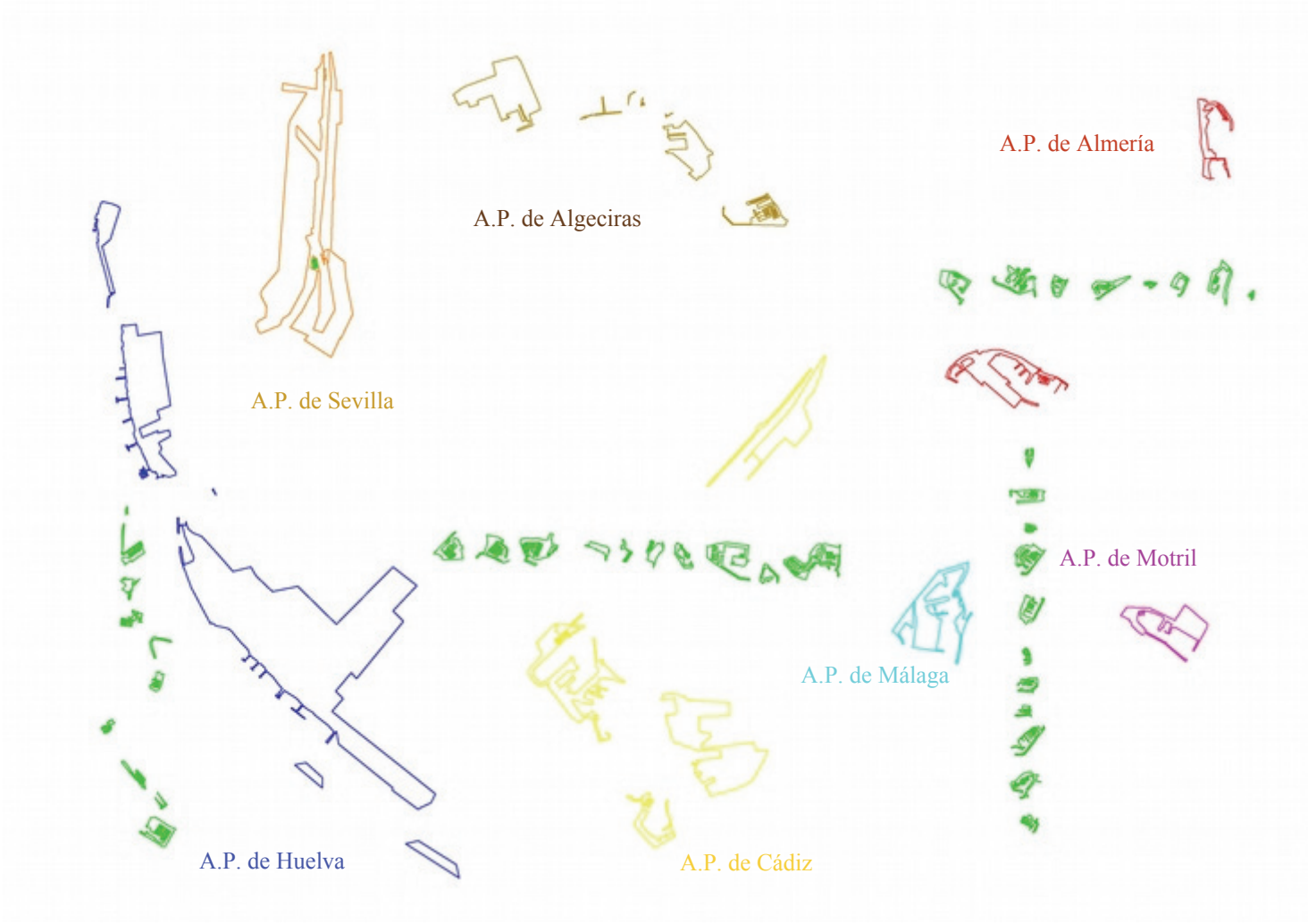


Fig. 2. Superficie terrestre de los puertos de interés general frente a los de competencia autonómica.

El Real Decreto Legislativo 2/2011, de 5 de septiembre, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Puertos del Estado y de la Marina Mercante recoge en su artículo 4, que se consideran puertos de interés general aquellos a los que se les puede aplicar alguna de las siguientes circunstancias:

- Que se efectúen en ellos actividades comerciales marítimas internacionales
- Que su zona de influencia comercial afecte de forma relevante a más de una Comunidad Autónoma
- Que sirvan a industrias o establecimientos de importancia estratégica para la economía nacional
- Que el volumen anual y las características de sus actividades comerciales marítimas alcancen niveles suficientemente relevantes o respondan a necesidades esenciales de la actividad económica general del estado
- Que por sus especiales condiciones técnicas o geográficas constituyan elementos esenciales para la seguridad del tráfico marítimo, especialmente en territorios insulares.

Aunque el tamaño de un puerto es un factor determinante en su competitividad (Seo y Ha, 2012), también resulta determinante a la hora de clasificar como pequeño un puerto el que se encuentre desconectado de los principales flujos y rutas marítimas (Rosenkranz et al., 2012).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Los puertos de interés general en los que se desarrolla principalmente la actividad comercial (tráfico de contenedores, graneles y pasajeros) son instalaciones con un peso económico y estratégico de tal magnitud que les convierte en actores principales de los procesos de toma de decisiones (Martín y Yepes, 2017), además de disponer de unos límites administrativos y funcionales exigidos por motivos competenciales, estratégicos y de seguridad que les permite desarrollar sus políticas de forma efectiva, mientras que las instalaciones de competencia autonómica, a pesar de presentar unas condiciones inmejorables (localización geográfica, climatología, valores naturales, ambientales y paisajísticos,…), encuentran serias dificultades para aprovechar convenientemente la potencialidad de sus instalaciones. Esto es debido a la dificultad de aplicar unos criterios de actuación claras por:

- su menor peso en la toma de decisiones (escasa influencia económica o estratégica)
- poca autonomía por la confluencia de competencias e intereses públicos (Agencia Pública de Puertos de Andalucía, Ayuntamientos, Dirección General de Costas, Medio Ambiente, Carreteras…) y privados (Cofradías de pescadores, usuarios náutico-recreativos, vecinos, ciudadanos, operadores...) muy diferentes y a menudo contrapuestos.
- menor capacidad de acometer las inversiones necesarias para procesos de transformación de este calado.

La naturaleza de los tráficos y la limitación de la disponibilidad de recursos de estos puertos hacen que la planificación sectorial se base principalmente en la redistribución de los usos sobre los espacios portuarios existentes, que suelen ser mucho más limitados que en los puertos de interés general. Esta disponibilidad limitada de superficie aconseja la actuación de forma planificada sobre los espacios portuarios infrautilizados o las áreas obsoletas, al tratarse de unos espacios de oportunidad que podrían reactivar la actividad económica de las instalaciones, bien con usos exclusivamente portuarios o mediante la implantación de usos urbanos compatibles con la actividad portuaria.

4. Espacios de oportunidad

Aunque los puertos objeto de estudio presentan una gran heterogeneidad por su diferente localización geográfica, ubicación e influencia en el desarrollo del municipio, así como las actividades portuarias en él desarrolladas, ofrecen en general posibilidades de actuación que supondrían una gran mejora tanto para el puerto como para la ciudad, dada la entidad de estos espacios en relación con el casco urbano.



Fig. 3. Zona de servicio del Puerto de Adra (Almería) en relación con el municipio

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Como expone Garrido (1986), los pequeños puertos interaccionan fuertemente con el núcleo urbano en el que se ubican, mostrándose como espacios de oportunidad de dos maneras fundamentales:

- proporcionando nuevos espacios que completan el programa urbanístico
- suministrando nuevos servicios que buscan proporcionar una mayor calidad turística.

No obstante, en todo proceso planificador y urbano, debe considerarse también la memoria social existente sobre el espacio sobre el que se actúa (Beauregar, 2005), es decir, que estos espacios de oportunidad deben, en todo caso, respetar el carácter portuario latente.

Tradicionalmente, la forma de relación entre el espacio portuario y la trama urbana ha sido mediante una urbanización continuada a lo largo del tiempo de una franja de suelo paralela al cantil del muelle. Las soluciones urbanas llevadas a cabo en estos espacios de transición han estado sujetas en todo momento a las necesidades funcionales de los muelles (Navarro, 1986). Es preciso comprender la evolución en la configuración de la trama urbana, sus necesidades y las limitaciones impuestas por los usos portuarios para establecer los posibles grados de compatibilidad, ya que no es posible satisfacer todos los requerimientos impuestos por los diversos agentes que confluyen en el espacio portuario. Debe existir un equilibrio entre los requerimientos portuarios y las ambiciones municipales, así como de usuarios y profesionales, y todo esto de forma sostenible económica y ambientalmente.

Entendemos que estos espacios de oportunidad se localizan en esa franja de dominio portuario, tanto en espacios vacantes nunca utilizados para fines portuarios, como en espacios obsoletos, que en algún momento albergaron actividades portuarias pero que en la actualidad están en desuso. En cualquiera de estos dos casos, las líneas de financiación que ofrece la Unión Europea para la regeneración de espacios urbanos obsoletos en el marco 2014-2020 ofrecen la posibilidad de intervenir en ellos, dentro de un marco de financiación estable.

5. Ejemplo de intervención

Un ejemplo de uno de estos últimos casos de actuación de la Agencia Pública de Puertos de Andalucía es el caso de la intervención realizada en el Puerto de Isla Cristina, más concretamente en su dársena náutico-recreativa, donde se localiza una antigua nave destinada a almadraba y que debido al descenso de las capturas se ha destinado a otros usos desde prácticamente su construcción a comienzo de la década de los años ochenta. A su alrededor se disponían una serie de cuartos de armadores, cuya operatividad estaba cuestionada desde el traslado de la flota pesquera a los muelles localizados aguas arriba, al norte del municipio, en la margen derecha de la Ría del Carreras.



Fig. 4. Estado anterior a las intervenciones en el puerto de Isla Cristina (Huelva). 2015

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Al norte de la intervención está previsto por el planeamiento general, la prolongación de un bulevar (la Avenida del Carnaval), hasta acercarlo al Río Carreras, disponiendo unas edificaciones destinadas al uso comercial y de oficinas.

Esta actuación lleva paralizada desde hace años, debido a la existencia de unas edificaciones pendientes de expropiación que, junto a los espacios cerrados generados por las edificaciones que inicialmente estaban destinadas a cuartos de armadores, propiciaban la formación de unos espacios marginales, con escasa actividad que transmitían cierta sensación de inseguridad en el entorno.

De este modo, nos encontrábamos ante la posibilidad de realizar una actuación en el dominio portuario, de cuyo resultado podría verse beneficiada también la ciudad, en el entorno más próximo a las instalaciones. Para ello, y siguiendo la teoría de Norberg-Schulz (1979), de que toda obra artificial establece una serie de relaciones con su entorno a través de su configuración, que establecerá un grado mayor o menor de permeabilidad, se plantea la demolición de edificaciones en desuso y la eliminación parcial de cerramientos, incrementando la permeabilidad del puerto deportivo, que alberga otros usos como son la restauración y prestación de servicios turísticos relacionados con la náutica, que verían favorecida su actividad con esta medida. En el esquema adjunto se muestran las principales líneas de actuación:

- prolongación del paseo de ribera y traslado del acceso al varadero

- demolición de los cuartos de armadores y eliminación del cerramiento

- establecer conexiones peatonales con el puerto desde el paseo de ribera y el bulevar, conformando un espacio de disfrute (vistas, vegetación, mobiliario y elementos de sombra), mediante la disposición estratégica de la nueva edificación que podría albergar actividad terciaria.



Fig.5. Previsiones del PGOU y esquemas iniciales de intervención. 2014

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Respecto a estas premisas de partida, durante la redacción del proyecto, se realizan ciertas modificaciones con el objeto de mejorar la actuación, como son:

- unificar el espacio ajardinado central, que se dota de un carácter local (aspecto dunar con especies autóctonas)

- destinar a espacio de juegos infantiles, hasta su edificación, la parcela reservada para albergar usos terciarios

- el uso de la vegetación como elemento de cierre visual ocultando medianeras o espacios industriales visibles



Fig.6. Detalle del espacio central ajardinado



Fig.7. Detalle de la planta de intervención en el entorno de la nave

En esta intervención sobre un espacio urbano degradado, se ha actuado con el objeto de mejorar la relación del puerto con su entorno urbano inmediato mediante la demolición de edificaciones y cerramientos cuya funcionalidad estaba en entredicho, la apertura localizada de la nave y su adaptación para albergar otros usos (marina seca, usos comerciales o expositivos,…), reubicar los accesos al varadero y mejorar su funcionalidad estableciendo cerramientos móviles que permitan adaptar las explanadas portuarias a los distintos usos a los que se destinen, incluir el puerto en recorridos urbanos y dotar al entorno inmediato de espacios libres de disfrute ciudadano.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig.8. Estado de la zona antes de la intervención



Fig.9. Estado tras la ejecución de las obras

6. Conclusiones

El sistema portuario andaluz en una realidad física y administrativa compleja debido a la confluencia de muchas administraciones e intereses. La actividad comercial y pesquera que se desarrollaba con anterioridad se ha visto reducida, especialmente en los puertos de competencia autonómica, que debido a su pequeña escala y escasa capacidad y peso a la hora de la toma de decisiones por parte de otras administraciones (comunitarias, estatales e incluso autonómicas y locales), ha visto como muchos de sus espacios y edificaciones han sufrido un descenso paulatino de la actividad y en algunos casos el abandono, presentando a menudo los puertos zonas infrautilizadas o edificios e instalaciones obsoletas.

Existen, por tanto, espacios de oportunidad para el desarrollo de actividades tanto portuarias como urbanas compatibles con las portuarias, cuya potenciación puede derivar en un incremento significativo de la actividad económica del puerto y su entorno. Los usos compatibles no estrictamente portuarios, así como los espacios de relación entre el puerto y la ciudad son posibilidades de actuación muy válidas en esta franja tan sensible que suele soportar una gran presión urbana,

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

donde el propósito principal debe ser la conservación del carácter portuario y el interés público inherente del frente marítimo tanto por su naturaleza como por el bien escaso que este supone.

Parece factible apostar por este tipo de actuaciones cuando además existen vías de financiación para actuaciones de integración puerto ciudad, previstas en los marcos de financiación europeos del periodo 2014-2010.

Las formas de actuar son múltiples, pero a menudo las intervenciones sólo se han afrontado mediante la ejecución de una "tabula rasa" sobre la que repetir modelos urbanos cuya efectividad está en entredicho. Nos planteamos como objetivos para este tipo de actuaciones, salvaguardar las actividades tradicionales y elementos patrimoniales en los puertos, mejorar la relación entre la infraestructura y los entornos urbanos, y desarrollar actividades innovadoras que diversifiquen la actividad económica de forma compatible con la conservación del medio ambiente.



Fig. 10. Estado del antiguo acceso al varadero tras las intervenciones (Isla Cristina 2016)

Referencias

AGUILÓ ALONSO, M. (1999). *El paisaje construido. Una aproximación a la idea de lugar*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

M. APICELLA, E. BENASSAI, M. DI NATALE, E. PANELLI (1991), An example of possible innovations in Mediterranean marina design, Marine Pollution Bulletin, Volume 23

ASCE (American Society of Civil Engineers) (2012). *Planning and design guidelines for small craft harbors*. Reston: American Society of Civil Engineers.

BEAUREGARD, R.A. (2005). "From place to site: Negotiating narrative complexity" en Burns C., Kahn, A. (Eds.). *Sites matters. Designs concepts, histories, and strategies*. New York & London: Routledge, , p. 39-58.

MACIEJ BILSKI (2015), Selected human factors in marina design, Original Research Article. Procedia Manufacturing, Volume 3

FERIKA OZER SARI, CAGRI BULUT, IGE PIRNA (2016), Adaptation of hospitality service quality scales for marina services.Original Research Article International Journal of Hospitality Management,Volume 54

GARRIDO, E. (1986). "Superestructura, Encaje urbano y paisajístico" en Vila Ruiz. L. (*Dir.*). *II Curso de puertos e instalaciones deportivas*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.

HEIN, C. (2016). "Port cityscapes: conference and research contributions on port cities" en *Planning Perspectives*, vol. 31 (2), p. 313-326.

GERALD H. KRAUSSE (1995), Tourism and waterfront renewal: assessing residential perception in Newport, Rhode Island, USA, Ocean & Coastal Management, Volume 26, Issue 3

GIORGIO MANNO, GIORGIO ANFUSO, ENRICA MESSINA, ALLAN THOMAS WILLIAMS, MIGUEL SUFFO, VINCENZO LIGUORI (2016), Decadal evolution of coastline armouring along the Mediterranean Andalusia littoral (South of Spain), Ocean & Coastal Management, Volume 124

MARTÍN POLO, R., YEPES PIQUERAS, V. (2017). "El paisaje en la planificación y gestión de los puertos deportivos en Andalucía" en *Revista de Obras Públicas* (artículo en revisión).

A. MERIWETHER W. WILSON, ROBERT MUGERAUER, TERRIE KLINGER (2015). Rethinking marine infrastructure policy and practice: Insights from three large-scale marina developments in Seattle. Original Research Article. Marine Policy, Volume 53

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

MEYER, H. (1999). *City and Port: Urban Planning as a Cultural Venture in London, Barcelona, New York, and Rotterdam*. Rotterdam: International Books.

MIN-KYU LEE, SEUNG-HOON YOO (2016), Public´s willingness to pay for a marina port in korea: Acontingent value study, Original Research Article. Ocean & Coastal Management,Volume 119

NAVARRO VERA, J.R. (1986). "La ciudad portuaria: Entre el mar como paisaje y el mar como medio de transporte" en *Revista de Obras Públicas*, vol. 133 (3252),p. 859-865.

NESLIHAN PAKER, CEREN ALTUNTAŞ VURA (2016). Customer segmentation for marinas: Evaluating marinas. Original Researcah article. Tourism Management, Volume 56

NORBERG-SCHULZ. C (1979). *Genius loci. Paesaggio, ambiente, architettura*. Milano: Electra.

MARILENA PAPAGEORGIOU (2016), Coastal and marine tourism: A challenging factor in Marine Spatial Planning, Ocean & Coastal Management, Volume 129

TORRES BERNIER, E. (1983). "Los puertos deportivos y su repercusión en la demanda turística" en *II Symposium de puertos deportivos (02.1983 Benalmádena)*. Málaga: Asociación de Puertos Deportivos y Turísticos de Andalucía, p. 35-58

UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la ciencia y la Cultura) (1972). Convención sobre la protección del patrimonio mundial cultural y natural. París, 16 de noviembre de 1972. http://whc.unesco.org/en/conventiontext/ [Consulta: 10 de junio de 2015].

F. VASCO COSTA (1989). Marinas: Design and operation/Marinas: Design and feasibility: By W.R. Blain and N.B. Webber (Editors). Computational Mechanics Publications, Southampton, U.K.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Análisis de implantación de una zona franca en la provincia de Alicante

Melgarejo-Moreno, Joaquín; Llopis-Vañó, Francisco; Ortuño-Padilla, Armando y Fernández-Aracil, Patricia
Instituto Universitario del Agua y de las Ciencias Ambientales, Universidad de Alicante, España, iuaca@ua.es

Resumen

En el presente trabajo se expone parte del resultado obtenido a raíz del encargo que la Excelentísima Diputación de Alicante realizó a INECA (Instituto Estudios Económicos Provincia de Alicante), por medio del cual se analiza de forma integral la implantación de una zona franca en la provincia de Alicante. Este elemento, tomando a la Autoridad Portuaria de Alicante como eje central, pretende ser un factor de dinamización y desarrollo del Eje Alicante-Elche, materializándose así una de las medidas indicadas en la Estrategia Territorial de la Comunitat Valenciana: la potenciación de la conexión industrial Alicante-Elche.

Palabras clave: *zona franca, puerto, Alicante, Elche.*

1. Introducción

El objetivo esencial del presente trabajo es proponer medidas capaces de mejorar el nivel de industrialización de Alicante, sin olvidar el incremento del comercio exterior y la mejora de la visibilidad e imagen de la provincia en el contexto nacional e internacional. El medio para conseguir este objetivo no es otro que el analizar la viabilidad de una zona franca en la provincia vinculada al puerto de Alicante, atendiendo al encargo realizado por la Excelentísima Diputación de Alicante a INECA (Instituto Estudios Económicos Provincia de Alicante).

La motivación fundamental del estudio radica en la importante pérdida de tejido industrial en la provincia de Alicante, que ha acentuado igualmente la pérdida del tamaño empresarial. Junto a ello, el significativo flujo migratorio está generando una continua pérdida de renta per cápita, aumentando con ello las diferencias regionales con los territorios españoles que ocupan posiciones de liderazgo. No menos trascendente en este sentido es mejorar y equilibrar la oferta empresarial, para que acompañe de forma acompasada al potente sector turístico que se mantiene como referente provincial. La siguiente deficiencia y, por tanto, objetivo a mejorar trata de la propia imagen de la provincia, la marca "Alicante", que incide indirectamente en la propia imagen de aquellos productos y sectores más tradicionales en general, pero también lo hace sobre aquellas otras empresas que tratan de abrir nuevos mercados. Junto a ello, no se escapa la imperiosa necesidad que todos los territorios tienen de mejorar su capacidad tecnológica e innovadora para hacer frente en las mejores condiciones a los caracteres que el actual entorno competitivo de los mercados nos demanda.

La potencial implantación de una zona franca en la provincia de Alicante que, sin duda, tomará el puerto como elemento central, será un factor de dinamización y desarrollo del llamado Eje Alicante-Elche, materializándose una de las medidas indicadas en la Estrategia Territorial de la Comunitat Valenciana (2015): la potenciación de la conexión industrial Alicante-Elche.

En términos generales debemos considerar que si, en la esfera privada, la regla de maximizar el valor de mercado de una empresa o inversión es considerada como la guía para obtener criterios de selección de proyectos, en el entorno público el elemento de referencia es más complejo, al estar rodeado de unos matices subjetivos que le incorporan una dificultad y arbitrariedad complementarias. En este caso concreto de análisis de la creación de una zona franca en Alicante y, como en todo proyecto de inversión, el análisis de su impacto económico debe servir para medir la repercusión y los beneficios globales de las inversiones a realizar. En un contexto como el actual, tras una profunda crisis y en un momento de incipiente recuperación, con todavía unos recursos económicos limitados, resulta imprescindible para las Administraciones Públicas considerar las consecuencias y retornos de sus inversiones y centrarse en aquellos proyectos o actividades que generan un mayor beneficio para la sociedad, y en especial las consecuencias sobre la economía y el empleo.

Con estos antecedentes, en la presente contribución se sintetiza la situación actual de la provincia, así como las distintas posibilidades geográficas de ubicación de la zona franca y un análisis de carácter más económico que detalla, bajo unos

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

supuestos de partida, la repercusión económica que dicha actuación tendría tanto en el ámbito de las arcas públicas como en la actividad empresarial y laboral de la provincia.

2. Análisis empresarial

Actualmente, el tejido empresarial de la provincia presenta una clara reducción en su componente industrial. Esto genera que la renta per cápita de Alicante vaya cada año bajando posiciones en el ranking nacional y ello a pesar de ser la provincia de Alicante una de las que mayor PIB aporta al conjunto nacional (Figura 1).

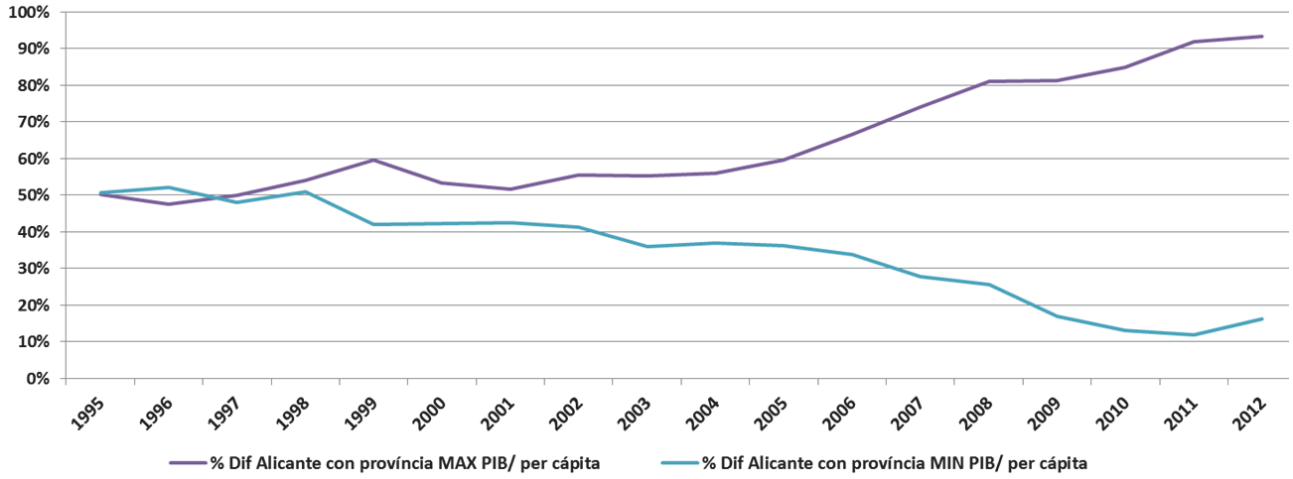


Fig. 1. Diferencia relativa de la provincia de Alicante respecto a la provincia con más/menos PIB per cápita en España. Fuente: INE (2015)

En cuanto al comercio exterior, el arancel que se aplica en España supone para las arcas públicas unos ingresos de unos 1.525 millones de euros en el año 2014. Teniendo en cuenta el volumen total de las importaciones (comunitarias y no comunitarias) el porcentaje medio del arancel para el año 2014 se sitúa en el 0,58%; o bien en el 1,15% si se compara la recaudación únicamente sobre las importaciones de países no comunitarios. En cuanto a la cuantía recaudada por el Estado por aranceles en Alicante, en el año 2014 ascendió a los 55,5 millones de euros. En cuanto a los años anteriores, la recaudación por aranceles se situó en el 2,89% en 2014 (3,25% en 2013) del total importando desde países no pertenecientes a la UE, por lo que la provincia de Alicante presenta, en términos porcentuales, una mayor presión arancelaria que la media nacional. Esto es debido, posiblemente, a la composición o especialización productiva de sus empresas y, consecuentemente, a las mercancías que importa, las cuales soportan unos aranceles más elevados. No obstante hay que aclarar que éste no es el importe que desembolsan los empresarios alicantinos, ya que buena parte de las importaciones se registran por otras aduanas en las cuales queda contabilizado dicho cargo. En el último punto del informe se indica que el desembolso que efectivamente están haciendo frente las empresas de Alicante ascendería hasta los 109 millones de euros, importe que se abonaría en las diversas aduanas por las que se tramita la importación no comunitaria.

Alicante centra su comercio exterior en productos vinculados con el textil y calzado, alimentación, así como pieles, cueros y su manufactura. Prácticamente el comercio exterior de las empresas de Alicante se transporta vía carretera y vía marítima, con escaso uso del ferrocarril o el avión. Por su parte, el comercio con los países de Europa es esencialmente por carretera mientras que con terceros países es vía marítima. El análisis detallado de este comercio y las aduanas por las que se tramita ha permitido confirmar que una gran parte de estas mercancías tienen como puerta de entrada-salida otras provincias, que es por las que finalmente se formalizan las operaciones de aduana. En el caso de mercancías transportadas por carretera es obvio que, si bien tienen origen o destino en países europeos, éstas se formalicen por las provincias limítrofes con Francia pero en el caso de las que utilizan la vía marítima y, a pesar de contar la provincia con su propio puerto, éstas, en gran parte, lo realizan por el puerto de Valencia. Esta situación genera una importante pérdida de actividad económica en la provincia que se agudiza al perder el puerto de Alicante

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

visibilidad en el comercio internacional. Y lo mismo se podría afirmar, si bien con menor incidencia en la provincia, con el resto de medios de transporte.

La creación de la zona franca en Alicante y el consecuente aumento de mercancía movida podría ayudar a "recuperar" parte de este volumen que se tramita por otras provincias, así como atraer adicionalmente una porción de las mercancías de las empresas de provincias del sudeste español, mercancías que actualmente se mueven en gran parte por las provincias de Valencia y Murcia. La mayor visibilidad de Alicante como nudo importador y exportador atraería sin duda tanto la mercancía de otras provincias como el recíproco interés de operadores logísticos internacionales interesados en captar este incremento de actividad.

Sobre la evolución de la actividad comercial del puerto de Alicante en los últimos 20 años se podría calificar entre moderada y reducida. Moderada porque en este periodo ha mantenido en general las cifras de las principales variables comerciales del puerto (toneladas, contenedores y pasajeros) pero por el contrario no ha sabido dar respuesta al importante crecimiento que ha tenido el comercio exterior en España y en particular en la provincia de Alicante.

Si analizamos la variable mercancías en general, comprobamos que en el conjunto nacional, desde 1994 hasta 2014, se ha producido un incremento del 241,44%, y que en el caso del puerto de Valencia el crecimiento ha sido del 615,37%; por el contrario, en Alicante el incremento tan sólo ha alcanzado el 114,22%. En el caso de los contenedores-TEUS la situación es similar: en España ha habido una variación del 319,76%, en Valencia del 849,08%, y finalmente en Alicante el incremento se cifra en un escaso 137,37%. Estos cambios han llevado al puerto de Alicante a ir perdiendo paulatinamente peso en el conjunto nacional (Figuras 2 y 3).

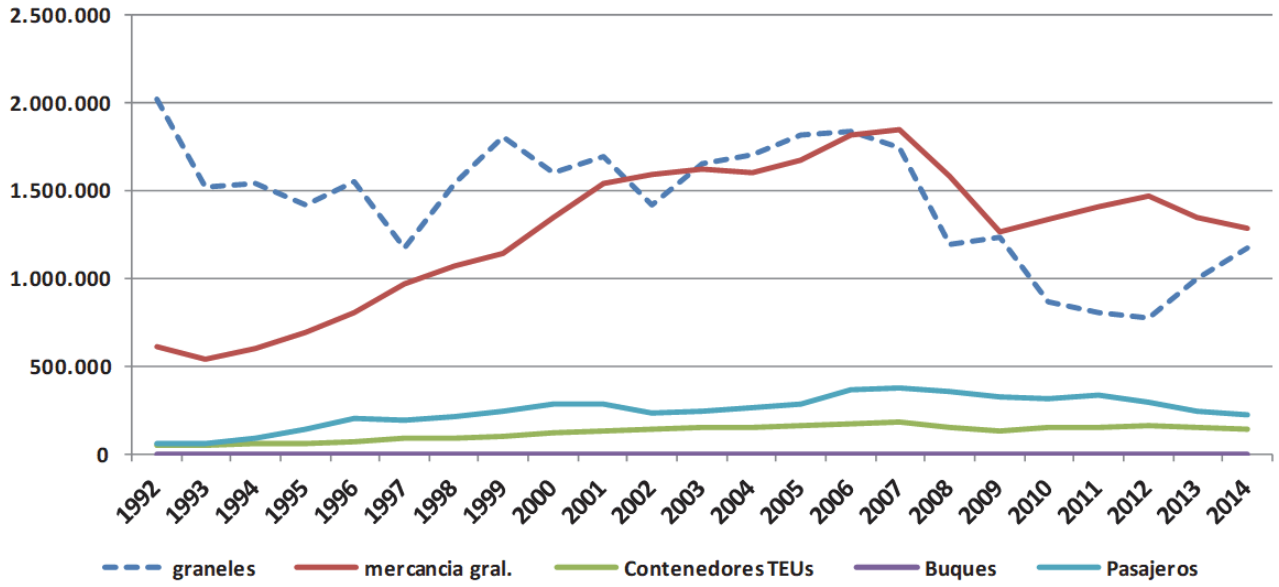


Fig. 2. Estadísticas para el puerto de Alicante (en toneladas, TEUs y unidades, respectivamente en cada caso). Fuente:Puertos del Estado (2015)

Ante estas cuestiones, el puerto de Alicante ha finalizado una gran fase expansiva con el fin de que las empresas de la provincia de Alicante y de su hinterland dispongan de las infraestructuras demandadas, contribuyendo así al desarrollo de la competitividad del entorno portuario e impulsando la cooperación de los distintos sectores implicados en el transporte marítimo. Para ello, se ha equipado con infraestructuras y servicios diseñados para dar la mejor respuesta a las demandas actuales, y ofrecer a sus usuarios facilidades modernas, capaces de manipular y almacenar cualquier tipo de mercancía. Así, entre otras mejoras, se ha actuado sobre la mejor canalización de las mercancías a través del puerto, minimizando con ello a la reducción de tiempos y costes.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

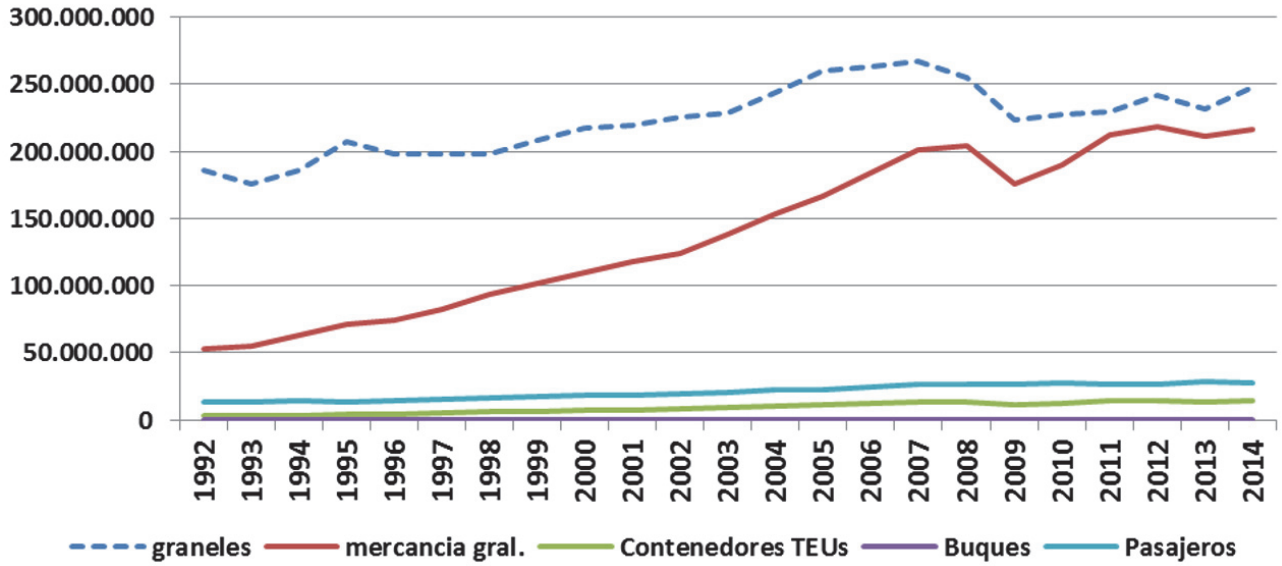


Fig. 3. Estadísticas para el total de los puertos en España (en toneladas, TEUs y unidades, respectivamente en cada caso). Fuente:Puertos del Estado (2015)

Con ello, el puerto de Alicante se configura actualmente como punto de salida hacia el Norte de África y Baleares, sin olvidar el fluido tráfico que mantiene con las Islas Canarias. De igual manera, el comercio exterior alicantino encuentra en el puerto de Alicante su puerta natural de salida para la exportación de calzado, juguete, mármol, producción textil y agrícola con destino principalmente a Europa, América y el norte de África, constituyendo además la puerta de entrada para la importación de máquinas y herramientas auxiliares del calzado, productos agrícolas y alimentos de los países asiáticos y otros socios comerciales europeos.

3. Localización

El estudio de posibles ubicaciones de la Zona Franca en la provincia ha conllevado necesariamente un examen de las características del medio físico (riesgos y capacidad de acogida), accesibilidad y sinergias con el tejido industrial existente, consideradas como variables clave que permitirán seleccionar cuál de las alternativas es la más apropiada para esta posible implantación. La primera posibilidad que se ha tenido en cuenta es la ubicación de la zona franca dentro de las instalaciones del puerto de Alicante. No obstante, puesto que el dimensionamiento propuesto para la zona franca de Alicante se establece en unos 700.000 m², la superficie disponible en el puerto de Alicante resulta insuficiente (100.000 m²) y se concluye que la zona franca no puede situarse íntegramente en el interior del puerto de Alicante, por lo que se debe analizar el territorio del entorno para encontrar posibles ubicaciones complementarias a ésta.

Llevando a cabo el análisis exhaustivo del medio físico del territorio en el área metropolitana Alicante–Elche, en cuanto a riesgos —erosión actual, deslizamientos, desprendimientos o inundaciones— y capacidad de acogida —espacios protegidos, fisiografía o calificación del suelo—, permite esclarecer las diferentes posibilidades de ubicación de la zona franca en Alicante. El cruce de variables facilita la determinación de las unidades homogéneas de síntesis, es decir, aquellas que cumplen una serie de condicionantes físicos fundamentales que, junto con los condicionantes técnicos específicos, permite esbozar cuatro posibles alternativas de ubicación, resumidas, a su vez, en la siguiente Figura 4, donde también se señala el puerto de Alicante:

- Zona cercana al Polígono Industrial de Canastell (San Vicente del Raspeig), situado en las cercanías de la autovía A-77 y en el entorno de ferrocarril.
- Zona de Bacarot (Alicante), situado al sur del nudo formado por las autovías A-7 y A-31.
- Zona del Instituto Ferial Alicantino, IFA (Torrellano), situada en las inmediaciones del aeropuerto, entre los municipios de Alicante y Elche.
- Zona noreste del Parque Empresarial de Elche, situada entre la Vía Parque (CV-86) y la autovía A-70.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 4. Alternativas de localización de una zona franca en la provincia de Alicante. Fuente: elaboración propia con Google Maps.

De entre todas las alternativas planteadas, aquella que presenta una mejor valoración global de los indicadores de referencia es la seleccionada para complementar el área disponible en el puerto (Figura 5): la zona adyacente al Parque Empresarial de Elche (Figura 6).



Figura 5. Propuesta de ubicación de la zona franca en el puerto de Alicante. Fuente: elaboración propia con Google Maps.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

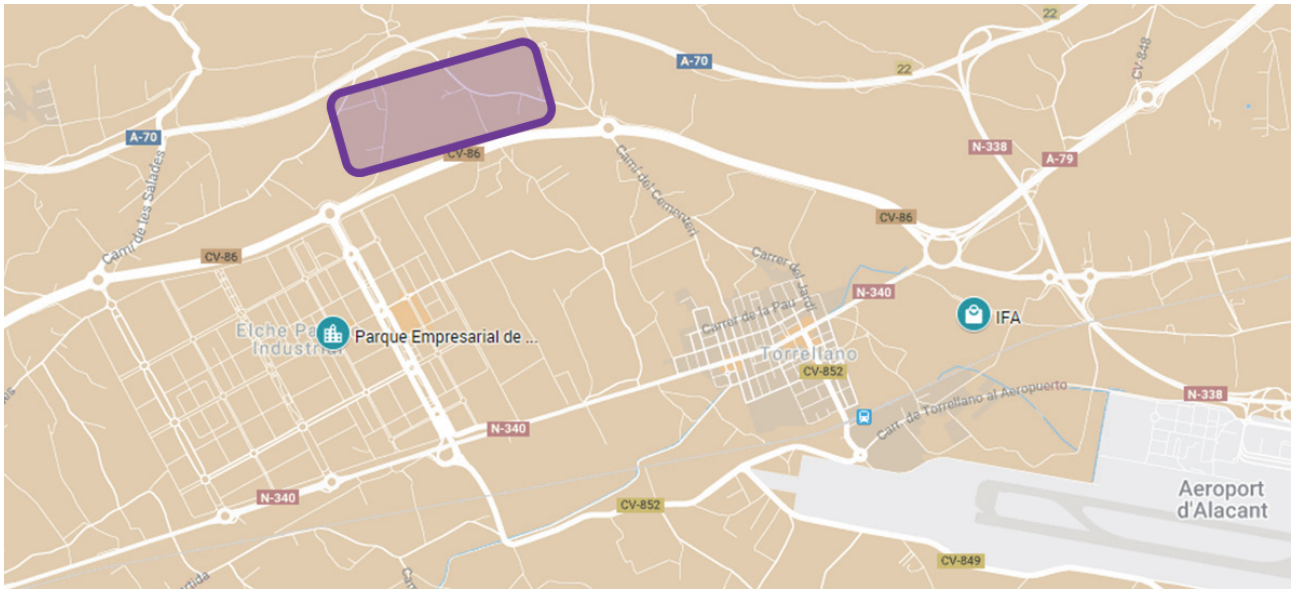


Figura 6. Propuesta de ubicación de la zona franca en el eje Alicante-Elche. Fuente: elaboración propia con Google Maps.

El Parque Empresarial de Elche se trata del actual motor de la economía ilicitana, donde están instaladas 530 empresas. Entre la zona propuesta para la zona franca y el mismo, la conexión viaria es directa a través de la CV-86 (Figuras 2 y 3). Cabe mencionar, sin embargo, que otras entidades han realizado estudios similares concluyendo que la ubicación idónea para la Zona Franca de Alicante, complementaria al puerto, se encontraría en un área denominada Porta d'Elx (PwC, 2017).

4. Repercusión económica

La repercusión económica se ha analizado para un escenario de máxima ocupación y actividad empresarial, dentro de una postura moderada, considerando una variedad similar a la composición actual del tejido productivo de la provincia. De plantearse otro escenario, por ejemplo, una zona franca ocupada por una o pocas grandes empresas concretas de carácter multinacional, las diversas variables de referencia adquirirían unos valores posiblemente más elevados y, con ello, una variación al alza del resto de magnitudes consideradas. El análisis de la repercusión económica de la zona franca conlleva, en consecuencia, la determinación de todos los movimientos económicos directos para el escenario de referencia, así como el conjunto de efectos indirectos e inducidos que todas ellas ocasionan en el tejido productivo del alrededor, todo ello mediante la metodología de las tablas input-output. También, se realiza un análisis coste beneficio desde el punto de vista tributario, viendo las implicaciones que en materia fiscal tiene la creación de la zona franca en las principales figuras impositivas. Los aspectos considerados y valorados han sido los siguientes:

1. Reducción de las cargas tributarias de los aranceles.
2. Incremento de recaudación por Impuesto de Sociedades (tanto directo como indirecto) e Impuesto de la Renta de las Personas Físicas.
3. Incidencia sobre la recaudación por impuestos municipales.
4. Repercusión del acondicionamiento y cerramiento del terreno.
5. Construcción de naves industriales.
6. Incremento de producción y empleo en la zona franca y entorno.
7. Incremento de actividad en los agentes privados que desarrollan la actividad aduanera.

A partir de los cálculos se obtiene que, en un horizonte temporal de 10 años, en el que se prevé la ocupación completa de la zona franca, la repercusión económica ascendería a unos 9.300 millones de euros generando, además, unos 84.000 puestos de empleo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5. Conclusiones

Para finalizar el presente estudio sobre la viabilidad de una zona franca en la provincia de Alicante se esbozan una serie de consideraciones a tener presentes. La provincia de Alicante cuenta con una importante dotación de infraestructuras viarias, sin embargo, un incremento de la actividad empresarial podría generar su obsolescencia; por lo tanto es preciso evitar cualquier demora en las inversiones de esta naturaleza ya programadas sobre la provincia, en especial el corredor mediterráneo de mercancías. Igualmente se resalta la necesidad del trabajo conjunto y colaborativo de los diversos agentes sociales, evitando que cualquier tipo de debilidad pueda ser reforzada desde territorios competidores.

Es de destacar la notable transferencia de tecnología y know-how que va a suponer para la provincia, incrementando la demanda de perfiles profesionales de elevada cualificación y generándose un efecto contagio hacia las empresas locales. Los sectores de actividad que más pueden verse beneficiados son las energías renovables, los bienes de consumo eléctrico y electrónico o el sector de la logística. Para las empresas instaladas, supondrá una clara mejora de su competitividad al reducirse el coste de sus productos; y para el conjunto de empresas de la provincia habría una clara mejora por las economías de escala generadas a raíz de una mayor actividad productiva.

Pero este aumento de la visibilidad, internacional y económica, de la provincia de Alicante que conlleva, en esencia, las implicaciones anteriores, no resta importancia a una cuestión que no interesa olvidar y que, de forma reiterada, se ha puesto de manifiesto: que la nueva zona empresarial sea claramente respetuosa con el medio ambiente.

Agradecimientos

Este proyecto ha sido financiado con la ayuda de la Excelentísima Diputación de Alicante e INECA. Además, P. Fernández es beneficiaria de las ayudas FPU-UA del Vicerrectorado de Investigación y Transferencia del Conocimiento de la UA.

Referencias

CONSELLERIA DE VIVIENDA, OBRAS PÚBLICAS Y VERTEBRACIÓN DEL TERRITORIO. (2011). *Estrategia territorial de la Comunitat Valenciana*. <http://www.habitatge.gva.es/> [Consulta: 12 de noviembre de 2015]

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, INE. (2015). <http://www.ine.es/> [Consulta: 24 de septiembre de 2015]

MELGAREJO MORENO, J., LLOPIS VAÑÓ, F., SÁNCHEZ SÁNCHEZ, A., ORTUÑO PADILLA, A., ORTEGA GIMÉNEZ, A. (2015). *Acciones de regeneración del tejido empresarial de la provincia de Alicante: zona franca para la provincia de Alicante*. Alicante: INECA.

PRICEWATERHOUSECOOPERS ESPAÑA, PWC. (2017). *Proyecto Zona Franca de la provincia de Alicante*.

PUERTOS DEL ESTADO. (2015). <http://www.puertos.es/> [Consulta: 20 de septiembre de 2015]

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Obras de emergencia en el acantilado en la playa de Fuente del Gallo (Cádiz)

Nacle López, Natalia[a]; Poullet Brea, Patricio[b]; Gómez Pina, Gregorio[c] y González Herrero, José Manuel[d]
[a]Acciona Ingeniería, C/ Anabel Segura 11, Centro de Negocios Albatros Módulo D, 28108 Alcobendas, Madrid natalia.nacle.lopez@acciona.com,
[b]Demarcación de Costas en Andalucía-Atlántico, C/Marianista Cubillo 7, 11008 Cádiz *ppoullet@magrama.es*,
[c]Demarcación de Costas en Andalucía-Atlántico, C/Marianista Cubillo 7, 11008 Cádiz *ggomez@magrama.es*,
[d]Acciona Ingeniería, C/ Anabel Segura 11, Centro de Negocios Albatros Módulo D, 28108 Alcobendas, Madrid *josemanuel.gonzalez.herrero@acciona.com*

Resumen

Las obras de emergencia de 2017 llevadas a cabo en el acantilado de la playa de Fuente del Gallo, en la localidad de Conil de la Frontera (Cádiz), han consistido en reducir los desprendimientos ocurridos en el acantilado, fundamentalmente por los temporales acaecidos en 2016.

Han consistido fundamentalmente en el saneo y retaluzado del talud y en la ejecución de un muro de escollera al pie del acantilado. Se tramifica el acantilado de la playa en 4 tramos, en función de las características geológico estructurales, ejecutando en dos de ellos la construcción de bajantes hasta el muro de escollera y a la hidrosiembra.

Palabras clave: *acantilado, desprendimientos, saneo, retaluzado, talud, escollera, tramo.*

1. Introducción

La playa de Fuente del Gallo presenta un acantilado que genera un bonito paisaje. En la parte superior del talud se observa un conjunto residencial de viviendas unifamiliares ajardinadas y adosadas, con instalaciones hoteleras y de restauración, organizadas en pequeñas urbanizaciones independientes.

El acantilado tiene una altura variable, que puede llegar a alcanzar cerca de 30 m.



Figura 1. Vista de la playa de Fuente del Gallo desde su extremo sur

La playa en marea baja cuenta con una gran extensión de arena y una plataforma rocosa que recorre gran parte de su fondo marino. Sin embargo, en marea alta el pie del talud del acantilado se ve sometido a la acción del mar, imposibilitando su paso en muchos tramos de la playa.

La problemática de esta playa se traduce en los desprendimientos del acantilado sobre la misma, ocasionando situaciones realmente peligrosas por tratarse de una zona de tránsito y estancia habitual de bañistas.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Antecedentes

En el acantilado de la playa de Fuente del Gallo se aprecia un talud prácticamente vertical, que ha presentado con anterioridad problemas de desprendimientos de terreno, lo que lleva a la redacción de estudios y a la ejecución de varias obras de emergencia, en 2006 y 2010.

Las obras de emergencia de 2006 se llevan a cabo por los problemas que presentaba la playa, pues los efectos de las lluvias y los temporales provocaron derrumbres y desprendimientos, en algunos casos muy importantes. Las obras de emergencia van encaminadas a mejorar en cierta medida la estabilidad del acantilado, aunque posteriormente se producen desperfectos ocasionados por la acción del oleaje y vibraciones al impactar en la escollera, además de los fenómenos de intemperismo y meteorización de la roca que la debilitan, o la actividad de aves nidificantes en la pared del acantilado.

Las obras consisten básicamene en:

- el desmonte y saneo de la coronación de todo el acantilado mediante retroexcavadora y ocasionalmente con martillo neumático, además del saneo de los tramos medios y bajos con retroexcavadora de brazo largo
- la instalación de una valla metálica de seguridad a lo largo de toda la coronación, con indicadores de peligro, para evitar el acercamiento de personas
- la construcción de una cuneta longitudinal de recogida de pluviales y aguas superficiales en la coronación
- la hidrosiembra y plantación de vegetación arbustiva de la totalidad de la coronación del acantilado, para sujetar las capas más superficiales del suelo y aumentar la evapotranspiración potencial, reduciendo así el flujo de agua desde los jardines circundantes hacia el acantilado
- recomendar a los propietarios de los jardines próximos al acantilado evitar el riego
- la instalación de tubos drenantes de tipo californiano en el extremo meridional del acantilado, en la zona del Roqueo, para frenar las abundantes surgencias de agua presentes en la zona y que propician deslizamientos y derrumbes
- la instalación de una red de cables con doble malla de seguridad, anclados mediante bulones en la coronación del acantilado y en puntos intermedios de la pared. Esta medida se realizó en el tramo central del acantilado por ser el más inestable
- la instalación de una escollera de piedra al pie del acantilado en la mayor parte de su recorrido, a excepción de los 200 m más septentrionales
- la instalación de una valla de seguridad de madera en la playa a una distancia mayor de 2 m de la escollera al pie del talud
- la colocación de numerosos carteles de aviso de desprendimientos en varios idiomas

Durante el invierno de 2009-2010, tuvieron lugar intensas lluvias que provocaron derrumbes y desprendimientos de diverso tamaño, causando daños de consideración a todas las estructuras de protección que habían sido instaladas tres años antes. La súbita desprotección de la playa y la vuelta a una elevada inestabilidad del acantilado lleva a la necesidad de reconsiderar la eficacia de las medidas tomadas y replantear las actuaciones a acometer para aumentar la seguridad de la zona, es por ello que en 2010 se plantea de nuevo acometer obras de emergencia.

Las actuaciones de las obras de emergencia de 2010 se basan en:

- retranquear el cerramiento superior y la canaleta de evacuación de aguas de escorrentía
- ejecutar un vallado perimetral a la obra de desagüe
- provocar la caída de las zonas más afectadas del acantilado
- limpiar y sanear la parte inferior del acantilado, retirándose los restos de malla metálica de protección de la playa, ejecutándose un cordón paralelo a la línea del talud con el material derrumbado

Posteriormente, en 2015, debido a los temporales acontecidos entre enero y febrero, la playa de Fuente del Gallo presentaba una descompensación en su perfil transversal, lo que provocó otro episodio de desprendimientos del acantilado. Dentro del

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Plan Litoral de 2015 se acometió la actuación de aportación de arena a la playa procedente de la desembocadura del río Salado de Conil, extraída por medios mecánicos y transportada a la zona de aportación mediante transporte terrestre con camiones. También se procede a la colocación de escollera en el pie del acantilado.

Por desgracia, en septiembre de 2016 se produjo un accidente mortal por el desprendimiento que afectó a una persona que estaba próxima al acantilado.

A final del año 2016 se producen varios desprendimientos y se localizan fisuras en la coronación del acantilado debido a las fuertes lluvias y al importante oleaje que socava el pie del acantilado, razón por la cual se contrata la realización de las obras de emergencia, objeto de esta ponencia.

3. Infomación geológica

El acantilado está formado por calcarenitas bioclásticas con intercalaciones más finas poco cementadas y otras muy cementadas. Las calcarenitas están depositadas sobre margas o lutitas gris azulado, en algunos sitios bien estratificadas y litificadas. Estas margas afloran únicamente en la base de algunos tramos del acantilado.

Ambas unidades son del Mioceno superior, y están recubiertas en algunas zonas por un depósito de glacis de cobertera que no afecta en general al acantilado, salvo en un pequeño tramo junto al hotel Flamenco.

En el resto del acantilado solo se observa en el metro superior en algunas zonas.

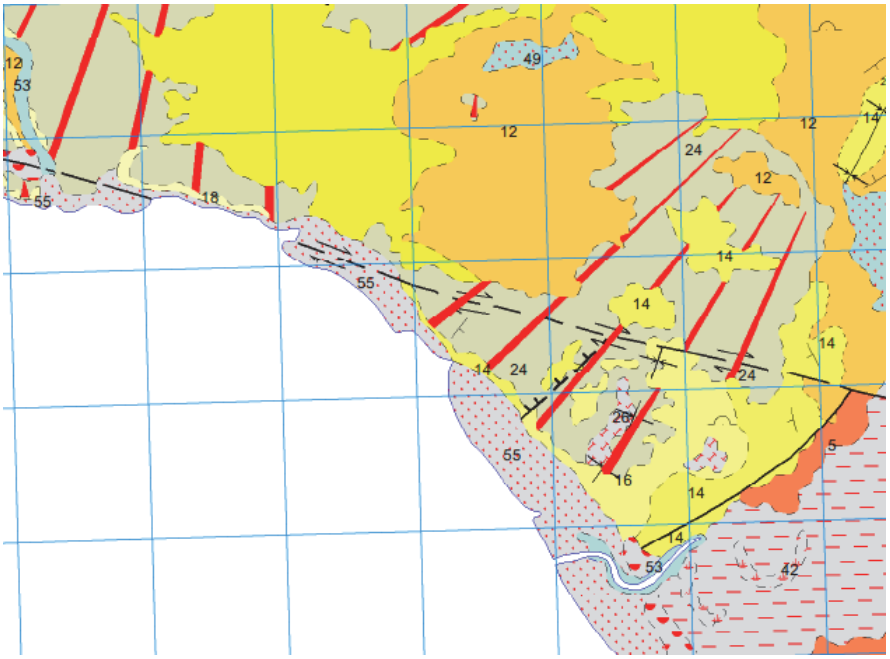


Figura 2. Plano geológico general de la zona de estudio (tomado de Magna 1:50.000)

4. Tramificación del acantilado

Se llevó a cabo una inspección visual del acantilado para determinar la problemática y las diferencias geológicas que se pudieran presentar a lo largo de toda su longitud. De la inspección se tramifica el acantilado de la playa en función de:

- las características geológico-estructurales
- la altura del acantilado
- la solución propuesta para la limitación del riesgo

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 3. Tramificación considerada en la playa de Fuente del Gallo

4.1. Tramo 1

Se observa un talud relativamente tendido, con deslizamiento en masa de materiales en la zona central, hay escollera basal en el pie, con muchos de los bloques removidos.



Figura 4. Aspecto que presenta el acantilado en el Tramo 1

4.2. Tramo 2A

Es un tramo con predominio de areniscas y afloramiento de margas grises arenosas en la zona central del mismo, en la que se puede apreciar que ha habido deslizamientos de tipo rotacional, lo que hace que el talud inferior en margas esté actualmente más tendido que el tercio superior en areniscas, esto crea aún más riesgo de que se produzca en un futuro algún deslizamiento o caída de bloques superiores. Se observa una escollera basal que únicamente sirve como protección parcial contra la erosión provocada por el oleaje.

El actual borde superior del acantilado está muy cercano al restaurante situado justo encima del mismo.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 5. Vista del acantilado en el Tramo 2A

4.3. Tramo 3

Este tramo presenta un talud con desprendimientos y con la problemática de la cercanía de la vivienda al acantilado.



Figura 6. Vista del acantilado en el Tramo 3

4.4. Tramo 4

En este tramo se observa un depósito de glacis, arenas parcialmente cementadas del Pleistoceno, sobre las margas miocenas.

Las arenas están saturadas de agua en su mitad inferior, observándose zonas húmedas y pequeñas surgencias en el talud, que podrían estar favorecidas por un exceso de riego en los jardines del hotel situado encima de este tramo.

Existen dos zonas que conviene sanear cuanto antes, ya que se encuentran en equilibrio inestable y podrían evolucionar en cualquier momento.



Figura 7. Zonas del tramo 4 en equilibrio inestable

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Se localizan restos de escollera basal al pie del talud completamente removida, que no evita la erosión, al igual que la presencia de glacis de cobertera, formado por arenas y cantos parcialmente cementados, dispuesto discordantemente sobre las margas miocenas.

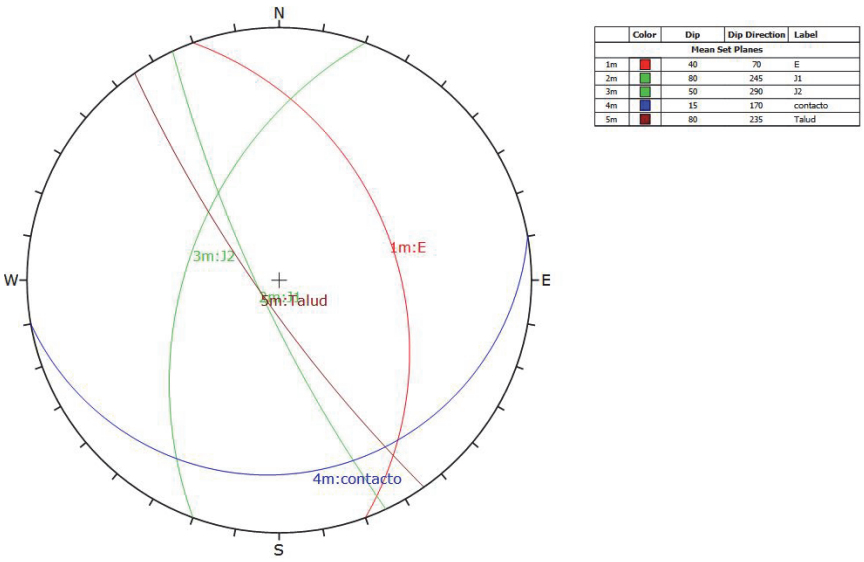


Figura 8. Estructura de la zona en el Tramo 4

5. Propuesta de soluciones

Se enuncian las medidas a tomar en las obras de emergencia de 2017 para los diferentes tramos.

5.1. Soluciones para el tramo 1

Las medidas adoptadas son:

- Sanear el talud con maquinaria desde abajo
- En la zona orientada hacia la playa de La Fontanilla (Tramo 1), se ejecuta una bajante desde coronación hasta la escollera
- Se recrece el pie de escollera ya existente, para darle mayor estabilidad
- Aplicacíón de hidrosiembra

Estas medidas concuerdan con las propuestas en el informe realizado en enero de 2017 y las ejecutadas posteriormente. Se consideran adecuadas y suficientes para garantizar la estabilidad del acantilado en ese tramo.



Figura 9. Superficie hidrosembrada en Tramo 1 tras las obras de emergencia de 2017

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.2. Soluciones para el tramo 2A

En este tramo se han realizado las siguientes medidas de emergencia:

- Sanear el talud con maquinaria desde abajo
- Se recrece el pie de escollera ya existente, para darle mayor estabilidad

Estas medidas se han efectuado en la mitad inferior del talud, sin embargo en la mitad superior no ha sido realizada ninguna actuación.



Figura 10. Aspecto del Tramo 2A tras la actuación de emergencia

Se considera que la zona superior del acantilado en este tramo sigue presentando riesgo de inestabilidades futuras, pues su pendiente es muy elevada y los materiales presentan características más cercanas al suelo que a la roca. Por otro lado, el restaurante de El Roqueo se encuentra justamente encima del acantilado.

Se calcula la estabilidad del talud en este tramo y se obtiene que es estable para una pendiente del 4H/3V.

La propuesta que se propone para este tramo consiste en conseguir el talud 4H/3V en la zona superior del acantilado, que implicaría la retirada del restaurante.

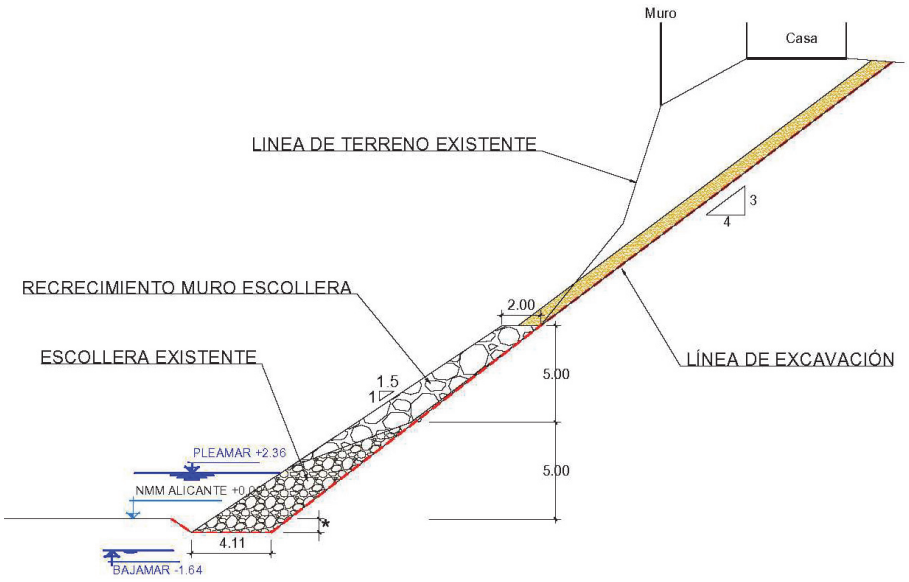


Figura 11. Propuesta de actuación en el Tramo 2A

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Sin embargo, el talud es inestable por lo que, en caso de no actuar, el riesgo de desprendimiento en el acantilado persiste pudiendo ocurrir accidentes graves. Por este motivo se recomienda la actuación con la retirada previa del edificio del restaurante y su traslado a un lugar seguro.

Otra opción alternativa analizada en este tramo, consiste en permitir un talud más vertical, pero ello implicaría la necesidad de tratamientos en el mismo. Sólo parece factible la colocación de anclajes de cables unidos al terreno con dados de hormigón que a su vez deben estar unidos entre sí con vigas de atado de hormigón para darle estabilidad al conjunto. Estos tratamientos son muy difíciles de ejecutar dada la elevada pendiente del talud, la existencia del restaurante y de la escollera ya colocada al pie. Por estos motivos, esta opción no parece recomendable.

5.3. Soluciones para el tramo 3

Las medidas adoptadas en este tramo han sido:

- Sanear el talud con maquinaria desde abajo
- Ejecutar muro de escollera para asegurar pie del talud
- Construir un terraplén desde el muro de escollera hasta el camino. Este terraplén pasaría a ser la pared visible del acantilado en esta zona
- Arreglar el camino y la escalera para salvar la pendiente, además de un murete paralelo a la escalera
- Ejecutar una bajante por el talud, desde el camino hasta la escollera para que las escorrentías de lluvia no afecte a la estabilidad del mismo



Figura 12. Aspecto que presenta actualmente el Tramo 3

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

5.4. Soluciones para el tramo 4

Las medidas a adoptar son:

- Sanear el talud, usando para ello maquinaria desde la playa
- Aumentar la inclinación del talud
- Pie de escollera

Se recomienda que se elimine el riego en la zona del hotel.



Figura 13. Aspecto que presenta actualmente el Tramo 4

6. Conclusiones

El acantilado en estudio está compuesto de areniscas (biocalcarenitas) sobre margas que afloran en algunos sectores. Las zonas de arenisca menos alteradas presentan estructura desfavorable a favor de grietas y/o juntas, con buzamiento subvertical, que han ocasionado la caída de cuñas y bloques.

Pirncipalmente, las obras de emergencia de 2017 consisten en el saneo y retaluzado del talud del acantilado, en la ejecución de un muro de escollera con talud 3H/2V al pie del acantilado, y en los tramos 1 y 3, a la ejecución de bajantes hasta el muro de escollera y a la hidrosiembra.

La obras de emergencia han resuelto problemas que en el acantilado mostraba en los tramos analizados, a falta de la zona superior del talud del tramo 2A, en el que la pendiente es muy vertical y el terreno se aproxima más a un suelo que a una roca. Se comprueba que el talud de equilibrio en este tramo es el 4H/3V, tras obtener que el coeficiente de seguridad resultante es de 1,50 mayor al mínimo exigido por la ROM. Se recomienda la alternativa de tender el talud previa retirada del edificio del restaurante y su traslado a un lugar seguro, pues sería muy complicado minimizar los riesgos de desprendimientos en el tramo 2A mediante tratamientos con anclajes, por la enorme dificultad del proceso constructivo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Seguimiento ambiental durante la ejecución de las obras del proyecto de rehabilitación medioambiental de la fachada costera del casco urbano de Altea (parte marítima). T.M. de Altea (Alicante). Celda norte (El Charco)

Luna Martínez, Francisco[a]; Jordá Guijarro, Mª auxiliadora[b]; Villena Hernández, Carlos A.[c], Martínez García del Real, Andrea[d]
[a]Ingeniería y Estudios Mediterráneo SLP, Álvarez Sereix 14, Alicante, fluna@ingemed.eu, [b]Servicio Provincial de Costas (MAPAMA), Plaza de la Montañeta 5, Alicante, majorda@magrama.es, [c]Grupo Tragsa - SEPI, Avenida Doctor Jiménez Díaz 4 Plantas 7ª y 8ª, Alicante, cvillena@tragsa.es, [d]Grupo Tragsa - SEPI, Calle Cronista Carreres 2 Planta baja y 1ª B y C, Valencia, amarti14@tragsa.es

Resumen

La ejecución de las obras del proyecto de REHABILITACIÓN MEDIOAMBIENTAL DE LA FACHADA COSTERA DEL CASCO URBANO DE ALTEA (PARTE MARÍTIMA). T.M. DE ALTEA (ALICANTE). CELDA NORTE (EL CHARCO), dada su proximidad a Espacions Naturales Protegidos y a la presencia de especies catalogadas como vulnerables por el Catalógo Nacional de Especies Amenzadas, ha requerido una especial vigilancia y segumiento medioambiental durante la construcción de la nueva playa. artificial con las funciones de protección costera para sustituir el dique de "El Charco", en el municipio de Altea (Alicante).

Palabras clave: *medioambiental, altea, costera, playa, rehabilitación, regeneración, posidonia.*

1. Introducción

La ejecución de las obras comprendidas en el proyecto de REHABILITACIÓN MEDIOAMBIENTAL DE LA FACHADA COSTERA DEL CASCO URBANO DE ALTEA (PARTE MARÍTIMA). T.M. DE ALTEA (ALICANTE). CELDA NORTE (EL CHARCO) ha supuesto la creación de una playa artificial con las funciones de protección costera para sustituir el dique de "El Charco". Con esta solución se facilita la continuidad entre la playa situada en la desembocadura del río Algar y la zona que ocupaba la laguna.

La zona está próxima a los espacios LIC y Parque Natural ES5213021 "Serra Gelada i Litoral de la Marina Baixa" y Zona Húmeda 23, "Desembocadura del Río Algar", y cuenta con la presencia de Posidonia oceanica y Pinna nobilis (Nacra), especies catalogadas como vulnerables por el Catálogo Nacional de Especies Amenazadas,

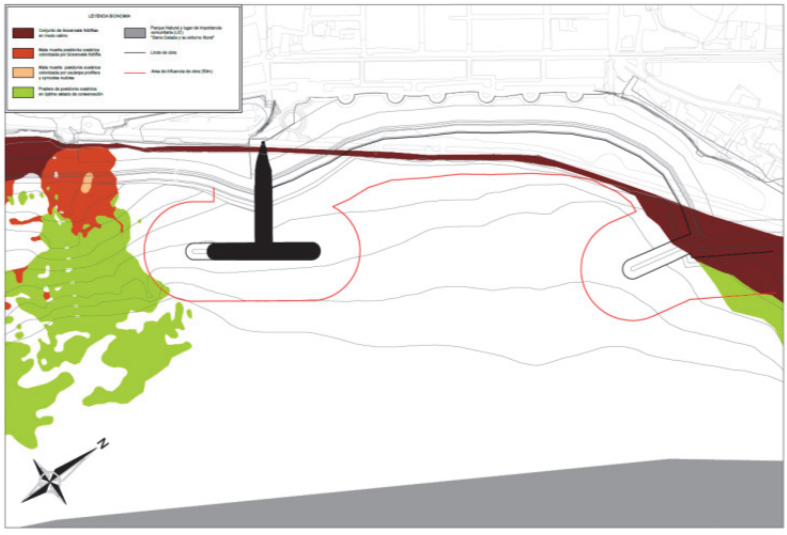


Fig. 1. Bionomía del ámbito de actuación del proyecto

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Condicionantes

El proyecto de obras fue sometido a evaluación de impacto ambiental, realizándose toda la tramitación reglamentaria que la legislación en materia de impacto ambiental establece para este tipo de actuaciones.

Con fecha 29 de junio de 2010 fue publicada en el Boletín Oficial del Estado la "Resolución de 15 de junio de 2010, de la Secretaría de Estado de Cambio Climático, por la que se formula declaración de impacto ambiental del proyecto Rehabilitación de la fachada costera del casco urbano de Altea". En la DIA se establecen una serie de condiciones al proyecto además de las medidas preventivas y correctoras propuestas en el proyecto.

Estos condicionantes, relativos a la fase de ejecución de las obras, se pueden resumir en:

- realización de una prospección del fondo submarino con el objeto de localizar los ejemplares de Pinna nobilis (nacra) y praderas de Posidonia oceánica.
- instalación (durante las operaciones de dragado, demoliciones y construcción de diques y espigones) de cortinas antiturbidez que dispongan de un francobordo continuo y suficiente para que no sea rebasado fácilmente por el oleaje.
- establecimiento de 5 puntos de muestreo equidistantes entre sí para la comprobación mediante dos registros semanales el grado de turbidez que pudiese alcanzar al LIC.
- realización de informes con periodicidad quincenal correspondientes a los controles realizados.

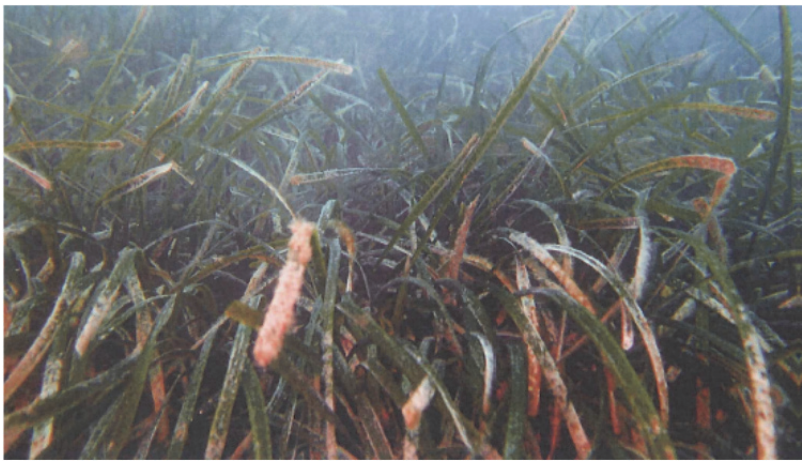


Fig. 2. Pradera de Posidonia oceanica.



Fig. 3. Espacios naturales protegidos en las proximidades de las obras.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

3. Medidas preventivas y correctoras establecidas durante la ejecución de las obras

Como hemos indicado, en las cercanías de la zona de obras se sitúa el Parque Natural Serra Gelada y su entorno litoral, prácticamente coincidente con el LIC ES5213021 Serra Gelada i Litoral de la Marina Baixa, se trata de una zona mixta con área terrestre y área marina, esta última alberga extensas praderas de Posidonia oceanica con un estado óptimo de conservación. La delimitación de este LIC excluye la zona litoral de Altea hasta una franja de 500 m mar adentro, que coincide aproximadamente con la curva batimétrica de -10 m. Este límite del LIC se encuentra aproximadamente a 250 m de la zona de actuación. Por otro lado, fuera del citado LIC y en el ámbito de las actuaciones propuestas se encuentra el hábitat prioritario 1120* Praderas de Posidonia (Posidonion oceanicae) y el hábitat de interés comunitario 1110 Bancos de arena cubiertos permanentemente por agua marina, poco profunda, con presencia de praderas de Cymodocea nodosa. Todo ello, junto a los condicionantes impuestos por la DIA hacen necesario el establecimiento de medidas preventivas y correctoras durante la ejecución de las obras.

Se establecieron las siguientes medidas durante la construcción de la nueva playa:

- Antes del comienzo de las obras, se realizó un análisis de la calidad de las aguas marinas para conocer el estado físico-químico y trófico de la masa de agua y determinar el estado inicial de cara al Programa de Vigilancia Ambiental.
- Durante las operaciones de dragado de la zona de El Charco se cerraron las bocanas que comunican esta zona con el mar abierto, con el fin de evitar que los finos en suspensión pudiesen afectar a comunidades marinas de interés.
- Se instalaron cortinas antiturbidez con suficiente calado, en todo el perímetro de la actuación rodeando de esta forma la zona de construcción de los nuevos diques y protegiendo la zona de vertido de grava para la formación de la nueva playa.
- Se realizó, antes del inicio de las obras, una prospección del fondo submarino con el objeto de localizar los ejemplares de Pinna nobilis (nacra) y praderas de Posidonia oceanica. Las zonas donde se localizaron ejemplares fueron convenientemente balizadas.
- Se establecieron 5 puntos de muestreo equidistantes entre sí para la comprobación mediante dos registros semanales el grado de turbidez que pudiese alcanzar al LIC.



Fig. 4. Prospección del fondo submarino previa a la ejecución de las obras.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Fig. 5. .Balizamiento de ejemplares de Pinna nobilis y pradera de Posidonia oceanica.

Respecto de la cortina antitubidez instalada durante los trabajos y operaciones de vertido de materiales, dragado de fangos, demoliciones y construcción de diques y espigones desarrollados durante la ejecución de las obras, debemos indicar que se trataba de una cortina antiturbidez que permitía contener sedimentos y áridos en suspensión. Contaba con un faldón de 2,5 metros de profundidad fabricado con tejido de polipropileno reforzado con fibra de PET de alta resistencia y capacidad de drenaje que permitía el paso de agua, con francobordo continuo (0,60 metros) y suficiente para que no fuera rebasado fácilmente por el oleaje.



Fig. 6. .Cortina antiturbidez.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

En cuanto al establecimiento de 5 puntos de muestreo equidistantes entre sí para la comprobación mediante dos registros semanales el grado de turbidez que pudiese alcanzar al LIC “Serra Gelada”, su ubicación respecto de la zona de obras es la que se muestra en la Figura 7. Durante la ejecución de las obras, se realizaron dos registros semanales, con indicación de día y hora, del grado de turbidez que pudiese alcanza al LIC.



Fig. 7. .Situación de los puntos de muestreo para grado de turbidez en las proximidades del LIC “Serra Gelada”



3

Fig. 8. Comunidades marinas en el entorno del ámbito de las obras.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4. Seguimiento ambiental durante las obras

Para cumplir con el Programa de Vigilancia Ambiental de las obras y con lo establecido en la DIA, durante la ejecución de las obras se ha llevado a cabo un seguimiento ambiental para garantizar la eficacia de las medidas protectoras y correctoras. Dicho seguimiento se puede resumir en las acciones que describimos a continuación.

- Comprobación diaria del estado de las cortinas antiturbidez para garantizar su eficacia.



Fig. 9. Efectividad de las cortinas antiturbidez.

- Comprobación, dos veces por semana, del grado de turbidez que pudiese afectar al LIC mediante registro en los 5 puntos de control establecidos.

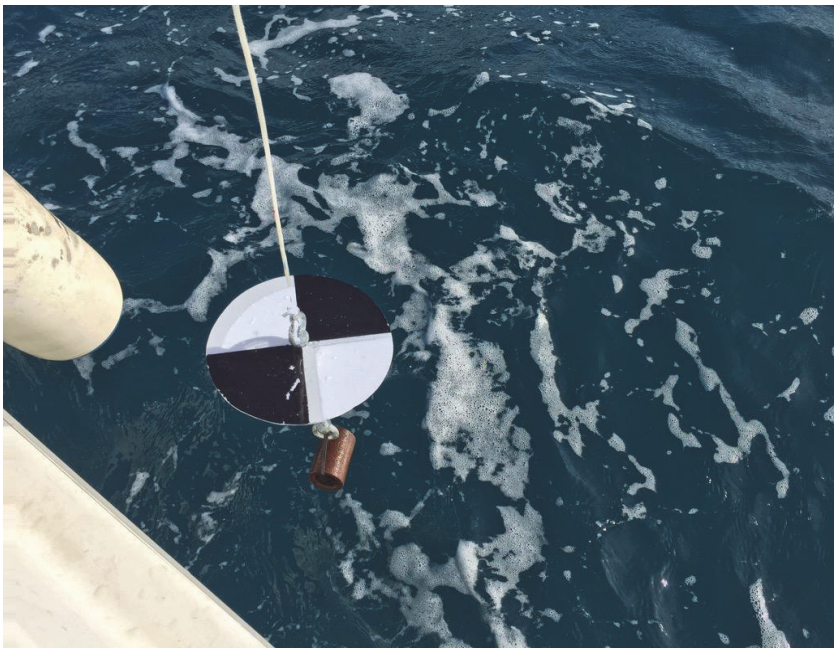


Fig. 10. Medición del grado de turbidez mediante disco Secchi.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

- Elaboración del informe quincenal de seguimiento del Plan de Vigilancia Ambiental, en el que se recogen las actividades y controles realizados.

- Seguimiento trimestral, mediante prospección del fondo submarino, de la cobertura y densidad de las praderas de Posidonia oceanica, y seguimiento de los ejemplares de Pinna nobilis.



Fig. 11..Seguimiento de la cobertura y densidad de las praderas de Posidonia oceanica.

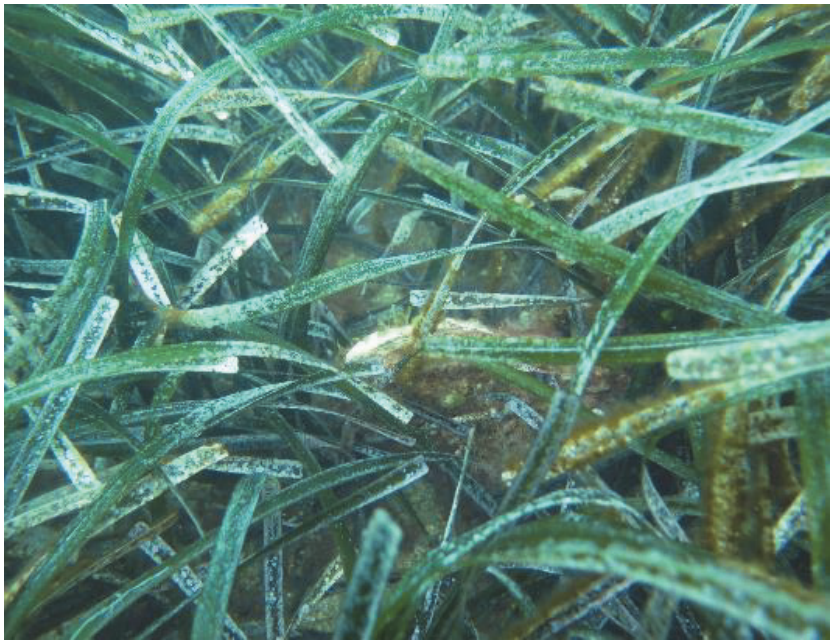


Fig. 12. Seguimiento de los ejemplares de Pinna nobilis.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Referencias

España. Resolución de 15 de junio de 2010, de la Secretaría de Estado de Cambio Climático, por la que se formula declaración de impacto ambiental del proyecto Rehabilitación de la fachada costera del casco urbano de Altea. *BOE*, 29 de junio de 2010, núm. 157, p. 57164-57173.

Servicio Provincial de Costas en Alicante. Servicio de Proyectos y Obras. Proyecto Reformado de de rehabilitación medioambiental de la fachada costera del casco urbano de Altea (parte marítima). t.m. de Altea (Alicante). Celda norte (El charco). Noviembre de 2014.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Alteraciones en el flujo de energía mareal en las bahías por el impacto de nuevas construcciones: Bahía de Cádiz

Zarzuelo, Carmen[a]; López-Ruiz, Alejandro[b], Díez-Minguito, Manuel[a], Lira-Loarca, Andrea[a] y Ortega-Sánchez, Miguel[a]

[a]Grupo de Dinámica de Flujos Ambientales, Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA) – Universidad de Granada. Edificio CEAMA, Avda. del Mediterráneo, s/n. 18006 Granada. zarzueloc@gmail.com, mdiezm@ugr.es, andreamaliralo@gmail.com, miguelos@ugr.es, [b] Departamento de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos, Escuela Técnica Superior de Ingeniería, Universidad de Sevilla, Camino de los Descubrimientos s/n, 41092, Sevilla. alopez50@us.es.

Resumen

Las bahías son áreas caracterizadas por un gran dinamismo debido principalmente al intercambio de agua y sedimentos entre los ambientes terrestre y marino. Este intercambio permite el desarrollo de entornos únicos, con una alta productividad ecológica y de gran importancia para otros ecosistemas marinos. Se encuentra, además, entre los ecosistemas más afectados por las actividades del hombre, ya que en ellas conviven espacios naturales de alto valor ambiental con actividades industriales de elevado impacto económico y social. En particular, las relacionadas con la actividad portuaria tienen un peso relevante, desarrollándose además a su alrededor grandes núcleos urbanos.

Palabras clave: *Bahía de Cádiz, Alteraciones, Flujo de Energía, Hidrodinámica, DELFT3D, Intervenciones Humanas.*

1. Introducción

Las bahías son ambientes costeros conectados al océano o mar abierto y usualmente formados por dos áreas: el saco externo e interno. Normalmente tienen una entrada donde se han desarrollado históricamente importantes asentamientos humanos, principalmente durante las últimas décadas. Estas alteraciones provocadas por el hombre modifican el intercambio de agua entre las áreas que constituyen la bahía, interrumpiendo la propagación de las mareas en ella. Como consecuencia, estas intervenciones humanas cambian los patrones de transporte de sedimentos en muchas bahías y estuarios alrededor del mundo. Estos efectos pueden observarse en diferentes sitios del mundo como el estuario de Ems (Van Maren et al., 2015), la Bahía Bohai de China (Lu et al., 2009) y la Bahía de San Francisco (Knowles y Cayan, 2004; Barnard et al. 2013).

Un claro ejemplo en España es la Bahía de Cádiz, la cual constituye una región donde conviven espacios naturales de alto valor ecológico y actividades industriales de elevado impacto económico comarcal y regional, de las cuales, las relacionadas con la actividad portuaria tienen un peso relevante. En la zona se están actualmente llevando a cabo intervenciones humanas de importancia, en concreto, la construcción del nuevo puente sobre la Bahía y la construcción de una nueva terminal de contenedores en el Puerto.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

2. Zona de estudio

La Bahía de Cádiz (SO España, Fig 1) es un estuario mesomareal, bien mezclado y dinámicamente corto. Está caracterizada por tres áreas: (1) saco externo (A-Fig.1) conectado al océano Atlántico y a los estuarios de los ríos Guadalete y San Pedro; (2) saco interno (C-Fig.1) caracterizado por sus bajas profundidades (2-4 m) y por la gran cantidad de caños mareales que circulan o desembocan en él; y (3) el sector central (B-Fig.1) que conecta las anteriores y presenta las máximas profundidades (18 m).

La Bahía de Cádiz (suroeste de España) suscita tanto interés debido a las numerosas intervenciones y alteraciones que han tenido lugar desde mediados del siglo pasado, así como por su particular morfología y situación geográfica. La bahía es un espacio marítimo singular con una extensión total de 140 km^2 y que se divide en tres partes: la externa (A) más profunda y conectada con el mar, una zona interior (C) menos profunda, y el sector central (B) conocido como Canal de Puntales que conecta ambas zonas (Tabla 1, Fig. 1).

	Bahía Externa (A)	Canal de Puntales (B)	Bahía Interna (C)
Área (km^2)	70	L: 3.8 km A: 1.3 km	50
Profundidad (m)	2-10	5-18	0.5-8
Tipo de Sedimento	Arena	Arena y Fango	Fango

Tabla 1. Principales características de las áreas que conforman la Bahía de Cádiz.

Durante los últimos años, se han llevado a cabo nuevas infraestructuras que pueden alterar significativamente la dinámica de la bahía: el puente de la "Constitución de 1812", la nueva terminal del puerto de Cádiz y el dragado para la creación del nuevo canal. La influencia hidro-morfodinámica ya ha sido estudiada en trabajos previos, por eso aquí nos centraremos sólo en exponer los cambios en la energía mareal debido a las intervenciones. Para ello, se han utilizado campañas de campo hidrodinámicas y se ha implementado un modelo numérico para poder simular la dinámica de los diferentes escenarios, antes y después de la infraestructura (B-E-Fig.1).

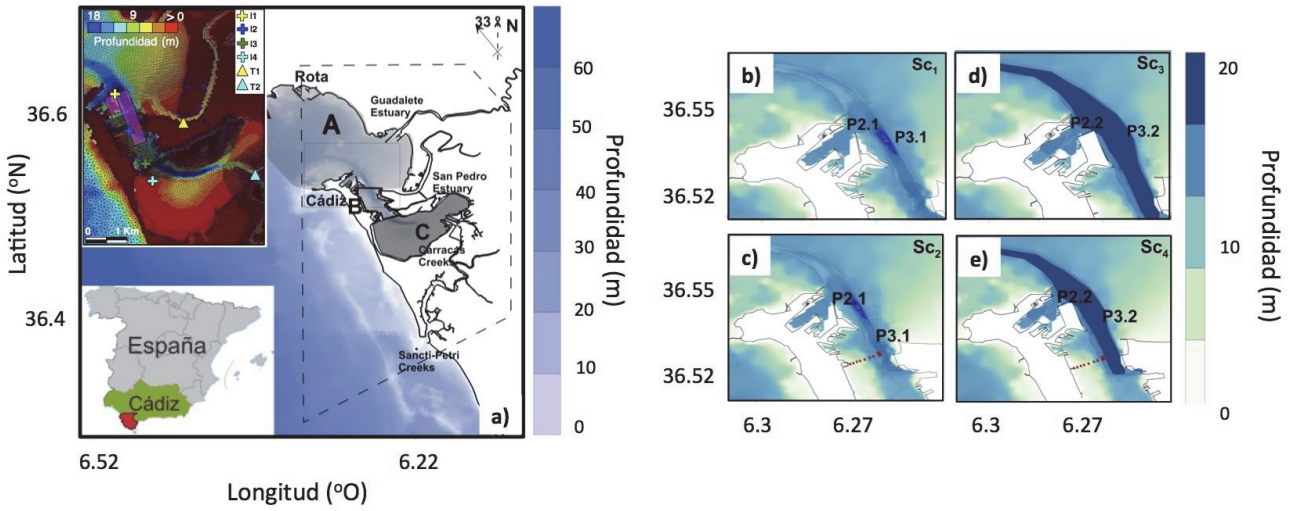


Figura 1. a) Bahía de Cádiz e instrumentación empleada en la campaña de campo (I1-I4 (correntímetros, sensores de temperatura, salinidad y turbidez); T1-T2 (mareógrafos)). b-e) escenarios simulados: situación inicial (2011), puente de la Constitución de 1812, nueva terminal del puerto y dragado para el nuevo canal de navegación y situación final, respectivamente.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

3. Metodología

3.1 Campaña de campo

Entre Diciembre de 2011 y Abril de 2012 se realizó una campaña de campo en la Bahía de Cádiz y su entorno, en la que se fondearon 10 instrumentos (Fig. 1) dispuestos en 7 estaciones con el fin de medir variables hidrodinámicas (elevaciones y corrientes en la columna de agua), sedimentos en suspensión y calidad de agua (temperatura y salinidad). Los instrumentos usados son: 3 mareógrafos (T1, T2 ,T3) con un dato cada 600 s, 4 correntímetros (ADCP (i1, I2, I3, I4)) con un dato con 900, 2 perfiles de conductividad y temperatura (CT (I1, I2)) y 1 turbidímetro (OBS (I2)) con un dato con 900 s.

La batimetría en aguas profundas utilizada ha sido suministrada por el Instituto Hidrográfico de la Marina (Ministerio de Defensa de España), mientras que la batimetría de detalle en aguas someras ha sido suministrada por el Puerto de Cádiz en 2011. La topografía fue obtenida desde el Modelo Digital del Terreno de la Junta de Andalucía en 2002 con una resolución de 10 x 10 m.

3.2 Modelo numérico

Para poder simular la hidrodinámica y morfodinámica de futuros escenarios se ha implementado el modelo numérico Delft3D. Se trata de un modelo en diferencias finitas que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes no estacionarias en aguas someras en las tres direcciones del espacio junto con la ecuación de transporte, la ecuación de estado para el agua de mar y un modelo de cierre turbulento (Lesser et al., 2004). El modelo numérico es muy sensible a las variaciones en la batimetría y topografía. Por tanto es adecuado para el uso en la Bahía de Cádiz para la representación de los diferentes escenarios.

Para simular los diferentes escenarios, se ha utilizado una malla de 545 x 245 celdas y 10 capas en vertical. El tamaño medio de cada celda es de 200 x 200 m^2. Sin embargo, en áreas donde se requería un mayor detalle se han definido celdas de hasta 60 x 60 m^2.

Haciendo uso de los datos observados se pudo calibrar y validar la zona de estudio (Fig. 2) para diferentes variables como: superficie libre o las velocidades de corriente para ambas componenetes (U,V) tanto para valores instantáneos como residuales. Para una implementación correcta se siguieron los pasos utilizados por previos autores (Lesser et al., 2004, Elias and Hansen, 2012, Hansen et al. 2013): 1) Se impuso en el contorno un forzamiento mareal de datos obtenidos por Oregon State Tidal Prediction Software (Egbert and Erofeeca, 2002), 2) se forzó al sistema a un viento uniforme y presión atmosférica (datos obtenidos de Puertos del Estado), 3) se variaron los coeficientes de Chèzy y de arrastre por viento para calibrar el modelo con los datos observados, y por ultimo 4) se validó el modelo con los mismos parámetros que para la calibración pero en otro periodo con el fin de comprobar la correcta implementación del modelo. Se han obtenido excelentes correlaciones entre los datos observados y modelados tanto a escala intramareal como submareal (R^2 superior a 0,8, para más detalle ver Tabla 2) (Zarzuelo et al., 2015, 2016).

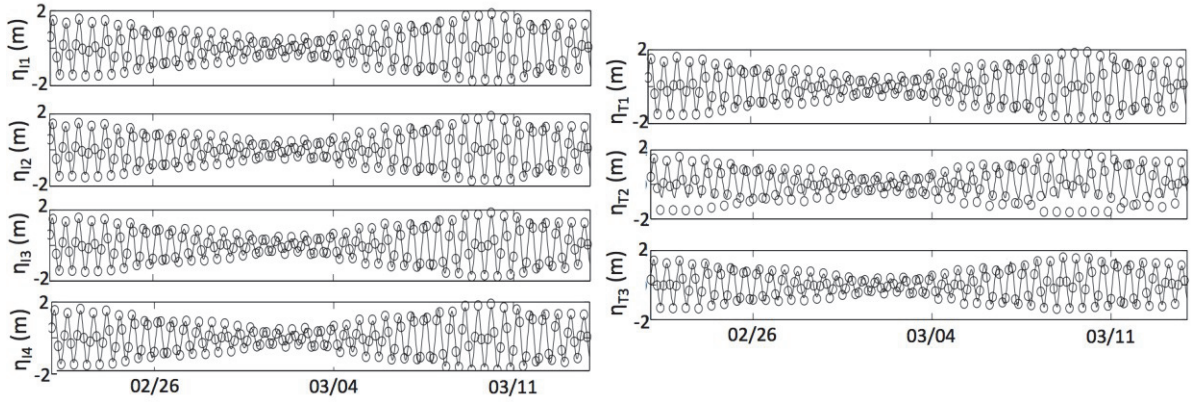


Figura 2. Validación de los datos de elevación para las estaciones I1-I5; T1-T3 (ver Fig. 1). Los puntos (líneas) representan los datos observados (modelados).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

	Superficie libre (m)			**Velocidad Este (m/s)**			**Velocidad Oeste (m/s)**		
	RMSE	R	S	RMSE	R	S	RMSE	R	S
I_1	0.08	0.99	0.99	0.10	0.87	0.83	0.11	0.96	0.91
I_2	0.07	0.99	0.99	0.09	0.91	0.91	0.16	0.94	0.93
I_3	0.10	0.99	0.99	0.26	0.69	0.67	0.33	0.77	0.51
I_4	0.12	0.99	0.99	0.09	0.79	0.71	0.10	0.93	0.85
T_1	0.82	0.82	0.67	X	X	X	X	X	X
T_2	0.56	0.87	0.80	X	X	X	X	X	X
T_3	0.22	0.87	0.97	X	X	X	X	X	X

Tabla 2. Parámetros de validación para los datos observados en las estaciones I1-I4; T1-T3.

3.3 Escenarios simulados

Durante los últimos años, se han llevado a cabo nuevas infraestructuras que pueden alterar significativamente la dinámica de la bahía: el puente de la "Constitución de 1812", la nueva terminal del puerto de Cádiz y el dragado para la creación del nuevo canal. Para poder estudiar los efectos de estas intervenciones en la hidrodinámica se ha forzado el modelo numérico para simular la dinámica de los diferentes escenarios (Fig. 1 – Paneles b-e).

El puente de la "Constitución de 1812" consta de nueve pilas con dimensiones comprendidas entre 3x33m y 8x33m (longitud por ancho). El puente es uno de los más largos (5 km) y más alto (69 m sobre el nivel medio del mar) puentes de Europa, y el cuál cruza el Canal de Puntales que conecta la ciudad de Cádiz con la Península Ibérica (Sc2; panel c-Fig.1).

La nueva terminal de contenedores se caracterizará por una longitud de 590 m y una superficie de 380.000 m^2, con una profundidad máxima de 16 m. La terminal estará compuesta por tres diques. Además, el nuevo diseño de la terminal incluye un dragado del canal de navegación, por solape de la terminal con el actual canal, de ~ $3{,}86*10^6$ m^3, para lograr una profundidad máxima de 20 m (Sc3; panel d-Fig.1).

Por último el Sc4 (panel e-Fig.1) incluye ambas intervenciones citadas anteriormente en el escenario inicial.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

4 Resultados

Sólo se ha considerado el flujo de energía debido al trabajo realizado por la fuerza de presión asociada al movimiento barotrópico mareal. La contribución advectiva fue despreciada por ser dos órdenes de magnitud menor que el flujo barotrópico (Zhong y Li, 2006). Así, el flujo de energía integrado por profundidad por unidad de longitud se obtuvo como:

$$\mathbf{F} = \left(F_x, F_y\right) = \rho g h \langle \underline{\mathbf{u}} \eta \rangle$$

donde g es la aceleración debida a la gravedad, $\underline{u}$ es la velocidad promediada en la vertical, η es la superficie libre (<> se refiere al promedio mareal) y h es la profundidad del agua. Para los componentes de canal a lo largo (F), los flujos de energía positiva (negativa) son hacia fuera (hacia adentro).

En el panel a de la Figura 4 se muestra el flujo de energía para el escenario 1, donde se puede observar que las máximas concentraciones de energía (30 kW/m) se localizan a la entrada y a la salida del Canal de Puntales. En estos puntos es donde se alcanzan las máximas velocidades debido a la convergencia y divergencia del canal. Si comparamos el escenario 1 con los escenarios 2, 3 y 4 (paneles b-d en la Figura 4, rojo aumenta la energía y azul que disminuye), los mayores cambios observados son con la construcción del nuevo canal de navegación (panel c y d). La energía aumenta alrededor de las intervenciones y en el canal de navegación, sin embargo hay una fuerte disminución en las partes someras del Canal de Puntales colindante con el canal de navegación. Estos cambios en la energía provocados principalmente por el cambio de las Corrientes, pueden ocasionar cambios en el transporte de sedimentos.

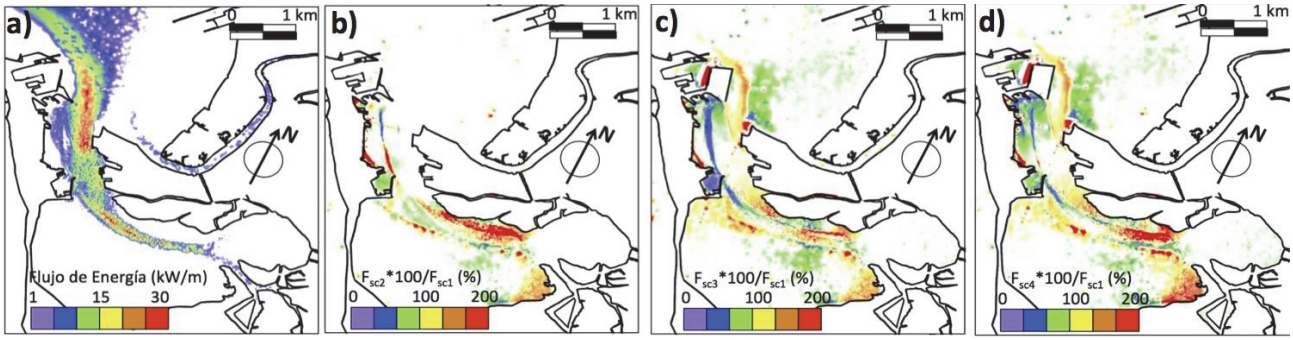


*Figura 4. El panel a corresponde al flujo de energía para el escenario inicial (SC_1), y desde el panel b-d muestran las variaciones del flujo de energía para los escenarios 2, 3 y 4, respectivamente, en referencia al escenario 1 (F_{SCi}*100/ F_{SC1} siendo i={2,3,4})*

5 Conclusiones

Los resultados sugieren que las intervenciones tendrán efecto sobre la hidro-morfodinámica de la zona, dando lugar a un ajuste morfológico local. Además, el flujo de energía mareal se verá afectado tras las intervenciones, con cambios significativos cerca de la nueva terminal donde se incrementan los valores de energía, aumentando del transporte de sedimentos. De todos los resultados caben destacar los siguientes:

1. Las intervenciones tienen un gran impacto en la dinámica de la bahía. Resultados anteriores han mostrado que existe un deterioro en el intercambio de agua y sedimentos entre el saco externo e interno, lo que afectará por tanto al entorno ecológico de la misma.
2. En particular en referencia al flujo de energía se puede concluir que:
    - Máximo flujo de energía (kW/m) ➔ Canal de navegación (30)
    - El dragado influye más que el puente
    - Reducción del flujo de energía al Oeste del canal de navegación
    - Aumento del flujo de energía alrededor de la nueva terminal y en el mismo canal de navegación

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado por la Autoridad Portuaria de Cádiz, el Departamento de Innovación, Ciencia y Trabajo de la Junta de Andalucía (RNM-6352, P09-TEP-4630) así como por el proyecto BIA2015-65598-P (MINECO/FEDER).

Referencias

BURCHARD, H., HOFMEISTER, R. (2008). A dynamic equation for the potential energy anomaly for analysing mixing and stratification in estuaries and coastal seas. *Estuarine, Coastal Shelf Science, 77,* 679-687.

EGBERT, G., EROFEECA, S. (2002). Efficient inverse modeling of barotropic ocean tides. *Journal Atmosphere Ocean Technology, 19,* 183-204.

ELIAS, E., HANSEN, J. (2012). Understanding processes controlling sediment transport at the mouth of a highly energetic inlet system (San Francisco Bay, CA). *Marine Geology, 345,* 207-220.

HASEN, J. ELIAS, E., LIST, J., ERIKSON, L., BARNARD, P. (2013). Tidally influenced along-shore circulation at an inlet-adjacent shoreline. *Continental Shelf Research, 56,* 26-38.

KNOWLES, N., CAYAN, D. (2004). Elevational dependence of projected hydrologic changes in the San Francisco estuary and watershed. *Climate Change, 62*, 313-336.

LESSER, G. R., ROELVINK, J. A., VAN KESTER, J. A. T. M., & STELLING, G. S. (2004). Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal engineering*, *51*(8), 883-915.

LU, Y., JI, R., ZUO, L. (2009). Morphodynamic responses to the deep water harbor development in the Caofeidian sea area, China's Bohai Bay. *Coastal Engineering, 56*, 831-843.

VAN MAREN, D., VAN KESSEL, T., CRONIN, K., SITTONI, L. (2015). The impact of channel deeping and dredging on estuarine sediment concentration. *Continental Shelf Research, 95*, 1-14.

ZARZUELO, C., DÍEZ-MINGUITO, M., ORTEGA-SÁNCHEZ, M., LÓPEZ-RUIZ, A., & LOSADA, M. Á. (2015). Hydrodynamics response to planned human interventions in a highly altered embayment: The example of the Bay of Cádiz (Spain). *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, *167*, 75-85.

ZARZUELO, C., LÓPEZ-RUIZ, A., DÍEZ-MINGUITO, M., & ORTEGA-SÁNCHEZ, M. (2016). Tidal and subtidal hydrodynamics and energetics in a constricted estuary. *Estuarine, Coastal and Shelf Science, 185,* 55-68.

ZHONG, L., LI, M. (2006). Tidal energy fluxes and dissipation in the Chesapeake Bay. *Continental Shelf Reserach, 26*, 752-770.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Estabilización con mallas de alambre de acero de alto límite elástico TECCO® y DELTAX® del acantilado de la Playa de Peñarrubia (Gijón –Asturias)

Prieto Fernández, Julio[a]; Gutiérrez García, José Luis[b]; García-Arango Veiga, Luis[c] y Menéndez Rodríguez, Hugo[d]

[a]Geobrugg Ibérica, S.A.U. Delegación Norte, julio.prieto@geobrugg.com. [b]Demarcación de Costas en Asturias,. jgutierrez@magrama.es. [c]Dragados, S.A. Delegación Asturias-Cantabria, lcgarciaa@dragados.es [d]Tecnia Ingenieros, S.A., hmenendez@tecniaingenieros.com

Resumen

La Playa de Peñarrubia se encuentra situada en el Término Municipal de Gijón (Asturias). La playa se encuentra al pie de un acantilado desde el que se producen frecuentes desprendimientos de rocas, por lo que en el año 2006 se instalaron redes de cable ancladas para estabilizarlo.

En el año 2010, debido a unas intensas lluvias se produjeron deslizamientos en el acantilado, provocando coladas de barro y rocas que cayeron a la playa, arrancando parte de las redes instaladas y generando enormes bolsas en las redes que no se arrancaron. Las redes instaladas quedaron inservibles.

Ante esto, la Demarcación de Costas en Asturias, encargó la redacción de un Proyecto Constructivo para poder realizar las obras necesarias para restablecer las condiciones del acantilado y la playa; de forma que pudiera ser reabierta al uso público.

La actuación se extiende en una longitud de unos 160 m, con alturas del acantilado del orden de 40-50 m. Consistió en la instalación de mallas de alambre de alto límite elástico ancladas, con diferentes niveles de soporte; la instalación de una barrera dinámica con capacidad de absorción de energía de 1.000 kJ, así como el reperfilado y adecuación de taludes la zona superior.

Palabras clave: *Estabilización, acantilado, playa, mallas ancladas, barrera dinámica, TECCO, DELTAX*

1 Introducción

Las características geológicas del acantilado enfrentado a la Playa de Peñarrubia (Gijón-Asturias) han dado lugar al desprendimiento y caída de fragmentos de rocas de distintos tamañas con bastante frecuencia.

Para intentar paliar estos problemas, en el año 2006 se instaló en el acantilado una malla de triple torsión reforzada, complementada con red de cable de acero en las zonas de mayor inestabilidad.

En junio de 2010, y debido a unas intensas lluvias caídas durante varios días seguidos, se produjeron deslizamientos en la parte alta del talud que arrancaron parte, tanto de la malla de triple torsión, como de las redes de cable. En otras zonas se produjeron embolsamientos de material deslizado en las mallas, en una situación de absoluta inestabilidad.

En la Figura 1 puede observarse el estado de las redes y mallas después de estos episodios.



Figura 1. Estado de las mallas y redes de cable tras los deslizamientos de 2010

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Ante el riesgo evidente de peligro para los usuarios, el Ayuntamiento de Gijón cerró la playa para su uso público.

En 2010 y 2012 la Demarcación de Costas encargó informes técnicos para evaluar el estado del acantilado y establecer las actuaciones necesarias para restablecer las condiciones de seguridad para así poder reabrir la playa.

Finalmente, Tecnia Ingenieros redactó el proyecto denominado: "PROYECTO DE PROTECCION DE UN TRAMO DE ACANTILADO EN LA PLAYA DE PEÑARRUBIA. T.M. DE GIJÓN (ASTURIAS)", CÓDIGO EXPEDIENTE: 33-0481" con el que la Demarcación de Costas en Asturias licitó las obras en mayo de 2014. Como resultado del proceso, las obras se adjudicaron a la empresa Dragados a finales de 2014.

A principios de 2015 Dragados subcontrató a Geobrugg Ibérica para el suministro e instalación de los sistemas de estabilización y protección, dando comienzo estas obras en marzo de 2015. El resto de obras complementarias contempladas en el proyecto no son objeto de esta comunicación.

2 Encuadre geológico

De acuerdo con el Mapa Geológico de Gijón los materiales presentes en la zona se corresponden con la Formación Rodiles (Calizas y ritmita margocalizas) y con la Formación La Ñora (Conglomerados y areníscas). Estas formaciones se hallarían recubiertas parcialmente por depósitos gravitacionales.

Se perforaron dos sondeos que han ayudado a definir en el área de estudio varias unidades geotécnicas.

2.1 Nivel I. Rellenos artificiales

Nivel más superficial perforado únicamente en el sondeo S-2. Se trata de 3 m de arenas, arenas limosas y arcillas, que engloban gravas silíceas y carbonatadas con restos de escoria, ladrillo y vidrio. Están relacionados con la construcción de la senda costera.

2.2 Nivel 2.- Depósitos de pie de monte

Se trata de gravas silíceas redondeadas con matriz arenosa-limosa que suponen la acumulación de productos de la denudación y alteración del conglomerado silíceo jurásico del Mb. Estaño de la formación La Ñora al pie de los cantiles del mismo.

La potencia oscila entre 0,5 y 2,15 m.

2.3 Nivel 3.- Eluvión

Los depósitos de eluvión corresponden a aquellos materiales del sustrato jurásico que presentan tal grado de meteorización y descomposición que se encuentran transformados en suelo.

Los eluviones de la zona de estudio están compuestos por arcillas y arcillas margosas principalmente, aunque también están representadas las margas arcillosas y las arenas limosas.

En S-1 se ha identificado un tramo de 2,15 a 4,20 m constituidos por arcillas y margas arcillosas y otro de 8,20 a 10,25m constituidos por arcillas margosas con un tramo especial mente húmedo y débil de 8,10 a 9,30 m.

En el sondeo 5-2 se ha identificado un tramo de eluvión, de 3,5 a 7,30 m de profundidad.

2.4 Nivel 4.- Conglomerados silíceos y calizas

Constituyen la denominada Facies Ñora en las columnas de los sondeos por tener más similitud con los conglomerados del Mb. Estaño de la Formación La Ñora, aunque por su posición estratigráfica pertenecen al Mb. Serín de la Fm. La Ñora.

EI nivel consta de muro a techo por un conglomerado a base de cantos silíceos redondeados en una matriz areniscosa, sobre la que se sitúan areniscas en ocasiones laminadas con 9º y 14º de buzamiento.

EI espesor de este nivel en el sondeo S-1 es de 7,85 m., siendo de 6,60m en el S-2.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

2.5 Nivel 5.- Margas

Se trata de un nivel que se encuentra tanto a techo como a muro del tramo anterior de conglomerados y areniscas.
EI nivel está compuesto por margas y margas arenosas que incluyen generalmente nódulos carbonatados y que se ha denominado en las columnas de los sondeos como Facies Ñora Atípica, aunque pertenecen formalmente al Mb. Serín de la Fm. La Ñora.

En este nivel se diferencia un paquete de estratos identificados en los dos sondeos que presentan numerosos slickensides (caras de deslizamiento con superficies blandas y estriadas), además de alguna falla y diaclasas.

En el sondeo S-1 el nivel de margas con slickensides se encuentra entre los 19,3 y 27,10 m. En el sondeo S-2 el nivel de margas con slickensides se localiza entre los 14,70 y 20,70 m de profundidad.

2.6 Nivel 6.- Calizas y margas

Se trata de la ritmita margo calcárea correspondiente al Miembro Santa Mera de la Formación Rodiles, que se encuentra a partir de 10 36,60 m de profundidad en el sondeo S-1 y desde los 22,60 m en el sondeo S-2. Los espesores medios de las capas de calizas y margas son de unos 25 cm.

En ambos sondeos estos materiales se encuentran en disposición subhorizontal.

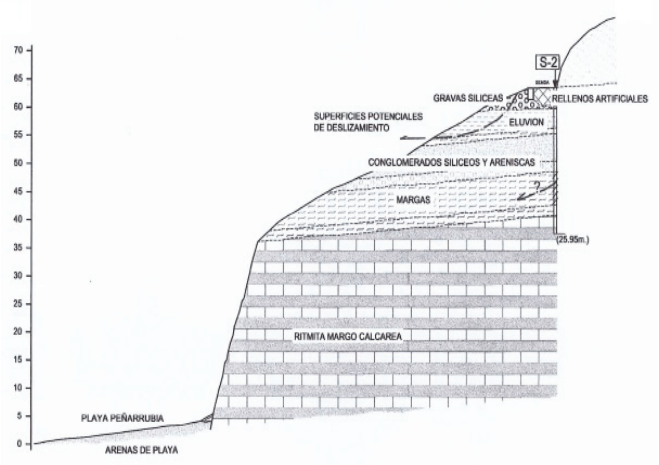


Figura 2. Perfil tipo

3 Problemática presente

EI Estudio Geológico Geotécnico concluye que los deslizamientos son producidos por los niveles de eluvión que se desarrollan en las margas a causa de la humedad que debe penetrar en ellas a través de materiales muy permeables.

De ese modo las margas, como roca blanda y de composición arcillosa y carbonatada, pierden parte de sus carbonatos y se transforman en mayor o menor grado en arcillas que, en estado húmedo pierden cohesión, siendo entonces susceptibles de provocar los deslizamientos.

El deslizamiento de las margas situadas a muro de los conglomerados y areniscas provocan el descalce y caída de bloques de estos materiales.

Las margas sanas no provocan deslizamientos importantes, sin embargo, se ha detectado en los dos sondeos un paquete de margas muy afectadas por slickensides y fracturas que si se encuentran en posición desfavorable (es decir buzando hacia el mar) y por efecto de factores externos (tales como sismos o la reactivación de alguna de las fallas que afectan a los materiales de la Formación Rodiles) pueden reabrirse, favoreciendo el deslizamiento de los niveles situados por encima. La ritmita margo calcárea no sufre deslizamientos importantes, sino desprendimiento de bloques de distintos tamaños, que son en su mayor parte retenidos por la malla colocada en el acantilado de la playa, Únicamente la presencia de fallas activas coadyuvaría a iniciar el proceso de deslizamiento de los terrenos superiores.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

A partir de los reconocimientos de campo, sondeos y ensayos de laboratorio realizados en las muestras obtenidas se han determinado los parámetros geotécnicos usados en el cálculo de estabilidad, que son los siguientes:

Unidad	Densidad (t/m^3)	Cohesión (MPa)	Fricción (º)
Conglomerados 1	2,08	0,50	30
Rellenos	2,08	0,08	30
Eluvión	2,08	0,08	28
Conglomerados 2	2,53	0,25	30
Margas	2,35	2,00	35
Ritmita	2,53	1,00	40

Tabla 1. Parámetros geotécnicos

4 Soluciones adoptadas

Para determinar las condiciones de estabilidad se analizaron varios perfiles, definiendo como coeficiente de seguridad mínimo 1,50. En la figura 2 se presenta el perfil tipo de la zona. Los cálculos de estabilidad realizados concluyeron eran necesarias diversas actuaciones para garantizar la estabilidad, en función de la zona y de la accesibilidad: Reperfilados e los taludes para bajar las pendientes e instalación de sistemas flexibles que garantizasen 15 kN/m^2 y 30 kN/m^2 según la zona y una barrera dinámica para evitar que el material anteriormente deslizado caiga a la playa.

En los siguientes apartados se detallan estas soluciones.

4.1 Parte baja del talud

La parte baja del acantilado está formada por la alternancia de calizas y margas (ritmita) del miembro Santa Mera de la Fm Rodiles.

Como se indica en el estudio geológico geotécnico, esta roca no sufre deslizamientos importantes, sino desprendimiento de bloques de menor tamaño. Estos bloques se deben a la fracturación de la caliza debida a la erosión meteorológica de una zona frontalmente expuesta al mar. La marga, roca más blanda, va siendo erosionada paulatinamente y las "Lonchas" de caliza se van quedando en voladizo en el frente hasta que precipitan acantilado abajo. Este es un proceso imparable, para el que ya se habían instalado mallas de contención de derrubios. Estas mallas de contención de derrubios que se ha roto ante la cantidad de material caído.

Por ello se decidió retirar las mallas rotas existentes e instalar una malla anclada con bulones de 3 m de longitud y reforzada con cables de acero.

De acuerdo con los resultados del dimensionamiento, el sistema debía garantizar un soporte de 15kN/m^2, con factor de seguridad de 1,67. Consiste en una malla adosada directamente al talud, anclada y reforzada longitudinalmente con cables de acero.

Antes de colocar la nueva malla se debía retirar la existente.

4.2 Parte alta del talud

4.2.1 Reperfilado del talud

En la zona más al oeste, donde la maquinaria de movimiento de tierras puede acceder de una forma más sencilla, se reperfila la parte más alta del acantilado, en aquella zona de donde nacen las inestabilidades en la parte superior.

4.2.2 Malla bulonada

En la parte más al este, las elevadas pendientes del talud, y la posición más angosta de la senda que discurre por la parte superior, hacen más complicada la posibilidad de realizar desmontes y reperfilados, La parte posterior de los deslizamientos presenta taludes muy verticales con riesgo de rotura. Estos taludes se tratan con un sistema a base de mallas anclada que garantice 30 kN/m^2, con bulones GEWI de 32 mm de diámetro y 6 m de longitud en cuadrícula de 2,5Vx3H.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

4.2.3 Barreras de contención de derrubios

En las partes más bajas del talud superior existen derrubios de ladera fruto de anteriores movimientos y deslizamientos. Con los reperfilados y sostenimientos previstos, se evitara la aparición de nuevos deslizamientos en cabeza, pero no se puede evitar que los derrubios que existen más abajo de donde se actúa y donde no se tiene acceso, por efecto de las lluvias y los temporales, se movilicen y terminen en la playa. Para ello, se ha propuesto la colocación de barreras dinámica, de 4 m de altura y 1.000 kJ e capacidad de absorción de energía. Las barreras deben tener marcado CE y homologación según la normativa europea (ETAG 027).

5 Propuestas de Geobrugg

Dado que los sistemas diseñados y fabricados por Geobrugg, AG cumplen con las especificaciones del proyecto, Dragados como empresa adjudicataria de la obra se puso en contacto con Geobrugg Ibérica para dimensionar los sistemas requeridos e instalarlos.

Los sistemas propuestos por Geobrugg fueron aceptados por el Director de las Obras.

5.1 Sistema DELTAX® S-15

Geobrugg propuso la instalación de un sistema DELTAX® S-15 en la parte baja del talud. El sistema consiste en una malla romboidal de alambre de acero de alto límite elástico, de 3 mm de diámetro, denominada comercialmente DELTAX® G80/3.

La malla se ancla y adosa al terreno mediante anclajes con armadura compuesta de barras de acero autorroscables tipo GEWI de diámetro 25 mm distribuidas al tresbolillo en líneas longitudinales espaciadas en sentido vertical Sy=2,5 m y espaciados horizontal mente en cada línea Sx=3,6 m (un anclaje cada 9 m^2) colocados preferiblemente en zonas deprimidas del talud. La longitud de anclaje es de 3 m.

Los cables dobles de arriostre y refuerzo longitudinales son de diámetro 16 mm. Los cables se fijan en los bordes laterales extremos del sistema mediante anclaje flexible de doble cable espiral GA-7001 Tipo II, de diámetro 14,5 mm Estos cables de refuerzo se cosen a la malla con cable de acero de 8 mm.

La unión entre los cables de refuerzo y la cabeza de los anclajes se realiza con una placa especial de acero galvanizado en caliente la cual ofrece un soporte suficiente para agotar la capacidad de trabajo de los anclajes.

Se estimaron 4.900 m^2 de este sistema

La malla DELTAX® G80/3 tiene forma romboidal (diagonales de 102mm y 177 mm), con una luz de 80 mm. Está constituida por alambre de acero de alto límite elástico (1.770 MPa) de 3 mm de diámetro. La resistencia a tracción directa longitudinal es de 110 kN/m. Como protección contra la corrosión posee un recubrimiento de una aleación de Zn (95%) y Al (5%).

En la figura 3 se puede ver la geometría de la malla descrita.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

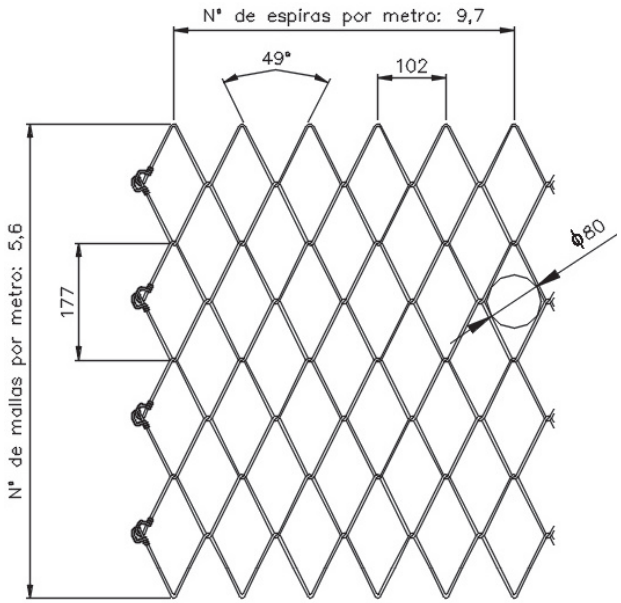


Figura 3. Malla DELTAX® G80/3

5.2 Sistema TECCO® S-30

Este sistema se propuso para la estabilización con mallas ancladas en la parte alta del talud.

Consiste en una malla romboidal de alambre de acero de alto límite elástico, de 3 mm de diámetro, denominada comercialmente TECCO® G65/3.

La malla se ancla y adosa al terreno mediante anclajes con armadura de barras de acero autorroscables tipo GEWI de diámetro 32 mm distribuidos al tresbolillo en líneas longitudinales espaciadas en sentido vertical Sy=2,5 m y espaciados horizontal mente en cada línea Sx=3,0 m (un anclaje cada 7,5 m^2) colocados preferiblemente en zonas deprimidas del talud. La longitud de anclaje es de 6 m.

Los cables dobles de arriostre y refuerzo longitudinales son de diámetro 18 mm. Los cables se fijan en los bordes laterales extremos del sistema mediante anclaje flexible de doble cable espiral GA-7001 Tipo III, de diámetro 18,5 mm Estos cables de refuerzo se cosen a la malla con cable de acero de 8 mm.

La unión entre los cables de refuerzo y la cabeza de los anclajes se realiza con una placa especial de acero galvanizado en caliente la cual ofrece un soporte suficiente para agotar la capacidad de trabajo de los anclajes.

Se estimaron 900 m^2 de este sistema.

La malla TECCO® G65/3 tiene forma romboidal (diagonales de 83mm y 143 mm), con una luz de 65 mm. Está constituida por alambre de acero de alto límite elástico (1.770 MPa) de 3 mm de diámetro. La resistencia a tracción directa longitudinal es de 150 kN/m. Como protección contra la corrosión posee un recubrimiento de una aleación de Zn (95%) y Al (5%).

En la figura 4 se puede ver la geometría de la malla descrita.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

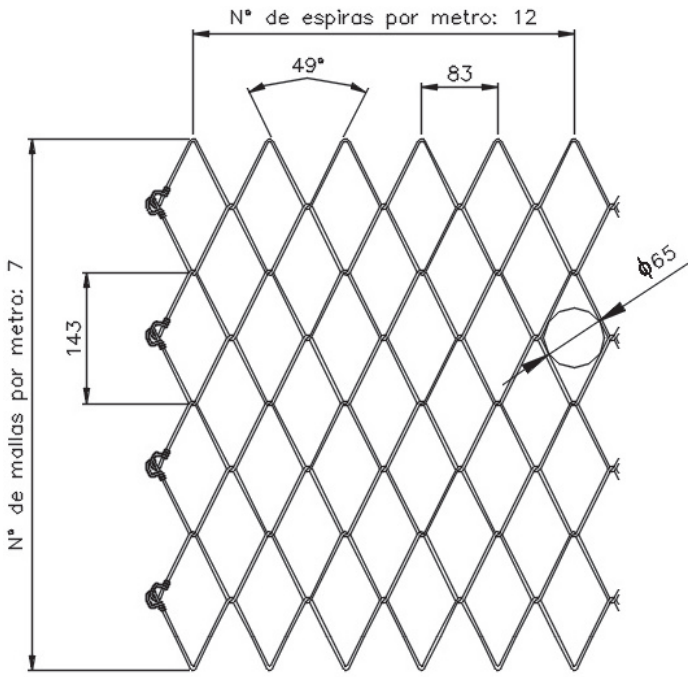


Figura 4. Malla TECCO® G65/3

5.3 Barrera GBE-1000A

La barrera dinámica que se propuso es la GBE-1000A, de 4 m de altura y distancia entre postes de 10 m. Esta barrera tiene una capacidad de energía de 1.000 kJ de acuerdo a la normativa europea (ETAG 027) y cuenta con marcado CE. Se estimaron 160 m de barrera.

6 Desarrollo de los trabajos

Los trabajos de instalación de los sistemas de estabilización y protección comenzaron a primeros de marzo de 2015, quedando finalizados en los primeros días de julio del mismo año; es decir, se extendieron a lo largo de cuatro meses.

Organizativamente había dos zonas de trabajo, sin interferencias entre una y otra: La parte superior del talud donde se instaló el sistema TECCO® S-30 y el propio acantilado, donde se instaló el sistema DELTAX® S-15 y la barrera dinámica, ambos en la zona cubierta por mallas y redes rotas.

La primera labor fue replantear la barrera dinámica para poder fabricarla de acuerdo a las necesidades específicas del lugar y la retirada de red de cable rota instalada anteriormente.

Las redes, cables y bulones se cortaron y se dejaron caer a la playa. Una vez en la playa se agruparon en paquetes de unos 800 kg para ser después izadas hasta la zona superior con helicóptero más adelante.

A medida que el acantilado iba quedando libre de restos de mallas y redes rotas se ejecutó la perforación de la cimentación de la barrera dinámica y la coronación del sistema DELTAX® S-15.

Simultáneamente con estos trabajos se inició la instalación del sistema TECCO® S-30 con la perforación de los anclajes de coronación, extendido de la malla y perforación de los bulones GEWI Ø32 de 6 m previstos en el Proyecto Constructivo.

La perforación se realizó con perforadoras sobre patín Dachs, de la marca Marini. Estas máquinas son ligeras (pesan unos 300 kg) y permiten descolgarlas por los taludes mediante cables y trácteles. Permiten ejecutar barrenos hasta 12-15 m, dependiendo del material, en 90 mm de diámetro con un rendimiento aceptable. Se dispuso en obra de hasta cuatro unidades de este tipo.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Finalizada la retirada de la red de cable rota y la perforación de la barrera y la coronación del sistema DELTAX® S-15 se procedió al izado de las redes desde la playa, al montaje de los postes de la barrera y al reparto de la malla DELTAX® G80/3 a lo largo de la coronación. Todo esto se realizó con ayuda de helicóptero, ya que la playa no tiene acceso rodado y, por lo tanto, no se podía sacar el material de otra forma. Igualmente, las labores de instalación de postes y acopio de malla hubieran consumido gran cantidad de tiempo. (Figuras 5, 6 y 7)



Figura 5. Izado de redes con helicóptero

Una vez que se acopiaron todas las redes en la parte superior se enviaron a un gestor de residuos autorizado.

Todas estas tareas se realizaron en la mañana de 9 de abril de 2015, apenas un mes después de iniciadas las obras.



Figura 6. Zona de acopio de materiales

El uso de helicóptero permitió realizar en apenas unas horas un trabajo que de otra forma hubiera consumido gran cantidad de tiempo y de mano de obra, por lo que fue un elemento clave para cumplir los plazos de ejecución previstos.

Una vez acopiada la malla DELTAX® G80/3 en la coronación se comenzó a extender sobre el acantilado, desde los dos extremos para juntarse en el centro durante la segunda quincena de abril.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0



Figura 7. Instalación de la barrera dinámica

En esta zona central apareció un problema imprevisto, ya que se descubrió un bolo inestable de gran tamaño. Después de analizar varias alternativas de solución, se decidió la voladura del mismo. Por este motivo la malla quedó sin extender en esta zona.

Esto supuso un retraso en el plan de obra, ya que al no estar previsto el uso de explosivos en la obra fue necesario iniciar todo el trámite reglamentario. Finalmente, a primeros de junio se pudo volar el bolo y se continuaron los trabajos.

A pesar de este parón en la zona central los trabajos continuaron por ambos extremos. Según avanzaba el extendido de la malla se fueron iniciando las perforaciones, con una perforadora en cada extremo.

Simultáneamente el tajo con TECCO® S-30 seguía su avance, finalizando a finales de abril. Una vez liberadas las dos perforadoras que trabajaban en esta zona se pasaron a operar sobre el acantilado. De esta forma estuvieron trabajando simultáneamente cuatro perforadoras (Figura 8).



Figura 8. Perforación con patines sobre el acantilado

Se dividió el acantilado en tramos de 30-40 m, y cada vez que un tramo quedaba listo en lo referente a perforación e inyección se colocaban los cables de refuerzo horizontal y se finalizaban los trabajos en ese tramo, hasta llegar a la zona restringida por la voladura del bloque (Figura 9).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



Figura 9. Colocación de cables de refuerzo

Durante los trabajos de instalación de malla en el acantilado no o se cerraron los paños de la barrera para permitir el tránsito de personal y materiales sin dificultad.

Una vez realizada con éxito la voladura del bloque inestable a primeros de junio, se continuó con la estabilización del tramo de acantilado que quedaba, quedando completamente terminado en los primeros días del mes de julio. Seguidamente se cerró la barrera dando por finalizadas las obras a mediados de julio.

En la figura 10 se puede ver el resultado final de las obras de estabilización y protección.



Figura 10. Estado final de la obra

Referencias

GUTIÉRREZ GARCÍA; J.L., MENÉNDEZ RODRÍGUEZ, H., CARBALLO PÉREZ, I. (2012). *Proyecto de Protección de un tramo de acantilado en la Playa de Peñarrubia. TM de Gijón (Asturias)*. Demarcación de Costas en Asturias.

LUIS FONSECA, R., MUÑOZ PÉREZ, B., PRIETO FERNÁNDEZ, J. (2009). "Análisis comparativo de las propiedades mecánicas de las membranas de acero empleadas en la estabilización de taludes". Alonso, E. Corominas, J. Hürlimann, M. (Ed) En *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables.* Barcelona 2009

PRIETO FERNÁNDEZ, J., LUIS FONSECA, R, FERNÁNDEZ LLATA, R. FERNÁNDEZ MARTÍNEZ, M. (2014). "Dimensioning of a flexible system for the stabilization of a landslide on the access road to Cotobello (Aller, Asturias)". En *The 2014 ISMR European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 2014)* Vigo 2014

GUTIÉRREZ CLAVEROL, M., TORRES ALONSO, M., LUQUE CABAL, C. (2002). *Mapa Geológico de Gijón.* CQ Licer (Oviedo)

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Remediación de sedimentos marinos anóxicos

Ferrández, Borja[a]; Bordehore, César[b]; Sánchez, Antonio[a]; Fonfría Eva S.[b] y Cerdán, Mar[a]

[a]Departamento de Agroquímica y Bioquímica. Facultad de Ciencias. Universidad de Alicante. Campus de San Vicente del Raspeig, 03690 Alicante. bfg8@alu.ua.es, antonio.sanchez@ua.es, mar.cerdan@ua.es. [b]Instituto Multidisciplinar para el Estudio del Medio "Ramón Margalef", Universidad de Alicante, Campus San Vicente del Raspeig, 03690 Alicante. cesar.bordehore@ua.es, eva.fonfria@ua.es.

Resumen

El objetivo de este trabajo fue el desarrollo de una novedosa técnica de remediación de sedimentos marinos anóxicos a partir de la inyección de agua de mar saturada en oxígeno. El estudio se llevó a escala laboratorio, muestreando sedimento procedente de la playa de la Marineta Casiana (Dénia, Alicante), en una superficie de 20 m^2 a 5 metros de la orilla. Se establecieron dos tratamientos: inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad desde la superficie del sedimento, durante 68 días, y con una frecuencia de inyección de 180:60 minutos (reposo:inyección), y un control sin tratar que reproducía las condiciones de campo. Los resultados muestran que la inyección de agua de mar saturada en oxígeno fue efectiva como método de remediación de los sedimentos fangosos en estudio, observándose una pérdida gradual del olor fétido, de la textura plástica y de la coloración oscura del sustrato, como consecuencia de la degradación de más del 80% de la materia orgánica acumulada y por la oxidación de los compuestos de azufre reducidos generados bajo esas condiciones de anaerobiosis.

Palabras clave: *remediación, playa, oxidación, hipoxia, sedimentos marinos.*

1. Introducción

En las zonas costeras con bajo hidrodinamismo y grandes aportes de materia orgánica es común la formación de zonas hipóxicas, donde el contenido de oxígeno disuelto se sitúa por debajo del 30% de saturación, o incluso de zonas anóxicas (carencia total de oxígeno) (Díaz y Rosenberg, 2008; Pérez-Ruzafa et al., 2012). Este fenómeno es un hecho constatado a nivel mundial sobre todo a partir de la segunda mitad del siglo XX, siendo su origen debido tanto a causas naturales (tales como cambios en las comunidades marinas bentónicas), como factores antrópico (construcción de puertos y/o escolleras, vertidos,…), o incluso la interacción de ambos procesos (Zhang et al., 2010). En estas zonas, la concentración de oxígeno disuelto se ve limitada por factores físicos y biológicos que controlan el intercambio gaseoso a través de la interfase agua-sedimento, creándose situaciones anóxicas o hipóxicas cuando las tasas de consumo de oxígeno son superiores a las de suministro. Bajo estas condiciones se produce la liberación de sulfuro de hidrógeno (H_2S), que en presencia de Fe^{2+}, favorece la formación de FeS, compuesto muy insoluble, que junto con la materia orgánica acumulada, generan un sedimento fangoso de color negro brillante, textura plástica y con un característico olor fétido. Cuando estos fangos se acumulan en los primeros metros de playa, el potencial turístico, el uso público y la calidad ambiental de dichas playas se ven seriamente afectadas, lo que hace necesaria la remediación de la zona (Boese et al., 2000).

Hasta la fecha el método más empleado para la remediación de sedimentos fangosos en playas ha sido el dragado de la zona y la gestión de esos fangos en otro lugar, normalmente depositándolos en un vertedero terrestre, o en el mismo mar pero en zonas alejadas de la costa. Esta tecnología supone una grave alteración medio ambiental, por lo que es necesario el desarrollo de nuevos procesos de remediación con el menor impacto posible. Este es el caso de las técnicas de "air sparging" y "biosparging" (Johnson et al., 2001). El primero implica la inyección de aire a presión en sedimentos hipóxicos, desplazando así el agua y creando porosidades llenas de aire que eliminarían los contaminantes (Peterson et al., 1999). Por otro lado, el "biosparging" se basa en la inyección de oxígeno en un lecho acuoso para aumentar la actividad degradativa aérobica (Johnson et al., 2001). Cabe destacar que en la actualidad estas técnicas se aplican para la eliminación de contaminantes tipo hidrocarburos de petróleo, aceites minerales, sustancias halogenadas y metales pesados (Peterson et al., 1999; Bass et al., 2000; Kao et al., 2008 y Lee et al., 2014). A través de "air sparging" y "biosparging", los contaminantes orgánicos disueltos son degradados a CO_2, H_2O, biomasa y compuestos menores. Además de la eliminación de compuestos orgánicos, también pueden actuar sobre el estado de oxidación de los

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

compuestos inorgánicos y promover su precipitación, adsorción o asimilación dentro de la masa microbiana, reduciendo así la movilidad del contaminante en el suelo y su riesgo de contaminación (Kao et al., 2008 y Lee et al., 2014).

El objetivo de este trabajo fue el desarrollo de un novedoso procedimiento de remediación de sedimentos marinos hipóxicos/anóxicos, ricos en materia orgánica, a través de la inyección en el sedimento, de agua de mar saturada en oxígeno, lo que permitiría desplazar el agua intersticial hipóxica/anóxica, restaurando de nuevo unas buenas condiciones oxidantes. Con este nuevo procedimento se pretende regenerar sedimentos marinos fangosos acumulados en los primeros metros de playa y por tanto, mejorar las condiciones para el uso recreativo de playas someras, así como mejorar la aptitud del sedimento para albergar infauna (meso y macrofauna) y la comunidad vegetal y algal asociada de la zona.

2. Materiales y métodos

El estudio se llevó a escala laboratorio, tomando muestras de sedimento procedente de la playa de la Marineta Casiana (sur del puerto de Dénia, Alicante), de forma aleatoria en una superficie de 20 m^2 a 5 metros de la orilla. El sedimento extraído se introdujo sin alterar el perfil vertical del suelo en 9 columnas cilíndricas de policloruro de vinilo de 60 cm de altura y 20cm de diámetro, hasta alcanzar una altura de 40 cm en el interior de las mismas (Fig. 1). A continuación se adicionó un volumen de agua de mar suficiente para cubrir toda la superficie del sedimento hasta que el agua rebosara por la columna (20 cm) (Fig. 1).

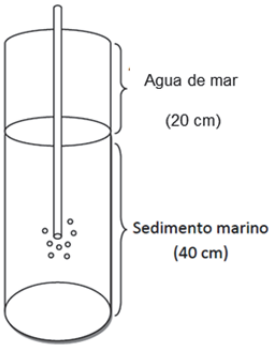


Fig. 1. Diseño columna e inyector.

Estas columnas se situaron en una piscina de plástico (120x90x30 cm), que contenía 120 L de agua de mar, que se renovaba mensualmente para evitar la concentración de sales debido a las pérdidas por evaporación, junto con 2 bombas oxigenadoras Silent Powerful Sonic 9902® para evitar la estanquidad del agua. Sobre las columnas se montó un sistema de recirculación del agua procedente de la piscina, de forma que encima de cada columna se situó un gotero con una llave acoplada para regular el caudal. A través del gotero salía constantemente agua, impulsada mediante una bomba Eheim® de 230 V, que impactaba sobre cada columna con el fin de simular la energía producida por el oleaje existente en la zona, además de conseguir que el sedimento permaneciese en todo momento saturado en agua (Fig. 2 y 3).

De las 9 columnas, tres se emplearon como control, en el que se intentó simular las condiciones naturales en las que el sustrato está en la playa, permitiendo el flujo constante de agua marina procedente del sistema de recirculación a través de la columna. En las otras seis columnas se inyectó agua de mar saturada en oxígeno mediante un circuito de cañerías sobre las columnas, constituido por tuberías opacas de 16 mm de diámetro e impulsada mediante una bomba Eheim® de 230 V. Para la obtención de agua saturada en oxígeno, se succionó agua de mar con una bomba impulsora de agua hasta el total llenado de una cuba de 25L, que después se conectó un sistema de burbujeo continuo de aire. El burbujeo se realizó de forma constante con un soplador de 0,2 kW con difusores de burbuja fina (5 µm), hasta que la concentración de oxígeno disuelto en el agua alcanzó valores cercanos a la saturación a 25ºC.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

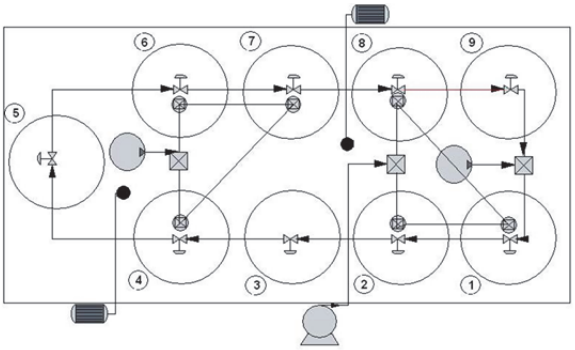


Fig. 2.Esquema del diseño experimental



Fig 3. Diseño experimental

La inyección de agua saturada en oxígeno se realizó a 20 cm de profundidad desde la superficie del sedimento (Fig. 1), ya que es en esta franja donde se encontró la mayor acumulación de materia orgánica en el sustrato. Para ello se introdujo, en cada columna con tratamiento, una tubería opaca de 6 mm de diámetro con el extremo inferior sellado y en la que se realizaron 18 perforaciones de forma uniforme de 1 mm de diámetro, en una sección de 1 cm y a una distancia de 3 cm del final de la tubería (Fig. 1 y. 4). Con dichas perforaciones se intentó obtener una difusión globular entorno al sedimento marino. Las inyecciones de agua saturada en oxígeno se realizaron durante 68 días con una frecuencia de inyección de 180:60 minutos (reposo:inyección).

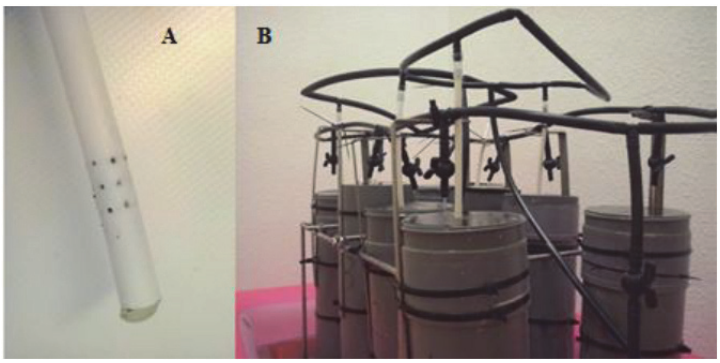


Fig. 4 A:Detalle de las distribución de orificios del inyector.
B: Detalle del sistema de inyección instalado sobre las columnas con sedimento.

Los días 1, 9, 15, 20, 26, 47 y 67 se realizaron los muestreos de alícuotas de 50 mL del agua intersticial y los días 1, 11, 40 y 63 del sedimento, todos ellos a 10, 20 y 30 cm de profundidad respecto a la superficie del sustrato.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Para poder monitorizar el incremento de las condiciones oxidantes del medio se determinó: pH (mediante pHmetro Crison Micro-pH2000®), porcentaje de oxígeno disuelto (mediante un oxímetro portátil Oxi 45P®Crison), demanda química de oxígeno (Cripss y Jenkins, 1964) y concentración de sulfatos (APHA, 1998), en el agua intersticial; y materia orgánica oxidable (Walkley, 1947) y potencial redox (utilizando un electro redox InLaB®) en el propio sedimento.

Los datos experimentales obtenidos fueron analizados estadísticamente mediante el análisis factorial de la varianza (ANOVA factorial), empleando como factores fijos el tiempo transcurrido desde la primera inyección (D), la profundidad de muestreo en el sedimento (P) y los tratamientos, control e inyección de agua de mar saturada en oxígeno (T). En este análisis se estableció tanto el efecto de cada factor en los diferentes parámetros estudiados (pH, %OD, DQO, concentración del sulfatos, % materia orgánica oxidable, potencial redox), así como la posible interacción entre factores establecidas a través del análisis post hoc de los resultados aplicando el test de Tukey.

3. Resultados

3.1. Evolución del pH

En la Tabla 1 se recogen los resultados del análisis estadístico de los valores de pH obtenidos para cada tratamiento a lo largo de ensayo. Se observa que de los tres factores estudiados (tratamiento, profundidad y tiempo), sólo el tiempo y la profundidad afectaron de forma significativa al valor de pH de la disolución. Sin embargo, ni el factor tratamiento ni la interacción de dichos factores, incidió significativamente en el pH del medio (Tabla 1).

Factores	pH	%OD	DQO	$[SO_4^{2-}]$	%M.O.	Redox
Tratamiento (T)	ns	*	*	ns	***	***
Profundidad (P)	*	ns	***	ns	ns	--
Tiempo (D)	***	***	***	***	***	***
TxP	ns	ns	*	ns	***	--
TxD	ns	ns	ns	ns	***	***
PxD	ns	ns	*	ns	ns	--
TxPxD	ns	ns	***	ns	***	--

*Tabla 1. Anova p valores. ns sig>0,05, * 0,01<sig< 0,05, ** 0,001<sig<0,01, *** 0,001>sig.. Factores: T: Tratamientos (Control e inyección de agua de mar saturada en oxígeno); P: Profundidad a la que se realizó el estudio (10, 20 y 30 cm de la superficie del sedimento); D: Tiempo de tratamiento (68 días).*

En relación a la profundidad de muestreo, los resultados indican que el agua insterticial se acidificó ligeramente a medida que aumentó este factor, de forma que a 10 cm de profundidad, el valor de pH obtenido fue significativamente mayor que a 20 y a 30 cm (Fig. 5). Es decir, se crearon dos zonas con diferente acidez, una por arriba y otra por abajo del foco de inyección, si bien las diferencias en el valor de pH entre estas dos zonas fueron pequeñas (menos de una unidad de pH) (Fig. 5).

Respecto al factor tiempo, la tendencia tanto para el control como para el tratamiento de inyección de agua de mar saturada en oxígeno, fue reducir el valor de pH a medida que pasaban los días del ensayo (68 días), encontrando una diferencia de 0,5 unidades de pH entre el inicio y el final del estudio (Fig. 6).

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

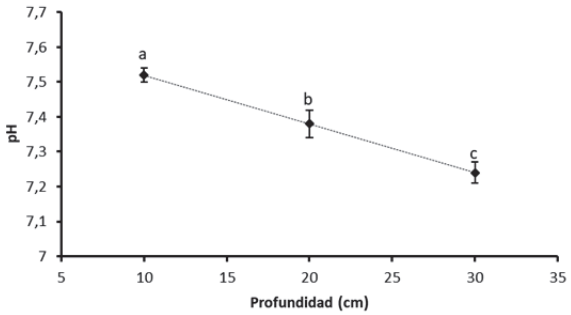


Fig 5.Variación de pH del agua intersticial con la profundidad. Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas de tres repeticiones. La misma letra en diferentes muestreos indica que no hay diferencias significativas entre ellos (p<0,05) de acuerdo con el test de Tukey.

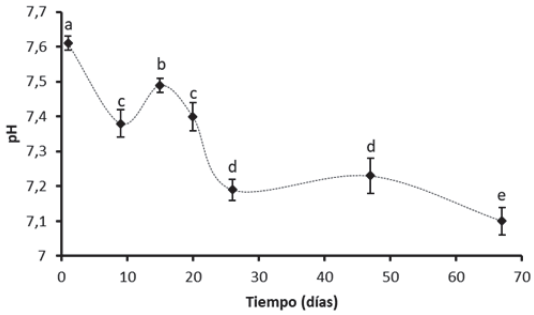


Fig 6.Variación de pH con el tiempo (días). Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas. La misma letra en diferentes muestreos indica que no hay diferencias significativas entre ellos (p<0,05) de acuerdo con el test de Tukey.

3.2. Concentración de oxígeno disuelto (%OD)

La Tabla 1 muestra que sólo los factores tratamiento (T) y tiempo (D) afectaron de forma significativa a la variación del contenido de oxígeno disuelto en disolución, mientras que la profundidad (P) y la interacción de las tres variables no incidieron significativamente sobre este parámetro.

Tal y como se muestra en la Figura 7, el porcentaje de oxígeno disuelto en el sedimento con inyección de agua de mar saturada en oxígeno aumentó durante los primeros 20 días de estudio para luego disminuir ligeramente hasta el final del ensayo (Fig. 7). A pesar de esta tendencia, el contenido en oxígeno en el agua intersticial tras 68 días de tratamiento fue 2,2 veces mayor que al inicio del mismo (Fig. 7), pasando de unas condiciones de hipoxia (<30% de saturación de oxígeno) durante los primeros 10 días de tratamiento, a una situación de buena oxigenación a partir de los 20 días de inyección (68% saturación de oxígeno) (Fig. 7). Respecto al control, el porcentaje de oxígeno disuelto siguió un comportamiento similar al del tratamiento de inyección de agua saturada en oxígeno, aumentando durante los primeros 20 días para luego disminuir, con la diferencia de que a partir de los 15 días y hasta el final del ensayo, la concentración de oxígeno en el agua insterticial del tratamiento control fue significativamente inferior a la del tratamiento con inyección de agua saturada en oxígeno (Fig. 7).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

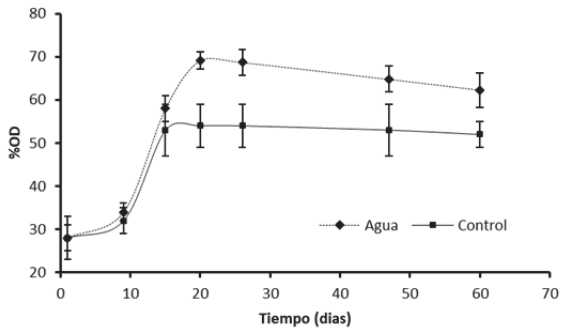


Fig 7. Variación del % de oxígeno disuelto en el agua intersticial con el tiempo. Agua: tratamiento con inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad del sedimento; Control: sedimento no tratado. Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas.

3.3. Demanda química de oxígeno (DQO)

En la Tabla 1 se observa que los tres factores en estudio (T, P y D) afectaron de forma significativa a la evolución de la demanda química de oxígeno en el medio, así como la interacción TxP, PxD y TxPxD.

De acuerdo con el test de Tukey, la inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad redujo significativamente el valor de la DQO respecto a las otras dos zonas de muestreo (10 y 30 cm), lo que parece indicar que el efecto se localizó únicamente en el foco de inyección (Fig. 8). Por el contrario, el tratamiento control presentó una DQO estadísticamente igual en las tres zonas de muestreo.

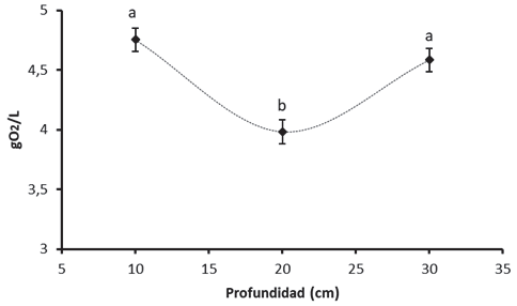


Fig 8.Variación de la demanda química de oxígeno con la profundidad en el tratamiento de inyección de agua de mar saturada en oxígeno. Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas. La misma letra en diferentes muestreos indica que no hay diferencias significativas entre ellos ($p<0,05$) de acuerdo con el test de Tukey.

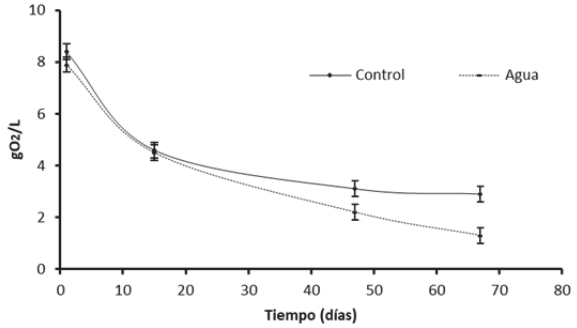


Fig 9.Variación de la Demanda Química de Oxígeno (DQO) para cada uno de los tratamientos con el tiempo. Control: sedimento sin tratar; Agua: Inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad en el sedimento. Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

A pesar de que para ambos tratamientos en estudio (control e inyección de agua de mar saturada en oxígeno), la DQO se redujo con el paso del tiempo (Fig. 9), para el tratamiento control la disminución de este parámetro fue 2,2 veces menor que la observada en el tratamiento con inyección tras 68 días de ensayo (Fig. 9). De esta forma la inyección de agua de mar saturada en oxígeno redujo la demanda química de oxígeno en un 83% respecto a la que presentaba inicialmente, mientras que para el control este descenso fue del 65% (Fig. 9).

3.4. Concentración de sulfatos

En la Tabla 1 se observa que sólo los días acumulados (D) afectaron de forma significativa a la concentración de sulfatos en el agua intersticial del sedimento en estudio. De acuerdo con el test de Tukey, la concentración de sulfatos aumentó de forma progresiva con el paso del tiempo, siendo al finalizar el ensayo (68 días), el doble de la concentración que había inicialmente (Fig 10).

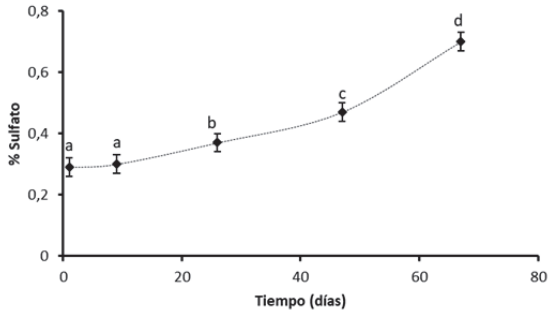


Fig 10. Variación de la concentración de sulfatos (%) en el agua intersticial con el tiempo. Control: sedimento sin tratar; Agua: Inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad en el sedimento Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas. La misma letra en diferentes muestreos indica que no hay diferencias significativas entre ellos (p<0,05) de acuerdo con el test de Tukey.

3.5. Materia Orgánica Oxidable

En la Tabla 1 se observa que tanto los factores tratamiento (T) y días acumulados (D), como la interacción TxP, TxD y TxPxD afectaron de forma significativa al contenido de materia orgánica oxidable en el sustrato.

De acuerdo con el test de Tukey, la oxidación de la materia orgánica en el sedimento tratado con inyección de agua de mar saturada en oxígeno fue estadísticamente mayor que en el control (Fig. 11). Tal y como se observa en la Figura 11, tras 68 días de ensayo, la carga orgánica en el sedimento con inyección se redujo 1,9 veces respecto al control no tratado.

En la Figura 12 se muestra que en tan sólo 10 días de tratamiento con agua de mar saturada en oxígeno, el 87% del contenido de materia orgánica se redujo en el sedimento, manteniéndose este valor prácticamente constante hasta el final del ensayo (Fig. 12).

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

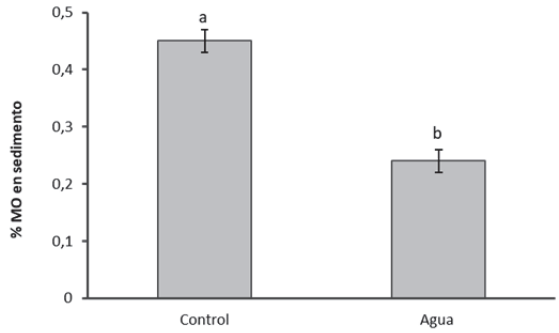


Fig 11. .Porcentaje de materia orgánica oxidable en los tratamientos tras 68 días de ensayo. Control: sedimento sin tratar; Agua: Inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad en el sedimento. Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas. La misma letra en diferentes tratamientos indica que no hay diferencias significativas entre ellos (p<0,05) de acuerdo con el test de Tukey.

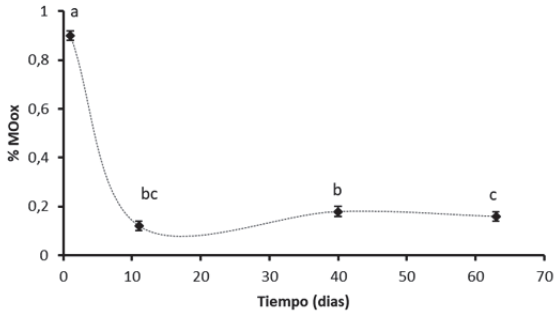


Fig 12. Variación del porcentaje de materia orgánica oxidable en el sedimento con inyección de agua de mar saturada en oxígeno con el tiempo. Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas. La misma letra en diferentes muestros indica que no hay diferencias significativas entre ellos (p<0,05) de acuerdo con el test de Tukey.

3.6. Potencial Redox

En la Tabla 1 se recogen los resultados del análisis estadístico de los valores del potencial redox obtenidos lo largo del ensayo. En este caso, y a diferencia del resto de parámetros analizados, sólo se trabajó con dos variables: tratamiento (T) y días acumulados (D), ya que la medida de potencial se realizó únicamente a 20 cm de profundidad. Los dos factores estudiados, así como la interacción TxD afectaron de forma significativa al potencial redox del sedimento (Tabla 1).

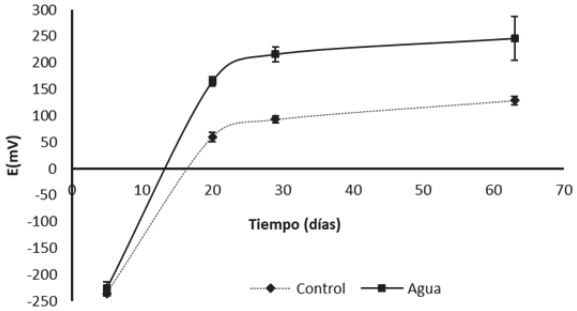


Fig 13. .Evolución de potencial Redox en los tratamientos con el tiempo. Control: sedimento sin tratar; Agua: Inyección de agua de mar saturada en oxígeno a 20 cm de profundidad en el sedimento Las barras de error representan la desviación estándar de las medidas

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Como se observa en la Figura 13, la inyección de agua de mar saturada en oxígeno modificó el potencial redox del sedimento, pasando de unas condiciones iniciales de hipoxia (≈ -200 mV), a unas condiciones de buena oxigenación (>200 mV) en tan sólo 20 días de tratamiento (Fig. 13). Respecto al control no tratado destacar que el simple flujo constante de agua de mar procedente del circuito de recirculación su través fue suficiente para reducir las condiciones de hipoxia iniciales, aunque no se alcanzaron unos valores de potencial redox del orden de los encontrados en el tratamiento con inyección de agua (Fig. 13).

4. Discusión

Tras analizar los resultados de los diferentes parámetros estudiados se ha encontrado que la tendencia general en los dos tratamientos (inyección de agua de mar saturada en oxígeno y control no tratado) fue acidificar ligeramente el sedimento (Fig. 6). De acuerdo con Hargrave et al. (2008) y Luther et al. (2004), este descenso de pH en el sedimento podría estar asociado a los procesos de oxidación de los sulfuros a sulfatos, al mejorar las condiciones de buena oxigenación del medio. Así el sulfato generado en presencia de los protones del agua, se transformaría en ácido sulfúrico, lo que justificaría este descenso de pH. Al comparar las gráficas que muestran la evolución del pH (Fig. 6) y de la concentración de sulfatos en el medio (Fig.10), se observa que la primera es inversamente proporcional a la segunda, es decir, el valor de pH del sedimento desciende a medida que la concentración de sulfato de la disolución aumenta, comportamiento que corroborarían los obtenidos por Hargrave et al. (2008) y Luther et al. (2004). Destacar que tanto el control como el tratamiento con inyección tuvieron un comportamiento estadísticamente igual para estos dos parámetros, pH y concentración de sulfatos (Tabla 1), lo que sugiere que el flujo continuo de agua de mar a través de las columnas de PVC que contenía el sedimento fue suficiente para mejorar las condiciones de hipoxia que presentaba al inicio del ensayo.

De acuerdo con Hargrave et al. (2008), para que la reacción de oxidación del sulfuro en sulfato esté favorecida termodinámicamente, el potencial del medio debe situarse en un intervalo entre 0 y 200mV. En la Figura 13 se observa que al inicio del ensayo, los potenciales de los sedimentos se situaron en torno a -200mV, por lo que la reacción que se se produjo en el medio fue la contraria, es decir, la reducción de sulfato a sulfuro, lo que justificaría el fuerte olor fétido desprendido por este sedimento debido a la acumulación de H_2S. Sin embargo a partir de los 20 días del ensayo, el valor del potencial redox, tanto en el tratamiento de inyección de agua saturada en oxígeno, como en el control, se situó por encima de 0mV, lo que explicaría que a partir de ese momento la concentración de sulfato en el medio empezase a aumentar (Fig. 10), de forma que tras 68 días el contenido en sulfato se duplicó respecto al inicio del ensayo (Fig. 10).

Por otro lado, Spiro y Stigliani (2004) mostraron que durante los procesos de respiración de los microorganismos del medio se libera CO_2 que tras su disolución en el agua de mar daría lugar a la formación de ácido carbónico, lo que también pudo contribuir a disminuir el pH del medio, por lo que la acidificación observada en el sedimento (Fig. 6), no tendría por qué ser únicamente consecuencia de la oxidación del sulfuro a sulfato (Spiro y Stigliani, 2004).

De acuerdo con Appel et al. (2006), la calidad del agua intersticial al inicio del ensayo sería pobre (<60% de saturación), sin embargo a partir de los 20 días de tratamiento se clasificaría como aceptable (entre 60-79% de saturación), manteniendo esta condición hasta el final del estudio (Fig. 7), lo que pone de manifiesto la mejora en las condiciones de oxigenación del sustrato. Destacar que para que la calidad del agua fuese adecuada debería superar un 80% de saturación (Appel et al., 2006), valor que no se alcanzó en este ensayo, lo que es indicativo que las condiciones de inyección deberían ser optimizadas en posteriores estudios con el fin de poder alcanzar esos valores de oxígeno disuelto en el medio.

Al comparar la evolución del porcentaje de O_2 disuelto en las muestras (Fig. 7), con la del proceso de oxidación de la materia orgánica en el sedimento (Fig. 12) se observa que en aquellos momentos en los que había una elevada oxidación de materia orgánica (primeros 10 días del ensayo), el contenido de oxígeno se incrementó muy ligeramente, debido a la mayor demanda de éste como oxidante de la materia orgánica. Estos resultados corroborarían los obtenidos por Skoog y Arias-Esquivel. (2009) en Long Island (EE.UU), al restaurar las condiciones aeróbicas de la capa óxica de sedimento superficial y del agua de un ámbito costero mediante oxigenación. Estos autores encontraron que el porcentaje de oxígeno disuelto aumentaba a medida que la carga orgánica del sustrato disminuía, volviendo a aumentar esta última, si el tratamiento de oxigenación se interrumpía. En ese estudio también se concluye que cuanto mayor es

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

velocidad de inyección de aire, menor es el porcentaje de materia orgánica en el sedimento, y mayor es la concentración de oxígeno disuelto en el medio. Además, también encontraron que un periodo de 8-12 días de inyección de aire fue suficiente para mejorar las condiciones medioambientales del sedimento marino (Skoog y Arias-Esquivel, 2009). Estos resultados estarían de acuerdo con los obtenidos en este trabajo, ya que con sólo 10 días de tratamiento se logró oxidar más del 80% de la materia orgánica presente en el mismo. Además éste también sería el tiempo necesario para que el potencial redox se incrementara hasta valores que indican unas condiciones de buena oxigenación (E≈200mV) (Fig.13). Teniendo en cuenta que los estudios de Skoog y Arias-Esquivel (2009) se realizaron utilizando la técnica de air-sparging, las similitudes en los resultados de ambos trabajos corroborarían la eficacia de la inyección de agua de mar saturada en oxígeno como método de remediación de sedimentos marinos fangosos.

En relación al efecto de la profundidad en el contenido de oxígeno disuelto, se observó que en la zona de 10cm los valores de %OD fueron ligeramente superiores a los encontrados a 20 y 30 cm, si bien estas diferencias no fueron estadísticamente significativas. Estos resultados difieren de los trabajos realizados por, Luther et al. (2004) en el Canal Torquay (EE.UU) y en Bald Eagle Creck (EE.UU), donde se encontró que el incremento del contenido de oxígeno disuelto únicamente fue significativo en la zona inmediata sobre la que se realizó el tratamiento, y que este efecto fue más positivo a medida que se reducía la profundidad a la que se realizó la inyección de aire. Las diferencias entre ambos estudios podrían ser atribuidas a las condiciones del propio ensayo. Mientras que es este estudio fue una trabajo de laboratorio a pequeña escala, los estudios de Luther et al. (2009) se trataban de estudios de campo donde las inyecciones se realizaban a 100 metros de profundidad de la superficie.

Al analizar la evolución de la demanda química de oxígeno en el sedimento con inyección de agua de mar saturada en oxígeno, se observa que las variaciones de este parámetro a lo largo del ensayo (Fig. 9) están relacionadas con la variación en la carga orgánica del sedimento (Fig. 12). Así tras 68 días de tratamiento, la demanda química de oxígeno en el tratamiento de inyección se redujo en un 83% y el contenido de materia orgánica lo hizo en un 87%. De este estudio también se deduce que la profundidad es un factor a tener en cuenta en este parámetro y que la reducción de la DQO básicamente se produjo en el foco de inyección no encontrándose grandes mejoras en la calidad del agua más allá de la zona inmediata sobre la que se realizó el tratamiento (Fig. 8). Este comportamiento coincidiría con los observados por Luther et al. (2009) en el Canal Torquay (EE.UU) y en Bald Eagle Creck (EE.UU) y por Shin y Lam (2001). Finalmente, destacar que la inyección de agua de mar saturada en oxígeno redujo la concentración de materia orgánica hasta unos valores del 0,16%, es decir un 87% menor de la que había inicialmente acumulada en el sedimento mientras que en el control lo hizo en un 75% es decir el control a pesar de que no fue tratado, mostró una reducción importante en la carga de materia orgánica, lo que de nuevo sugiere que el simple flujo del agua marina procedente del circuito de recirculación fue suficiente para mejorar las condiciones de oxigenación del medio, aunque es cierto, que no se alcanzaron los valores de oxidación del sedimento inyectado con agua de mar saturada en oxígeno (Fig.11).

5. Conclusiones

Los resultados obtenidos en este trabajo reflejan la eficacia de este método de remediación de sedimentos hipóxicos/anóxicos con una alta carga de materia orgánica a través de la inyección de agua de mar saturada en oxígeno, aunque son necesarios más estudios que optimicen las condiciones en las que llevar a cabo este tratamiento y establecer su efectividad en campo. Su aplicación en determinadas zonas de playa permitiría mejorar las condiciones ambientales y mejorar su calidad para el uso turístico-recreativo, al eliminar el olor fétido y la textura plástica, y suavizar la coloración negra. Por otro lado, su aplicación a sedimentos procedentes de la draga de los puertos permitiría su uso en playas adyacentes, al eliminar previamente a su vertido en la línea de costa, los malos olores.

6. Agradecimientos

El presente trabajo se ha realizado con la financiación de la Universidad de Alicante (Prueba de Concepto, BOUA 5/6/2015) y ROUTE PONT SL.

Esta obra está bajo una licencia Creative Commons License CC BY-NC-ND 4.0

Referencias

APHA, Standard methods for the examination of water and wastewater (1998). 19th ed. American Public Health Association/American Water Works Association/Water Environment Federation: Washington, DC, USA.

APPEL, K., BALKKEN, C., GASTINEAU, J. (2006). *Ciencias con lo mejor de Vernier*. 1st Ed: Vernier International. Florida. USA

BASS, D. H., HASTINGS, N. A. Y BROWN, R. A. (2000). Performance of air sparging systems: a review of case studies. *Journal of Hazardous Materials*, vol. 72, issue 2, p. 101-119.

BOESE, A. D., DOLTSINIS, N. L., HANDY, N. C. Y SPRIK, M. (2000). New generalized gradient approximation functionals en *Journal of Chemical Physics*, vol.112, issue 4, p.1670-1678.

CRIPPS, J. M. Y JENKINS, D. (1964). A COD Method Suitable for the Analysis of Highly Saline Waters. *Journal of Water Pollution Control Federation*. Vol. 36, issue. 10, p. 1240-1246.

DIAZ, R. J. Y ROSENBERG, R. (1995). Marine benthic hypoxia: a review of its ecological effects and the behavioural responses of benthic macrofauna en *Oceanography and marine biology. An annual review*, vol.33, p.245-03.

HARGRAVE, B.T., HOLMER, M. Y NEWCOMBE, C.P. (2008). Towards a classification of organic enrichment in marine sediments based on biogeochemical indicators. *Marine Pollution Bolletin- Journal*, vol. 56, issue 5, p.810-824.

JOHNSON, P. C., JOHNSON, R. L., BRUCE, C. L. Y LEESON, A. (2001). Advances in in situ air sparging/biosparging. *Bioremediation Journal*, vol. 5, issue 4, p. 251-266.

KAO, C. M., CHEN, C. Y., CHEN, S. C., CHIEN, H. Y. Y CHEN, Y. L. (2008). Application of in situ biosparging to remediate a petroleum-hydrocarbon spill site: Field and microbial evaluation. *Chemosphere*, vol. 70, issue 8, p. 1492-1499.

LEE, H., LEE, Y., KIM, J. Y KIM, C. (2014). Field application of modified in situ soil flushing in combination with air sparging at a military site polluted by diesel and gasoline in Korea. *International journal of environmental research and public health*, vol. 11, issue 9, p. 8806-8824.

LUTHER, G. W.; MA, S.; TROUWBORST, R.; GLAZER, B.; BLICKLEY, M.; SCARBOROUGH, R. W., MENSINGER, M. G. (2004) The Roles of Anoxia, H2S, and Storm Events in Fish Kills of Dead-end Canals of Delaware Inland Bays. *Estuaries* vol. 27, issue 3, p. 551–560.

PEREZ-RUZAFA, A., MARCOS, C., BERNAL, C. M., QUINTINO, V., FREITAS, R., RODRIGUES, A. M., GARCIA-SANCHEZ, M. Y PEREZ-RUZAFA I. M. (2012). Cymodocea nodosa vs. Caulerpa prolifera: Causes and consequences of a long term history of interaction in macrophyte meadows in the mar Menor coastal lagoon (Spain, Southwestern Mediterranean) en *Estuarine, Coastal and Shelf Science*,vol. 110, p.101-115.

PETERSON, J. W., LEPCZYK, P. A. Y LAKE, K. L. (1999). Effect of sediment size on area of influence during groundwater remediation by air sparging: A laboratory approach. *Environmental Geology*, vol. 38, issue 1, p. 1-6.

SHIN, P. K. S. Y LAM, W. K. C. (2001). Development of a marine sediment pollution index. *Environ. Pollut*. vol 113, issue3, p. 281–291.

SKOOG, A. C. Y ARIAS-ESQUIVEL, V. A. (2009). The effect of induced anoxia and reoxygenation on benthic fluxes of organic carbon, phosphate, iron, and manganese. *Sci. Total Environ*, vol. 407, issue 23, p. 6085–6092.

SPIRO, T. G. Y STIGLIANI, W. M. (2004). Química Medioambiental. Traducción de Yolanda Madrid Albarrán. Madrid: Pearson-Prentice Hall, (2ª ed.). p.520.

WALKLEY, A.. (1947). A critical examination of a rapid method for determination of organic carbon in soils - effect of variations in digestion conditions and of inorganic soil constituents. *Soil Sci*. vol. 63, p. 251-257.

ZHANG, J., GILBERT, D., GOODAY, A., LEVIN, L., NAQVI, S. W. A., MIDDELBURG, J. J., SCRANTON, M., EKAU, W., PEÑA, A., DEWITTE, B., OGUZ, T., MONTEIRO, P. M. S., URBAN, E., RABALAIS, N. N., ITTEKKOT, V., KEMP, W. M., ULLOA, O., ELMGREN, R. Y OGUZ, T. (2010). Natural and human-induced hypoxia and consequences for coastal areas: synthesis and future development en *Biogeosciences*, vol. 7, p.1443-1467.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

Caracterización morfológica de los áridos para su empleo en regeneración de playas de grava (Estudio de playas de cantos rodados en la provincia de Alicante)

Cano Giménez, David[a]; Gea Pacheco, Adolfo[a]; Jordá Guijarro, Mª Auxiliadora[b]; Guillamont Hurtado, Juan Antonio[c]

[a]Cytem S.L. (Laboratorio de Calidad y Tecnología de los Materiales), Avenida de Elche 164, Alicante, alicante@cytemsl.com,
[b]Servicio Provincial de Costas (MAPAMA), Plaza de La Montañeta 5, Alicante, majorda@magrama.es,
[c]Servicio Provincial de Costas (MAPAMA), Plaza de La Montañeta 5, Alicante, jguillamon@magrama.es

Resumen

La regeneración de playas mediante el uso de cantos rodados es una alternativa a la habitual regeneración costera mediante empleo de arenas que, debido a su escasez de aporte de sedimentos, genera graves problemas en cuanto a viabilidad de ejecución.

Debido a la falta de bibliografía en cuanto a caracterización morfológica de las gravas de cantos rodados para ser usados como material de aporte, se pretende desarrollar un método capaz de definir unos parámetros óptimos para evaluar la idoneidad de los cantos rodados.

El método empleado para la caracterización morfológica de los áridos está basado en los índices de Cailleux y Tricart, definidos como "Índices de Aplanamiento y Desgaste", en el que, basándose en la morfología del canto rodado, se establece qué forma tiene el canto (Índice de Aplanamiento), y cuánto desgaste ha sufrido (Índice de Desgaste).

Para evaluar la idoneidad de usar estos índices como métodos de evaluación de cantos rodados para aportar a las playas a regenerar, se ha realizado un muestreo en diferentes playas de grava de la provincia de Alicante, obteniendo así una representación real de la morfología de los cantos rodados. En función de los parámetros morfológicos obtenidos, se han definido unos rangos morfológicos que podrían servir para futuros pliegos de prescripciones para proyectos/obras en el que se necesite realizar un aporte de gravas de cantos rodados en las playas a regenerar

Palabras clave: *áridos, gravas, cantos, playas, regeneración, morfología, morfometría*

1. Introducción

El estado regresivo de las playas a escala global, junto con la escasez de sedimentos para su regeneración, hace necesario la investigación de fuentes de suministro alternativas a las tradicionales extracciones de los fondos marinos.

En el caso de playas de grava, la fuente de suministro natural son los cauces de los ríos que desembocan en cada demarcación marítima, aportando un caudal sólido de áridos rodados cuya morfometría depende del grado de desgaste sufrido en su recorrido hasta el mar.

El texto refundido de la ley de aguas permite el aprovechamiento de los áridos situados en los cauces naturales y considera preferente sobre cualquier otro posible uso privativo, su empleo en la regeneración del litoral. Las características morfológicas de los áridos procedentes de graveras serán diferentes en función de su naturaleza y de la longitud del recorrido realizado hasta su depósito.

El grado de "rodamiento" de los cantos que constituye el sedimento de una playa de grava es indicativo de calidad para el uso lúdico de esa playa. Hasta la fecha, algunas investigaciones han ido encaminadas a obtener, de forma industrial, cantos rodados a partir de áridos procedentes de machaqueo, existiendo una relación directa entre el coste de producción y la redondez obtenida en el proceso.

El presente estudio abre una vía de investigación para la caracterización de los áridos para su empleo en regeneración de playas de grava, tanto procedentes de graveras naturales, como los de machaqueo sometidos a procesos de rodamiento, y se centra en una de las características más importantes del sedimento desde el punto de vista del uso lúdico de las playas: su forma.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0

EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

En la actualidad, la normas UNE-En permiten caracterizar la morfología de los áridos para la construcción con especificaciones como la angulosidad (UNE-EN 933-5), la proporción de partículas totalmente redondeadas (UNE-EN 933-5), o el índice de lajas (UNE-EN 933-3).

Sin embargo, los criterios de de clasificación no se consideran adecuados para la caracterización que se pretende.

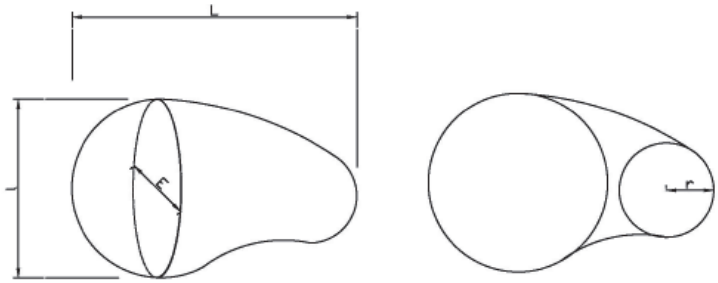
Por ello, se ha adoptado un método basado en los Índices de Cailleux y Tricart, empleados habitualmente en la clasificación morfométrica de áridos en estudios hidrográficos, para obtener un análisis morfométrico más representativo de los cantos rodados.

2. Parámetros morfométricos

Los Índices de Cailleux y Tricart caracterizan la forma (Índice de Aplanamiento), y el proceso erosivo (Índice de Desgaste), sufrido por el canto rodado. Para la obtención de dichos índices se parametriza morfológicamente el canto rodado en función de sus medidas tridimensionales (longitud, ancho y espesor), y por el menor radio de curvatura medido en el plano de aplanamiento. Las ecuaciones que definen dichos índices son:

$$IA = \frac{L + l}{2.E} \quad (1)$$

$$ID = \frac{2.r.1000}{L} \quad (2)$$



- L: Longitud. Distancia entre los dos puntos más distantes.
- l: Ancho. Mayor dimensión en el plano perpendicular a L.
- E: Espesor. Mayor dimensión en una dirección perpendicular al plano de aplanamiento (Plano Ll).
- r: Menor radio de curvatura en el Plano de Aplanamiento

El Índice de Aplanamiento (1), puesto que para su obtención se miden las 3 dimensiones del canto, parametriza la forma de la partícula, de tal manera que un canto rodado con forma esférica obtiene un índice de aplanamiento de 1, y según la forma sea mas plana, tiende a infinito.

En cambio, el Índice de Desgaste (2), por considerar únicamente la longitud de la partícula y el radio de curvatura del borde del canto, nos aporta información de cuánto pulido está el canto, siendo el valor de 1000 para el caso de cantos rodados esféricos, y tendiendo a 0 según la partícula es más lajosa y alargada.

La necesidad de que, para establecer unos criterios válidos en cuanto a definir morfológicamente las gravas, se tengan que definir los dos parámetros conjuntamente, surge de si únicamente se exige, por ejemplo, el Índice de Aplanamiento, una partícula con forma esférica y otra con forma cúbica, tienen el mismo Índice de Aplanamiento (valor de 1), por ser las 3 dimensiones iguales. De la misma forma, si únicamente se exige como criterio para evaluar unos cantos rodados el Índice de Desgaste, una partícula con forma esférica, y otra totalmente plana de planta circular, tendrían el mismo Índice de Desgaste (valor de 1000).

3. Estudio de playas de cantos rodados en la provincia de Alicante

El trabajo de campo realizado tiene como finalidad la evaluación de las características morfométricas de las gravas de cantos rodados que conforman las playas muestreadas, para tomar como base, de cara a confeccionar un criterio de idoneidad, en función de cómo se encuentran las gravas de cantos rodados en sus depósitos naturales a pie de playa.

El muestreo se ha realizado en diversas playas y calas de la provincia de Alicante, formadas por gravas de cantos rodados, las cuales son usadas en época estival como zonas de baño, y en otras temporadas como zonas de recreo, recibiendo siempre un constante número de visitantes.

Para la caracterización de las playas se han tomado muestras en 17 playas/calas ubicadas en la zona norte de la provincia.

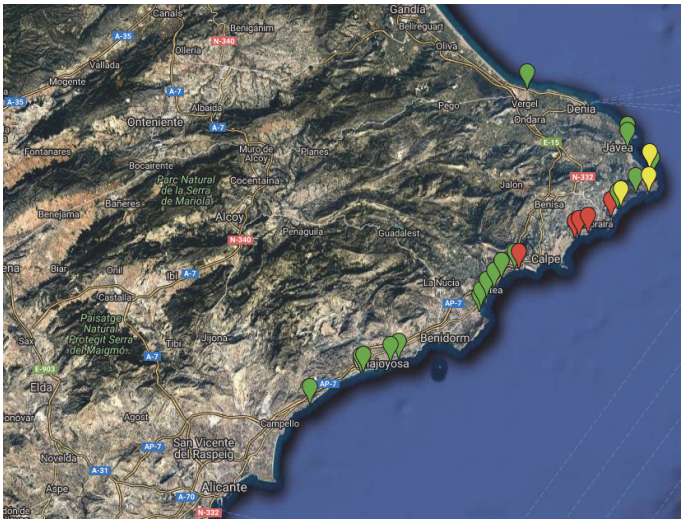


Figura 1.- Ubicación (en verde), de la toma de muestras de gravas de cantos rodados

Los trabajos de campo han consistido en la toma de muestra representativa de gravas de cantos rodados, para posterior cuarteo y reducción de la muestra e inicio de ensayos en laboratorio.



Figura 2.- Toma de muestra de gravas



Figura 3.- Toma de muestras de gravas

Los ensayos de laboratorio han consistido:

- Granulometría de las partículas (obtención de los diferentes tamaños de las partículas que conforman la muestra)
- Determinación del D50 (tamaño de luz de malla que deja pasar el 50 % del material).
- Obtención de los parámetros morfométricos (Índices de Aplanamiento y Desgaste).



Figura 4.- Cuarteo y reducción para obtención de muestra de ensayo.



Figura 5.- Ejemplo de muestra de ensayo.



Figura 6.- Tamaños de partículas de una misma muestra separados en fracciones granulométricas

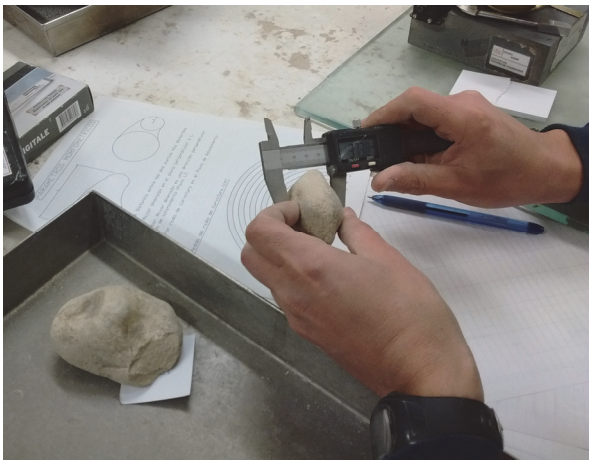


Figura 7.- Medida de dimensiones para cálculo de parámetros morfométricos.



Figura 8.- Medida del radio de curvatura para cálculo de parámetros morfométricos

3.1.- Resultados de ensayos

La realización del análisis granulométrico de las 17 muestras se representa mediante las curvas granulométricas de la siguiente figura:

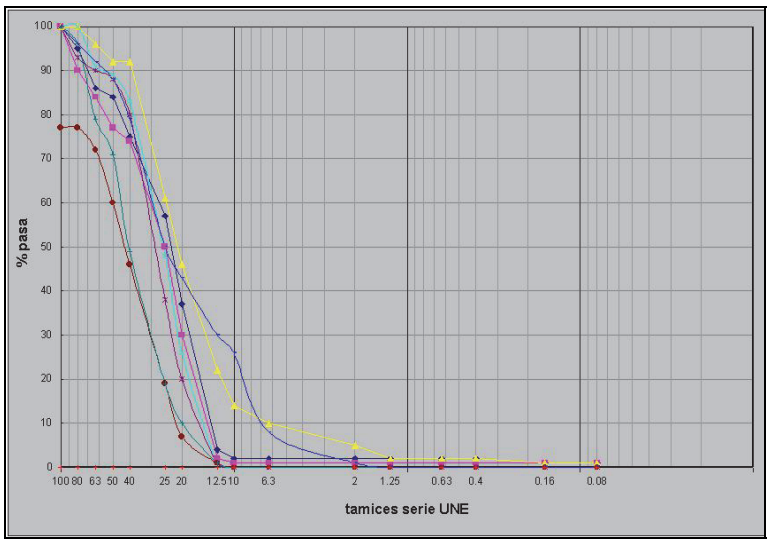


Figura 9.- Representación gráfica de las curvas granulométricas obtenidas

La realización del ensayo granulométrico permite separar por fracciones las muestras de ensayo, de tal manera que las medidas morfométricas de cada partícula se calculan ponderando en función del % presente en la muestra total.

Lo resultados, en cuanto a índices morfométricos, se presentan en la siguiente tabla.

NOMBRE PLAYA	ÍNDICE DE APLANAMIENTO	ÍNDICE DE DESGASTE
BON NOU	**2.4**	**516**
PARAÍSO	2.3	428
EL ALBIR	2.1	579
CAP BLANC	2.1	613
LA RODA	1.9	521
CAP NEGRET	2.1	528
LA OLLA	1.9	559
ALMADRABA (ELS POBLETS)	2.7	526
LA GRAVA	2.3	453
PRIMER MONTAÑAR	1.9	494
PORTICHOL	2.1	331
GRANADELLA	1.8	487
MORAIG	2.0	412
BARRANCO DE AIGÜES	3.0	456
VARADERO	2.4	491
TORRES	2.1	384
LA BARRETA	1.7	496
PROMEDIO	**2.2**	**487**

Tabla 1.- Resultados ordenados por playa. Fuente: elaboración propia

Éstos mismos resultados obtenidos, se han representado en una gráfica dónde en eje de ordenadas se representa el Índice de Desgaste, y en el eje abscisas se muestra el Índice de Aplanamiento. Para la representación se han tomado los datos de los índices morfométricos obtenidos en cada fracción granulométrica ensayada, puesto que de esa manera se generan más puntos de representación:

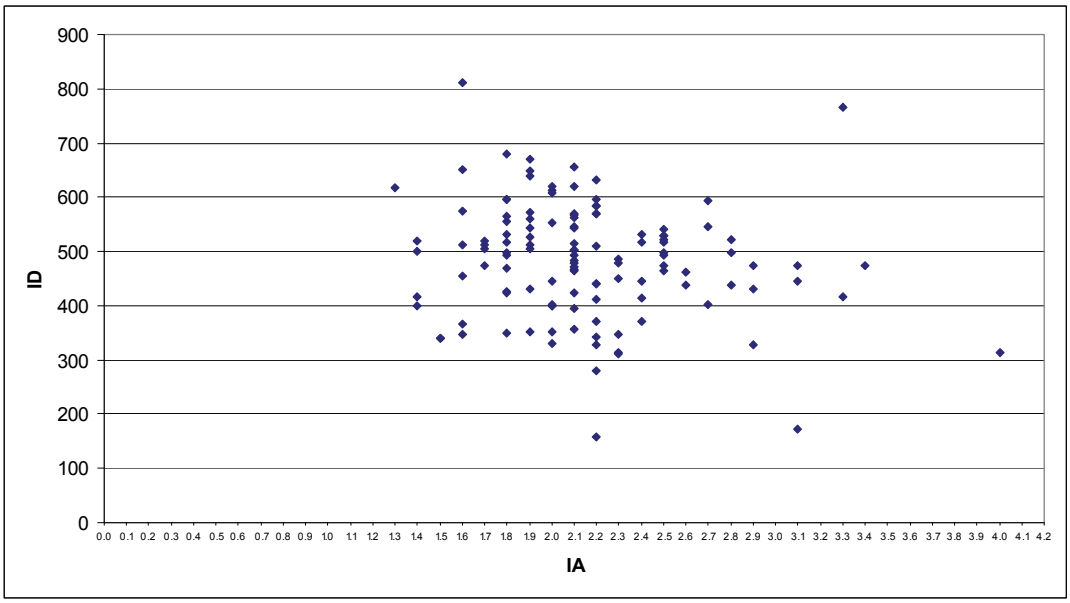


Figura 10.- Representación gráfica de los pares de valores (IA/ID), de cada fracción granulométrica de cada muestra analizada.

Realizando un tratamiento estadístico de los valores calculados, obtenemos los valores promedio, máximos y mínimos de cada índice morfométrico. Además, también se obtiene la desviación estándar, cuyo valor puede servir a la hora de establecer límites superiores e inferiores para los índices de aplanamiento y desgaste.

PARÁMETRO	ÍNDICE DE APLANAMIENTO	ÍNDICE DE DESGASTE
PROMEDIO	**2.2**	**485**
MÁXIMO	4.0	811
MÍNIMO	1.3	158
DESVIACIÓN ESTANDARD	0.5	106

Tabla 2.- Resumen de resultados. Fuente: elaboración propia

4. Conclusiones

Los datos obtenidos en los ensayos realizados nos arrojan una información acerca de cómo se podrían utilizar los Índices de Aplanamiento y Desgaste, así como la estructura granulométrica de las gravas, para el caso de establecer unos criterios de aceptación o rechazo en futuros pliegos de prescripciones técnicas particulares para proyectos de ejecución de obras de regeneración de playas empleando gravas de cantos rodados.

En función del análisis estadístico y de la representación gráfica de los puntos morfométricos, se pueden establecer los siguientes criterios:

- Considerar que el Índice de Aplanamiento se encuentre entre los valores de 1.7 y 2.7
- Considerar que el Índice de Desgaste sea superior a 300

No se ha impuesto un límite superior para el Índice de Desgaste, debido a que a mayor índice de desgaste, se considera que los bordes del canto están más desgastados, y tienden a ser más redondeados.

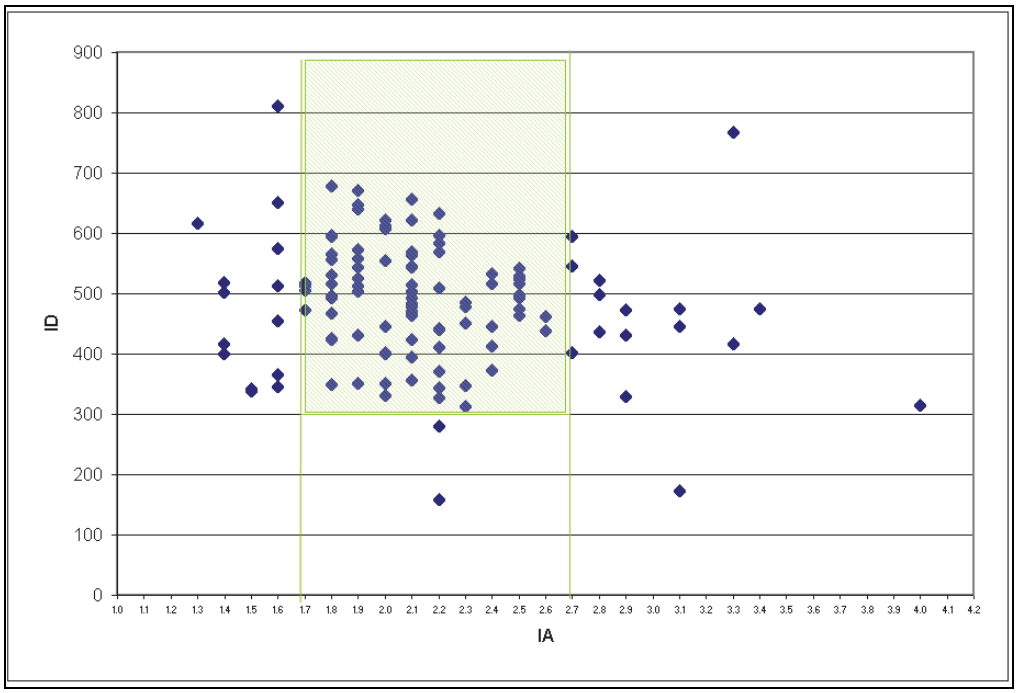


Figura 11.- Representación gráfica de los pares de valores (IA/ID), de cada fracción granulométrica de cada muestra analizada, indicando el rango de valores estimado para evaluar la idoneidad morfométrica de los cantos rodados.

La importancia de los tamaños de las gravas también se ha de tener en cuenta, por lo que, en base a las curvas granulométricas obtenidas en las muestras analizadas, se ha establecido un huso granulométrico en dónde se imponen las limitaciones superiores e inferiores en cuanto a tamaños de las diferentes fracciones granulométricas.

El tamaño máximo de partículas no debería exceder de 120/150 mm, y su presencia debería ser inferior al 20 % de la muestra. La fracción fina (tamaño inferior a 0.080 mm), no deberá exceder del 0.5-1.0 %, para evitar posibles efectos negativos en cuanto a la generación de turbidez en el agua durante el proceso constructivo de la regeneración costera.

Para el resto de fracciones, se ha considerado el siguiente huso granulométrico:

TAMIZ (luz de malla en mm)	% PASA
100	80-100
50	60-95
40	35-90
25	10-60
20	0-45
12.5	0-20
10	0-15
6.3	0-8
5	0-5

Tabla 3.- Huso granulométrico propuesto. Fuente: elaboración propia

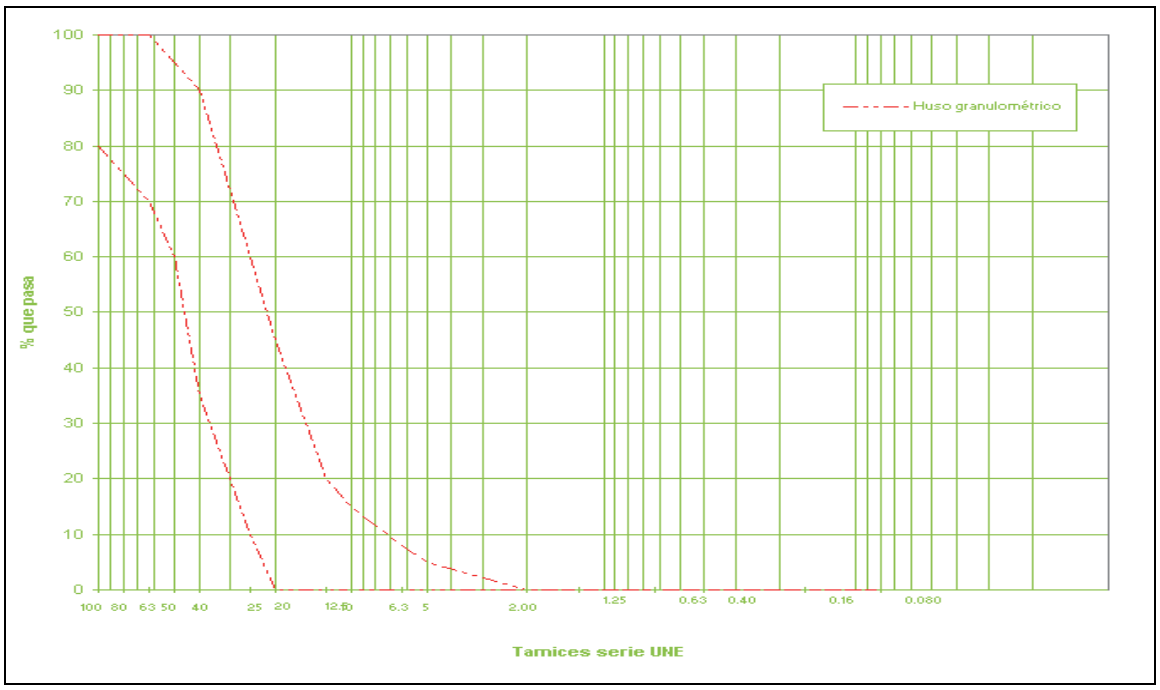


Figura 12.- Representación gráfica del huso granulométrico propuesto para las gravas de cantos rodados.

Patrocinadores

AYUNTAMIENTO DE ALICANTE

Alicante City & Beach

Colaboradores

GOBIERNO PROVINCIAL ALICANTE
La Dipu de los Pueblos

Puerto de Motril
GRANADA
Autoridad Portuaria de Motril

INCREA
www.increa.eu

renfe

ALICANTE PORT
Autoridad Portuaria de Alicante

CAMINOS upv

IBERIA

SIMRAD 70 YEARS 1947-2017

PAVASAL

GrupoTragsa
Garantía Profesional. Servicio Público

MARHIS

cubipod SATO

HCTech
I+D+Hidrografía

DHI

Costa Blanca
ALICANTE · SPAIN

Escuela Politécnica Superior

Organizadores

AYUNTAMIENTO DE ALICANTE

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA Y PARA LAS ADMINISTRACIONES TERRITORIALES

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE AGRICULTURA Y PESCA, ALIMENTACIÓN Y MEDIO AMBIENTE

ALICANTE PORT
Autoridad Portuaria de Alicante

GENERALITAT VALENCIANA
CONSELLERIA D'HABITATGE, OBRES PÚBLIQUES I VERTEBRACIÓ DEL TERRITORI

COICCP
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
Comunidad Valenciana

Universitat d'Alacant
Universidad de Alicante

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
EDITORIAL