

XVI JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE
COSTAS Y PUERTOS
Vigo, 11 y 12 de mayo del 2022

— PALACIO DE CONGRESOS MAR DE VIGO —



www.costasypuertos2022.com

XVI Jornadas españolas de ingeniería de
Costas y Puertos

Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022

Editora científica

M. Esther Gómez-Martín

EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Congresos UPV

XVI Jornadas españolas de ingeniería de Costas y Puertos

Editora científica

M. Esther Gómez-Martín

© de los textos: los autores

© imagen de portada: Autoridad Portuaria de Vigo

© 2024 Editorial Universitat Politècnica de València
www.lalibreria.upv.es / Ref.: 6775_01_01_01

ISBN: 978-84-1396-000-5

DOI: <https://doi.org/10.4995/CyP.2024.677501>

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 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.

Organizadores



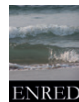
Patrocinador Oro



Patrocinador Plata



Patrocinadores



www.costasypuertos2022.com





XVI JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE
COSTAS Y PUERTOS
Vigo, 11 y 12 de mayo del 2022

— PALACIO DE CONGRESOS MAR DE VIGO —

COMITÉS

Comité Permanente

Secretario Permanente: Raúl Medina Santamaría, Instituto de Hidráulica Ambiental, IH Cantabria.

Ana Patricia García Fletcher, Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar.

Gonzalo Gómez Barquín, Puertos del Estado.

M. Esther Gómez Martín, Universitat Politècnica de València.

Jose Manuel González Herrero, ACCIONA Ingeniería, S.A.

Jose María Grassa Garrido, CEDEX.

Josep Ramón Medina Folgado, Universitat Politècnica de València.

Adolfo Uriarte Villalba, Director de Patrimonio Natural y Cambio Climático.

Comité Organizador

Presidentes

Jesús Vázquez Almuíña, Presidente, Autoridad Portuaria de Vigo.

Miguel García García, Jefe del Servicio Provincial, Servicio Provincial de Costas en Pontevedra.

Vocales

Susana Lenguas Gil, Presidenta de Puertos de Galicia.

Ana María Bernabéu Tello, Profesora titular, Universidad de Vigo.

Beatriz Colunga Fidalgo, Directora, Autoridad Portuaria de Vigo.

Enrique Urcola Fernández-Miranda, Decano del Colegio de Caminos Canales y Puertos de Galicia.



XVI JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE
COSTAS Y PUERTOS
Vigo, 11 y 12 de mayo del 2022

— PALACIO DE CONGRESOS MAR DE VIGO —

TEMAS

Para el Comité Organizador Permanente de las Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos, es un honor daros la bienvenida a la XVI edición, que tendrá lugar en Vigo los días 11 y 12 de mayo de 2022.

La gestión de las zonas costeras requiere de unos conocimientos técnicos cada vez más complejos de manera que se garantice la sostenibilidad de sus recursos. La planificación de los usos y recursos es, por lo tanto, una responsabilidad que comparten Administraciones públicas, Autoridades portuarias, Consultoras, Constructoras, Centros de I+D y Universidades.

Las Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos que se celebran desde 1992 bienalmente serán, reúnen a los mejores expertos, nacionales e internacionales tanto de las universidades como de las administraciones y empresas, en los que se abordan a través de Ponencias y Sesiones de Pósters temas de máximo interés, relacionados con las infraestructuras portuarias y con la gestión y protección del litoral.

Estamos seguros de que estas XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos serán un evento que todos recordaremos tanto por las novedades técnicas que se presentarán como por todas las personas que con sus comunicaciones, presentaciones y colaboraciones harán del mismo un hito inolvidable.

Clima marítimo y 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 integrada del litoral

Cambio climático y medidas de adaptación en puertos y costas

Planificación espacial marina y estrategia marina europea



XVI JORNADAS ESPAÑOLAS DE INGENIERÍA DE
COSTAS Y PUERTOS
Vigo, 11 y 12 de mayo del 2022

— PALACIO DE CONGRESOS MAR DE VIGO —

PROGRAMA

MIÉRCOLES 11 DE MAYO 2022

- 08:00-09:00h. Recogida de documentación
09:00-09:30h Conferencia Inaugural
09:30-11:10h. **Sesión 1** (5 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)
11:10-11:40h. Pausa Café
11:40-13:40h **Sesión 2** (6 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)
13:40-16:00h. **Comida**
16:00-17:40h. **Sesión 3** (5 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)
17:40-18:00h. Pausa Café
18:00-19:00h. **Sesión 4** (3 ponencias de 20' en 5 salas paralelas)

JUEVES 12 DE MAYO 2022

- 09:00-11:00h. **Sesión 5**
11:00-11:30h. Pausa Café
11:30-13:30h. **Sesión 6**
13:30-14:00h. **Conferencia de Clausura**
14:30-16:00h. **Comida**
16:30-18:00h. Visita Técnica. Puerto de Vigo

www.costasypuertos2022.com

ÍNDICE

I. SESIÓN 1: 11/05 9:30-11:10

1.1. Obras Marítimas I (Sala 1)

- 1.1.1. Retos durante la ejecución del Proyecto de Adaptación y Mejora para la Carga de GNL y Carga de Ganado en la Dársena de Escombreras 1

Luis Peña Portillo, Antonio Corredor Molguero, Juan Manuel González Esteban

- 1.1.2. Proyecto de la Ampliación norte del Muelle Sur de Huelva..... 8

Alfonso Peña, Eloy Pita, Lucas Martín

1.2. Actuaciones en la costa (Sala 2)

- 1.2.1. Acondicionamiento y acceso a la Cetárea de Sarridal en Cedeira. (A Coruña)..... 20

Carlos Gil Villar, Jezabel Enríquez Castro, Javier S. Puertas Mosquera, Rafael Eimil Apenela

- 1.2.2. Análisis del hundimiento de bloques en fondos arenosos..... 28

Antonio Contreras de Villar, Juan José Muñoz Pérez, Francisco Contreras de Villar, Juan Manuel Vidal Pérez, Bismarck Jigena, Patricia López García

1.3. Puertos: Economía Azul y Estrategia Verde (Auditorio)

- 1.3.1. La descarbonización del transporte marítimo y su impacto en la infraestructura portuaria: competitividad y gobernanza 40

Francisco de Manuel López, David Díaz Gutiérrez, Alberto Camarero Orive, José Ignacio Parra Santiago

- 1.3.2. Producción de amoníaco verde en parques marinos aislados: Proyecto BahíaH2. 52

César Vidal Pascual, Francisco Royano Gutiérrez, Raúl Guanche García

- 1.3.3. Análisis sectorial de los criterios fundamentales para la evaluación de la viabilidad de las instalaciones de generación de energía undimotriz en los puertos 60

Raúl Cascajo Jiménez, Rafael Molina, Luis Pérez-Rojas

1.4. Contaminación Marina y Atmosférica (Sala 6)

- 1.4.1. Metodología para la estimación en tiempo real de las emisiones procedentes de buques, a partir de datos AIS 71

María Eugenia Prieto Estévez, Enrique Tortosa Solvas, Laura Crespo García, Pedro Castaño Martínez

II. SESIÓN 2: 11/05 11:40-13:40

2.1. Obras Marítimas II (Sala 1)

- 2.1.1. Obra de refuerzo del dique de abrigo del puerto de Bermeo 80

Saioa Rezabal Arocena, Borja Zugasti Bernardo, Nestor Urrutxua Miguel, Nerea Ramos Gómez, Alberto García Morales

2.2. Procesos litorales (Sala 2)

- 2.2.1. Relevancia del transporte transversal de sedimentos en óvalo valenciano 87

Leonardo Monzonís Forner, Fernando Pérez Burgos, M^a Josefa Solernou Sanz, Miguel Ángel Aragón Babiloni

2.2.2. Dinámica sedimentaria en la ría de Avilés.....	93
<i>Maria Jesús Martín Soldevilla, José Francisco Sánchez, Patricia Martín Gómez, Ana Lloret Capote, Laura Ruiz Mateo, Olga Mª Sánchez Luzón</i>	
2.2.3. Ensayos en modelo físico para el estudio de rebases en la segunda playa del Sardinero.....	105
<i>Melva Martín Hidalgo, José Francisco Sánchez González</i>	
2.3. Obras, Aspectos Constructivos y Operativos (Auditorio)	
2.3.1. Análisis del desplazamiento de cajones durante la construcción de la 2ª Fase Prolongación Dique Reina Sofía Sur en Las Palmas.....	117
<i>Clara Pintado Gorordo, Antonia Bordón Guerra, Araceli López Mentado, Antonio Molguero Corredor</i>	
2.4. Clima Marítimo II (Sala 5)	
2.4.1. Evaluación de los datos de oleaje de proyecciones climáticas en la costa española	126
<i>Maria Suárez Bilbao, Melisa Menéndez García, Adrián Acevedo García, Marta Ramírez-Pérez, Héctor Lobeto Alonso</i>	
2.5. Basura y contaminación marina (Sala 6)	
2.5.1. Identificación de fuentes de basuras marinas en playas en España: una aproximación al origen de las basuras marinas que encontramos nuestras playas.....	135
<i>Pilar Zorzo Gallego, José L. Buceta, Juan L. Gil, Marta Martínez-Gil</i>	
III. SESIÓN 3: 11/05 16:00-17:40	
3.1. Ensayos Físicos (Sala 1)	
3.1.1. Ensayos en modelo físico 3D de agitación y buques atracados de la ampliación de la Dársena de Escombreras	143
<i>Juan Piñero Coloma, Antonio Baonza González, Diana de la Lama Jiménez, José María Valdés Fernández de Alarcón</i>	
3.1.2. Diques homogéneos de baja cota para la protección de playas y la recuperación de arrecifes de coral	154
<i>Josep Ramón Medina Folgado, M. Esther Gómez-Martín, Patricia Mares-Nasarre, Mireille Escudero, Itxaso Odériz, Edgar Mendoza, Rodolfo Silva</i>	
3.1.4. Análisis de los efectos de escala en ensayos de rebases en modelo físico.....	165
<i>José María Valdés Fernández de Alarcón, Montserrat Vilchez Solís, José Lozano Pedroche, César Gutiérrez Revilla, Alberto López Pecharromán</i>	
3.1.5. Reflexión, disipación y transmisión en diques en talud. Condicionantes del método experimental	176
<i>Pilar Díaz Carrasco, María Clavero, Miguel Á. Losada</i>	
3.2. Teledetección aplicada al litoral (Sala 2)	
3.2.1. Estudio de playas tras temporales extremos a través de imágenes de satélite: caso práctico en el litoral de la provincia de Valencia.....	184
<i>Patricia Martín Gómez, Miriam García Oliva, José Francisco Sánchez González</i>	
3.2.4. Levantamiento topográfico de zonas dunares mediante RPAS: Zonas de gran pendiente.....	196
<i>Francisco Contreras de Villar, Juan José Muñoz Pérez, Antonio Contreras de Villar, Bismarck Jigena, Patricia López García</i>	

3.3. Buques, operatividad y navegación (Auditorio)

- 3.3.1. Aplicación de la tecnología machine learning para el dimensionamiento de las operaciones de remolque en un puerto 207
Antonio Gómez Gómez, David Lucio Fernández, Diego Souto Couceiro, Antonio Tomás Sampedro, Julián García Rodríguez
- 3.3.2. Siflow21. Simulación Predictiva de Capacidad de Canales de Navegación e Infraestructuras Portuarias Basado en Análisis de Datos AIS 217
Carmen Ayuso Bernaola, Raúl Redondo, Raúl Atienza, José Ramón Iribarren

3.4. Inundación Costera y Tsunamis (Sala 5)

IV. SESIÓN 4: 11/05 18:00-19:00

4.1. Ensayos Físicos y Numéricos (Sala 1)

- 4.1.1. Ensayos en modelo físico y simulaciones mediante CFDs sobre el proyecto de reconstrucción de la baliza del Puerto de Pasaia..... 229
César Gutiérrez Revilla, Ignacio Fernández de Bobadilla Hildebrandt
- 4.1.2. Ensayos físicos y numéricos de construcción realista de diques homogéneos de Cubípodos de baja cota de coronación..... 236
Jorge Molines Llodra, M. Esther Gómez-Martín, Josep R. Medina

4.2. Puertos, buques y medio ambiente (Sala 2)

- 4.2.1. Colisiones entre buques y cetáceos: Análisis del tráfico marítimo y riesgo asociado en el Corredor de Cetáceos del Mediterráneo..... 243
Marta S. Jiménez Saavedra, José María Grassa Garrido, Ana Lloret Capote, Isabel Moreno Aranda

4.3. Gestión de Puertos (Auditorio)

V. SESIÓN 5: 12/05 9:00-11:00

5.1. Obras Marítimas III (Sala 1)

- 5.1.1. Campaña geotécnica marina para la ampliación del Puerto de Barcelona..... 255
Amadeu Deu Lozano, Xavier Martí Armengol, Miguel Ángel Pindado Rodríguez, Ramon Griell Bernadó

5.2. Gestión del Litoral I (Sala 2)

- 5.2.1. Regeneración o mantenimiento. ¿Son la solución a la erosión costera?: Caso de estudio Playa de Poniente (Benidorm)..... 264
Ignacio Toledo Sepulcre, José Ignacio Pagán Conesa, Isabel López Úbeda, Luis Aragonés Pomares

5.3. Metodologías y Formulaciones de Estructuras Marinas (Auditorio)

- 5.3.1. Progresión del daño de diques en talud. Crítica de la fórmula de Van der Meer..... 273
María Clavero Gilabert, Pilar Díaz Carrasco, Miguel Á. Losada
- 5.3.2. Revisión de las fórmulas de remonte y descenso por un talud..... 282
Miguel Santamaría Cervantes, María Clavero, Miguel Á. Losada

VI. SESIÓN 6: 12/05 11:30-13:30

6.1. Obras Marítimas IV (Sala 1)

- 6.1.1. Proyecto de refuerzo del dique de abrigo del Puerto de Ondarroa..... 293
Saioa Rezabal Arocena, Borja Zugasti Bernardo, Nestor Urrutxua Miguel, Alberto García Morales, Nerea Ramos Gómez, Jaime H. García Palacios, José Luis Orts Egío, Alejandro Perales Juidías, Vicente Negro Valdecantos
- 6.1.2. Proyecto de optimización de la navegación en la Eurovía E.60.02 Guadalquivir 300
Rodrigo García Orea, Antonio Bejarano Moreno, Macario Fernández-Alonso Trueba, Sara Calvo, Ángel Mateos, Laia Ortego, Silvia Troiteiro, Francisco González, Mercedes García
- 6.1.3. Estudio para la ampliación del frente de Almadrabillas y Muelle de Levante en el Puerto de Almería..... 311
María Piedad Herrera Gamboa, Jorge Martín, Pablo Arjona, Jorge Molines, Roberto Pillado
- 6.1.4. Empleo de la tecnología CUBIPOD en la Ampliación del Puerto Pesquero de Elmina, Ghana..... 322
Antonio Corredor Molguero, Juan Manuel González Esteban, Joachim Lebbe, Jon Kemp

6.2. Gestión del litoral II (Sala 2)

- 6.2.1. Propuesta para la ordenación del frente litoral de costa entre Alicante y la Albufereta (Alicante)..... 329
José Manuel de la Peña Olivas, José Francisco Sánchez González
- 6.2.2. Consideraciones sobre las regeneraciones de playas mediante dragados 338
Ana María Castañeda Fraile, Guillermo Bosch Coiras

6.3. Avances en Modelado de Estructuras Marítimas (Auditorio)

- 6.3.1. Optimización en el diseño de cajones flotantes con hormigón de altas prestaciones (UHPC)..... 350
Gloria Argente Garrido, Joaquín M. Garrido Checa, Miguel Figueres Moreno, Ángela Pérez Bardal, Cristina Suesta Falcó
- 6.3.2. Desarrollo de software para medir desplazamientos de elementos flotantes en modelo físico..... 362
César Sastre Gil, José Luis Orts Egío, Alejandro Perales Juidías, Jaime H. García Palacios, Vicente Negro Valdecantos
- 6.3.3. Aplicación de los modelos SPH al rebase en diques verticales 373
Ignacio Fernández de Bobadilla Hildebrandt, M. Jesús Matín, Paloma Aberturas, Corrado Altomare, Alejandro J. C. Crespo, José M. Domínguez, Moncho Gómez-Gesteira

VII. PÓSTERS

7.1 Cambio Climático y Medidas de Adaptación en Puertos y Costas

- 7.1.1. Cambio climático. Escenario científico o encrucijada política 385
Nerea Portillo Juan, Vicente Negro Valdecantos, José María del Campo Yagüe

7.2 Clima Marítimo. Oceanografía Física

- 7.2.1. Evolución de la altura de ola en el entorno de la Comunidad Valenciana desde 1958 hasta 2020 391
José Ignacio Pagán Conesa, Pablo Ortiz García, Isabel López Úbeda

7.3 Obras y Estructuras Marítimas

- 7.3.1. Simulaciones Masivas para el Dimensionamiento de Canales de Navegación con Modelo Numérico de Maniobra con Autopiloto..... 397
Lourdes Pecharromán, Leandro Pires, Raúl Redondo y Carmen Ayuso
- 7.3.2. Nuevo diseño de cajón de hormigón armado para cimentación de aerogeneradores 409
Joaquín M. Garrido Checa, Miguel Figueres Moreno, Gloria Argente Garrido, Ángela Pérez Bardal y Lisardo M. Fort Alarcón

7.4 Planificación y Gestión de Puertos

- 7.4.1. Estimación de riesgo de varada en navegación interior mediante simulaciones de Monte Carlo y estimación de squat..... 419
Juan Carlos Carmona, Raúl Atienza, Raúl Redondo, José R. Iribarren

7.5 Procesos Litorales y Actuaciones en la Costa

- 7.5.1. Metodología y Optimización estadística de datos de viento en la Duna Costera de Valdevaqueros para ecuación de transferencia 432
Félix Pascual Martínez García, Antonio Contreras de Villar, Gregorio Gómez-Pina, Juan J. Muñoz Pérez
- 7.5.2. Utilización de vehículos aéreos no tripulados de bajo coste (RPAS) para monitorizar cambios en la costa..... 363
José Ignacio Pagán Conesa, Luis Bañón Blázquez, Luis Aragonés Pomares, Isabel López Úbeda

Retos durante la ejecución del Proyecto de Adaptación y Mejora para la Carga de GNL y Carga de Ganado en la Dársena de Escombreras

Challenges faced during the Escombreras Berthing Line Adaptation to Livestock and LNG Loading Execution Project

Peña Portillo, Luis^a; Corredor Molguero, Antonio^b; González Esteban, Juan Manuel^c

^aSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Edificio Centro Servicios - Dársena Escombreras Cartagena luis.pena@ohla-group.com;^bSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Pº de la Castellana 259D, Madrid acorred@ohla-group.com;

^cSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO), Pº de la Castellana 259D, Madrid juanmanuel.gonzalez@ohla-group.com.

Abstract

On certain occasions, the design conditions of some projects require complex solutions that are incompatible with the desired simplicity and uniformity. Under these circumstances, an intensive study of each of the challenges is obligatory. In this article, the challenges faced during the Escombreras Berthing Line Adaptation to Livestock and LNG Loading Execution Project have been summarized, a project that required an exhaustive attention to each detail.

Keywords: *Construction challenges, marine works, concrete caissons.*

Resumen

En determinadas ocasiones, las condiciones de diseño de ciertos proyectos exigen soluciones complejas que son incompatibles con la simplicidad y uniformidad deseadas en todas las obras. Bajo estas circunstancias, se hace necesario un estudio intensivo de cada una de las situaciones que se plantean. En el presente artículo, se han puesto de manifiesto los retos enfrentados durante la ejecución del Proyecto de Adaptación y Mejora para la Carga de GNL y Carga de Ganado en la Dársena de Escombreras, un proyecto que por su propia concepción requería una atención específica de cada detalle.

Palabras clave: *Retos de construcción, trabajos marítimos, cajones de hormigón.*

La UTE SATO TECOPSA fue adjudicataria de la construcción del Proyecto de Adaptación y Mejora para la Carga de GNL y Carga de Ganado en la Dársena de Escombreras. La obra consistía en la prolongación del atraque Oeste y la transformación de la terminal de GNL adyacente en un muelle de atraque continuo.

El presente artículo describe la complejidad de este tipo de obras, con cajones pequeños y de distintos tamaños, detallando los problemas enfrentados y las diferentes soluciones adoptadas en cada caso.

Tal y como se ha mencionado, la obra consistía en la prolongación del atraque Oeste y la transformación de la terminal de GNL adyacente en un muelle de atraque continuo. El diseño requería la ejecución de dos alineaciones de cajones, una de las cuales debía incorporar la plataforma y los duques de alba existentes en la terminal. La imagen siguiente muestra la situación inicial.



Fig. 1 Estado inicial. Fuente: Google Earth (2020)

Los objetivos de la obra eran diversos. Por un lado, se pretende la creación de un muelle continuo que permita el atraque de un rango de embarcaciones amplio. Por otro lado, se plantea el incremento de la superficie de operación, la renovación del equipamiento y la instalación de nuevos servicios.

El atraque Oeste disponía de una estructura continua de cajones cimentados a la cota -14.00 m mientras que la alineación perpendicular era un atraque discontinuo con cajones de celdas circulares cimentados a la cota -12.5 m. Varios de estos cajones actuaban como duques de alba, siendo estructuras exentas. La protección interior del muelle estaba ejecutada con núcleo de escollera de más de 5 kg, filtro de 100-150 kg y manto de protección exterior de escollera de más de 2 ton.

La solución debía adaptarse a las restricciones anteriores. Ésta se planteó mediante la instalación de 6 cajones de hormigón armado de diversas dimensiones, con un total de 5 tipologías distintas. Además, las obras debían poder mantener en operación la actual instalación de GNL y evitar cualquier tipo de afección a las instalaciones industriales adyacentes.

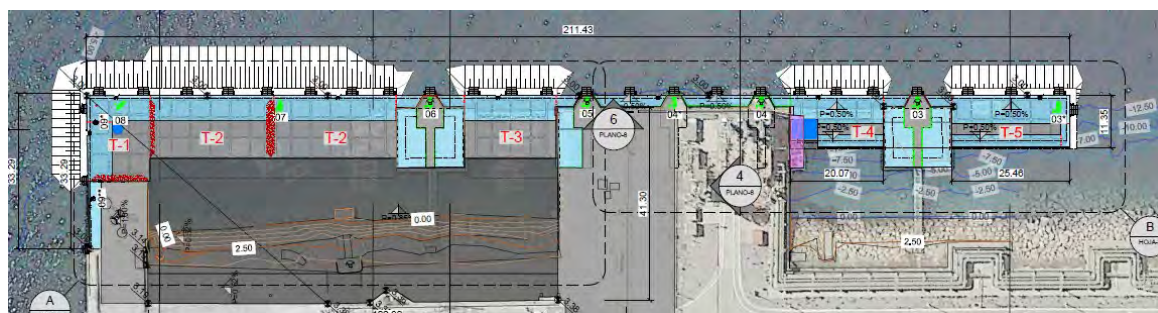


Fig. 2 Esquema en planta de la obra. Fuente: SATO (2020)

La construcción de una obra de esta complejidad presenta un amplio registro de retos enfrentados. A continuación, se resumen aquellos más relevantes:

3.1. Cajones de distintas tipologías

Durante el desarrollo del proyecto, se habían analizado las diferentes alternativas estructurales para la obra. El empleo de cajones de hormigón se mostró como la opción preferente, principalmente por la economía de la

solución y por su menor dificultad constructiva. El diseño final de la obra consideró, por tanto, 6 cajones que abarcan 3 esloras, 2 mangas y 2 puntales distintos.

Una vez iniciada la ejecución, se hizo necesario estudiar las posibilidades de modulación de los encofrados deslizantes de los cajoneros para poder abordar la construcción de las diferentes tipologías manteniendo las ventajas consideradas en la evaluación de alternativas. Con tal objetivo se desarrolló una solución de encofrados modulares que facilitarían la adaptación de los medios a todas las tipologías.



Fig. 3 Manipulación de módulos de encofrados. Fuente: SATO (2020)

Fueron fabricados un total de 5 módulos, con dimensiones de mangas ajustables, permitiendo una adaptación rápida del encofrado durante los periodos entre deslizado de cajones. La manipulación de estos elementos se realizó con grúa telescópica de 300 tons desde el propio muelle. Esta maniobra puede verse en la imagen anterior.

3.2. Problemas de agitación en cajones acopiados

Durante el acopio de los cajones en el muelle se detectó que el periodo propio de oscilación de algunos de los cajones de menores dimensiones coincidía con los existentes en el muelle debido a la agitación de la dársena. El amplio rango de periodos propios cubierto por las diferentes tipologías de cajones hacía que una misma solución fuera válida para unos, pero dejara a otros dentro de la zona de riesgo. Ante esta situación, se hizo necesario estudiar de manera individual el amarre y lastrado de cada uno de ellos para establecer una solución específica para cada cajón.

3.3. Diversidad de juntas entre los nuevos cajones y las infraestructuras existentes

La existencia de distintas geometrías externas en las infraestructuras existentes (plataforma, duques de alba y muelle continuo), hizo necesario desarrollar diversas soluciones para las diferentes juntas entre cajones. Estas soluciones debían permitir dar continuidad al muelle cubriendo diferentes separaciones, alineaciones y posibilidades de acceso. Además, estas juntas deberían actuar, en algunos casos, como soporte para la superestructura, lo que requiere cierta capacidad estructural.

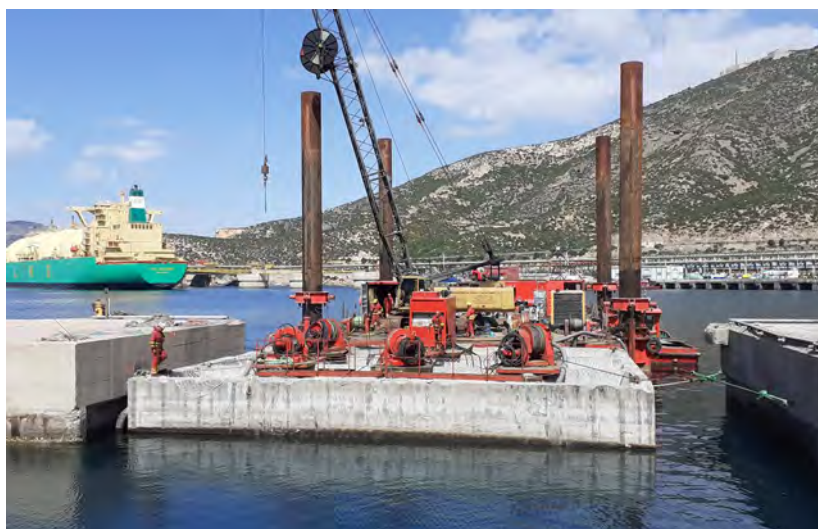


Fig. 4 Fondeo de cajón intermedio. Fuente: SATO (2020)

Entre los cajones 2 y 3 las juntas fueron realizadas con tubos prefabricados de hormigón en el lado mar y bloques ala de gaviota en el lado tierra. En la imagen siguiente puede observarse el proceso constructivo.



Fig. 5 Juntas con bloques prefabricados. Fuente: SATO (2020)

Entre los cajones nuevos y la zona de la plataforma central fueron empleados también este tipo de bloques. La imposibilidad del acceso a parte de la plataforma y la necesidad de evitar afecciones a la balsa lateral de derrames dificultó la ejecución de los trabajos.

Los bloques prefabricados presentaban las siguientes ventajas frente a otras alternativas:

- Facilidad de prefabricación
- Permite su uso en aquellas juntas que no disponen de tetones de cierre
- Permiten ser adaptados a distintos anchos
- Buen cimiento para la posterior superestructura
- Se desarrolló un procedimiento de ejecución con un cálculo específico para garantizar su estabilidad durante los trabajos
- Fácil colocación con buzos

3.4. Diversidad de soluciones para la superestructura

La necesidad de transformar el atraque discontinuo de la terminal existente en un atraque continuo, así como la imposibilidad de acceder al recinto industrial durante los trabajos, hizo necesario desarrollar diversas soluciones para la ejecución de la superestructura que permitieran garantizar esta continuidad en el muelle.

3.4.1. Sección 1 Superestructura sobre cajones nuevos con el muro lado mar alineado con el cantil

La superestructura poseía un vuelo máximo de hasta 1.1 metros y requirió, dada su cota, de anclajes y trepas instaladas con buzos. Los cálculos de estabilidad de este elemento fueron realizados por la Oficina Técnica de SATO y el diseño del encofrado por el proveedor con supervisión de SATO.



Fig. 6 Superestructura sección 1. Fuente: SATO (2020)

3.4.2. Sección 2 Superestructura sobre plataforma y duques de alba existentes con retranqueo

Para superar el voladizo entre soportes de defensas de 6.5 metros, se ejecutó un soporte para el encofrado con vigas HEB apoyadas sobre la estructura existente. La imagen siguiente muestra el esquema del sistema.

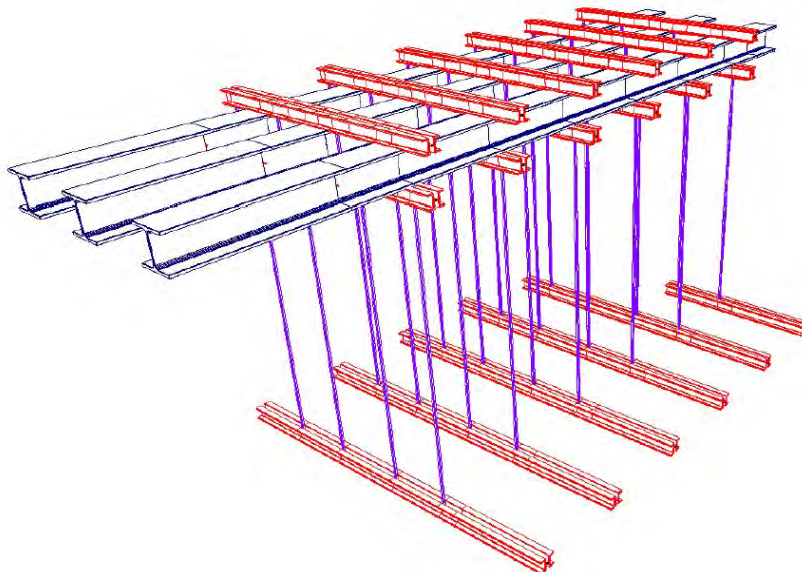


Fig. 7 Superestructura sección 2. Sistema de soporte. Fuente: SATO (2020)

3.4.3. Sección 3 Superestructura en vuelo frente a la zona industrial de acceso restringido

En este caso el voladizo alcanzaba los 13 metros, parte de los cuales no eran accesibles debido a las restricciones existentes sobre la instalación. Se diseñó un soporte continuo y se ejecutó la superestructura en tres puestas diferentes para evitar sobrecargar la estructura.

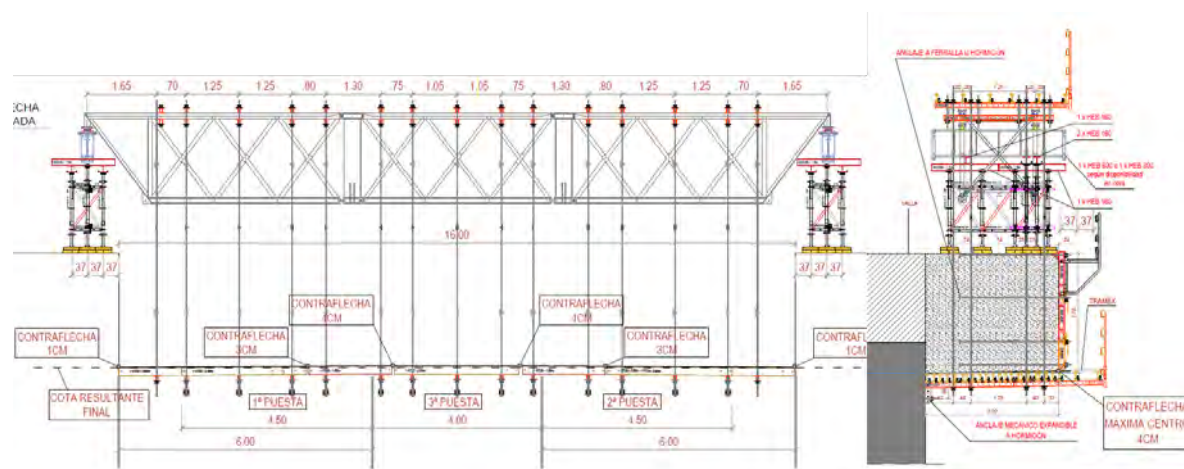


Fig. 8 Superestructura sección 3. Sistema de sujeción. Fuente: SATO (2020)

En los tirantes de soporte se ajustaron las geometrías para genera las contra-flechas necesarias que mantuvieran el fondo plano durante el hormigonado. La imagen siguiente muestra la estructura de soporte sobre el elemento ejecutado.



Fig. 9 Superestructura sección 3. Ejecución de los trabajos. Fuente: SATO (2020)

Los trabajos fueron finalizados alcanzando los objetivos establecidos en el proyecto de ejecución. La infraestructura se encuentra en la actualidad en uso.



Fig. 10 Resultado final de los trabajos. Fuente: SATO (2020)

En determinadas ocasiones, las condiciones de diseño de ciertos proyectos exigen soluciones complejas que son incompatibles con la simplicidad y uniformidad deseadas en todas las obras. Bajo estas circunstancias, se hace necesario un estudio intensivo de cada una de las situaciones que se plantean. En el presente artículo, se han puesto de manifiesto los retos enfrentados durante la ejecución del Proyecto de Adaptación y Mejora para la Carga de GNL y Carga de Ganado en la Dársena de Escombreras, un proyecto que por su propia concepción requería una atención específica de cada detalle.

El desarrollo de encofrados modulares fácilmente adaptables a las diferentes geometrías de los cajones, el diseño de juntas con bloques prefabricados que pueden acomodarse a diferentes tipologías o el análisis específico de los sistemas de cuelgue de los encofrados de la superestructura, son claros ejemplos de esas soluciones hechas a medida e ilustran a la perfección las dificultades enfrentadas en el día a día de una obra de este tipo.

Para SATO, es un orgullo poder presentar el resultado de un proyecto de esta complejidad y exigencia, en el que el esfuerzo y la dedicación de cada miembro del equipo han sido determinantes para lograr la completa ejecución de los trabajos.

Los autores de este artículo desean agradecer su colaboración a las siguientes partes involucradas en el desarrollo del proyecto:

- Autoridad portuaria de Cartagena
- Grupo Tysa
- UTE Muelle GNL

Proyecto de la Ampliación norte del Muelle Sur de Huelva

Project of the North Extension of the South Quay in Huelva

Alfonso Peña^a, Eloy Pita^b y Lucas Martín^c

^aJefe del Área de Infraestructuras, Autoridad Portuaria de Huelva, aplopezpazo@puertohuelva.com ; ^bDirector General, Ingeniería Creativa Pita S.L. (INCREA), epita@increa.eu y ^cIngeniería Creativa Pita S.L. (INCREA), lmartin@increa.eu

Abstract

This paper describes the design carried out for the northern extension of the South Quay in the Port of Huelva. The typical section of the quay is based on a front sheet pile wall anchored to a rear sheet pile wall. It is one of the highest quays in the world built with sheet piles without the collaboration of unloading platforms, which has led to the use of enormous resources. A number of optimisations were made during the design process, resulting in major construction savings.

Keywords: *quay, sheet piles, anchorages*

Resumen

El presente artículo describe el diseño llevado a cabo para de la ampliación norte del Muelle Sur de Huelva. La sección tipo del muelle se plantea mediante una pantalla principal de tablestacas anclada en una pantalla de tablestacas trasera. Se trata de uno de los muelles de mayor altura del mundo contruidos con tablestacas sin la colaboración de plataformas de descarga, lo que ha llevado a emplear medios enormes. Durante el diseño se realizaron una serie de optimizaciones que han supuesto un gran ahorro de construcción.

Palabras clave: *muelle, tablestacas, anclajes*

1. Introducción

El Muelle Sur de la Autoridad Portuaria de Huelva está ubicado en la zona denominada “Puerto Exterior” y se construyó (sobre recintos para material dragado consolidado) en la margen izquierda de la ría de Huelva, cerca de su desembocadura.

En el año 2018, INCREA resultó adjudicataria del Concurso “Asistencia Técnica para la redacción del Proyecto de Ampliación Norte del Muelle Sur”, donde se pretendía ampliar la línea de atraque (finalmente, en una longitud de 525 m) y alcanzar la cota -17,0 m en la fosa de atraque, para dar servicio a grandes buques.

La obra ha sido construida por la empresa Ferroviaria y está próxima a su finalización.



Fig. 1 Representación artística del Muelle Sur y su Ampliación Norte (a la izquierda)

2. Diseño de las obras

La sección tipo del muelle se plantea mediante una pantalla de tablestacas delanteras anclada en una pantalla de tablestacas trasera que permite contener el trasdós formado, en primer lugar, por un material de altas propiedades geotécnicas y, más alejado del cantil, por el relleno del recinto que constituye la explanada de estos muelles. Se han diseñado dos secciones tipo diferentes, en función de la geotecnia de cada zona; esta optimización ha dado lugar a un gran ahorro de costes de construcción a la AP.

2.1. Principales características del muelle

A continuación, se indican las características principales de la obra:

- Longitud: 525 m
- Cota final de dragado de la fosa: -17 m. Anchura final de la fosa de atraque: 60 m
- Secciones tipo: tablestacadas, con dimensiones “record”: 23,5 m de vuelo, por situar coronación a la cota 6,5 m
 - o Tablestacas ancladas en otra fila de tablestacas
 - Sección 1: L=225 m (zona del paleocauce)
 - Sección 2: L=300 m (fuera del paleocauce)
 - Cierre Norte: cierre perpendicular, similar a la sección 2
- Buque de cálculo final: portacontenedores Super Post-Panamax de hasta 9.000 TEU (L=335 m)

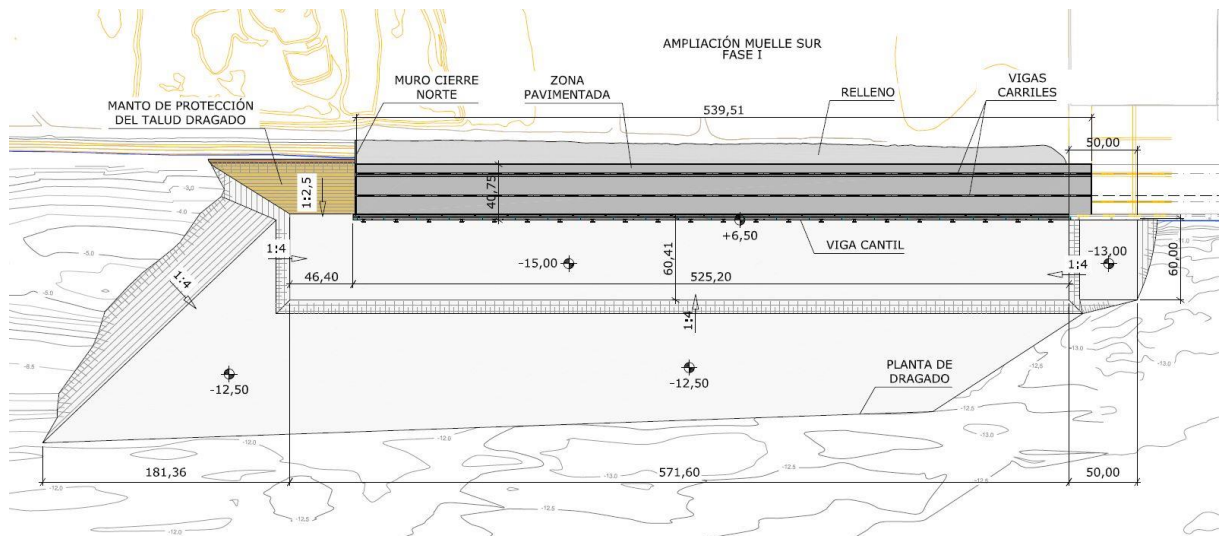


Fig. 2 Planta de las obras antes del dragado a la cota -17. No se incluye el dragado de la canal

2.2. Aspectos singulares del diseño

Las secciones tipo dan lugar a uno de los muelles con mayor altura libre (distancia entre el fondo de la fosa de atraque y la cota del cantil, de 23,5 m) del mundo contruidos con tablestacas sin la colaboración de plataformas de descarga. Ello (unido a la geotecnia de un paleocauce detectado) ha obligado a emplear, en el tramo más desfavorable, los perfiles situados en el rango máximo de los disponibles en la casa comercial ArcelorMittal. Además, las profundidades de hinca de la pantalla principal son muy grandes (alcanzan la cota -30,0 m), por lo que los medios a emplear han sido enormes. Se ha de mencionar que el sismo ha sido condicionante del diseño.

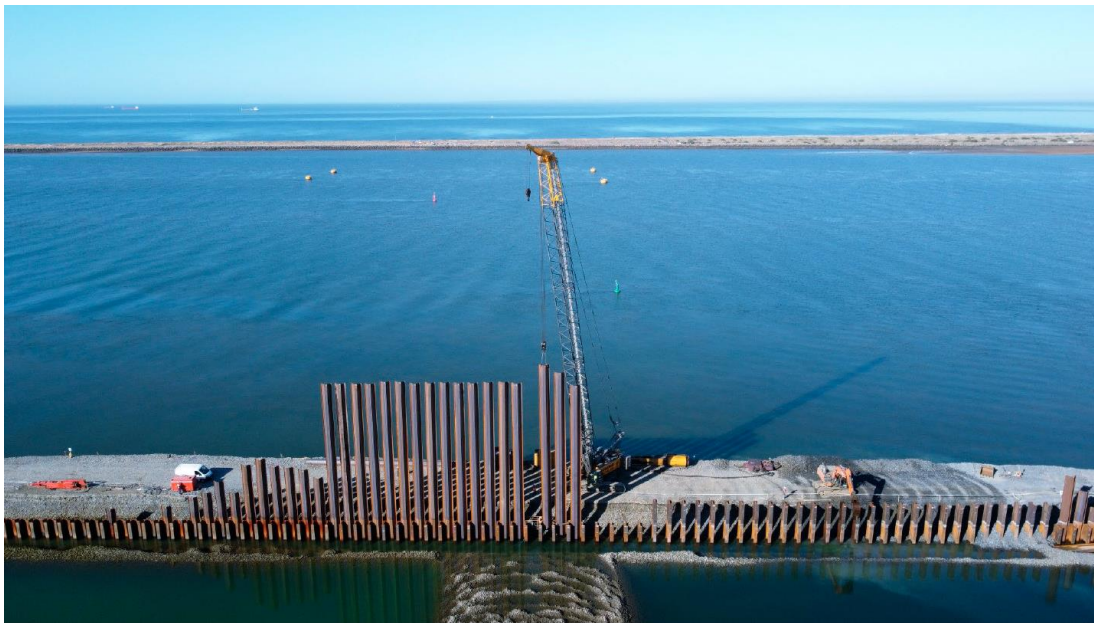


Fig. 3 Hinca de las tablestacas

2.3. Principales acciones y cargas

2.3.1. Sobrecarga de operación

De acuerdo con la ROM 2.0-11, los muelles de contenedores se deben diseñar teniendo en cuenta una sobrecarga de estacionamiento en el área de operación de $q_{op} = 20 \text{ kN/m}^2$ y de sobrecarga de estacionamiento en el área de almacenamiento de $q_{op} = 60 \text{ kN/m}^2$.

Estos muelles también deben contemplar una grúa portacontenedores tipo 17-19 según la ROM 2.0-11.

La anchura del área de operación es de 52 m, de modo que las sobrecargas de almacenamiento se sitúan muy alejadas de la pantalla del muelle y no condicionan su diseño.

Con el objeto de que, en el futuro, este muelle pueda ser utilizado para otros usos la Autoridad Portuaria de Huelva decide considerar una sobrecarga de operación de $q = 30 \text{ kN/m}^2$ y una sobrecarga de almacenamiento de $q = 100 \text{ kN/m}^2$.

2.3.2. Sismo

Se ha incorporado el sismo al diseño del muelle porque se trata de una construcción de importancia especial localizada en una zona con una aceleración sísmica básica de $a_b=0,10g$, de acuerdo con la NCSE-02.

Así pues, se consideran las siguientes aceleraciones sísmicas básicas:

Condiciones de Trabajo	Periodo de retorno	a_b
CT3,31	50 años	0,043g
CT3,32	500 años	0,10g

Tabla 1 Aceleraciones sísmicas básicas consideradas

2.3.3. Buque de diseño

La Autoridad Portuaria de Huelva tiene previsto incrementar el calado en la Canal de navegación a medio plazo. Por ello, la estructura del muelle se ha diseñado para permitir la entrada futura de buques Super-Post Panamax de 9.000 TEUs. De acuerdo con la ROM, se considera que este buque tiene un desplazamiento de 172.000 t, una eslora total de 352 m, una manga de 45,6 m y un calado de 14,80 m.

2.3.4. Carrera de marea

De acuerdo con la ROM 2.0-11 y los niveles registrados por el mareógrafo de Huelva, se considera como nivel más alto +5,52 m y como nivel más bajo -0,3 m.

2.4. Terreno

El terreno está formado principalmente por tres niveles geológicos por debajo del relleno:

- Nivel I. Fangos, Arenas limosas y Arcillas arenosas. Cuaternario
- Nivel II. Unidad Detrítica continental: Arenas y gravas marrones. Plio-cuaternario
- Nivel III. Unidad Detrítica marina: Arenas limosas grises. Terciario

El perfil longitudinal del terreno a lo largo de la alineación del muelle es bastante uniforme, aunque interrumpido por la presencia de un paleocauce cuaternario perteneciente a un afluente de la ría, relleno de materiales granulares y cohesivos alternos, situado en la zona de conexión con el actual muelle Sur (ver siguiente figura). La presencia del paleocauce hace que sea necesario emplear, en este tramo, unas tablestacas con una capacidad superior a la del resto del muelle.

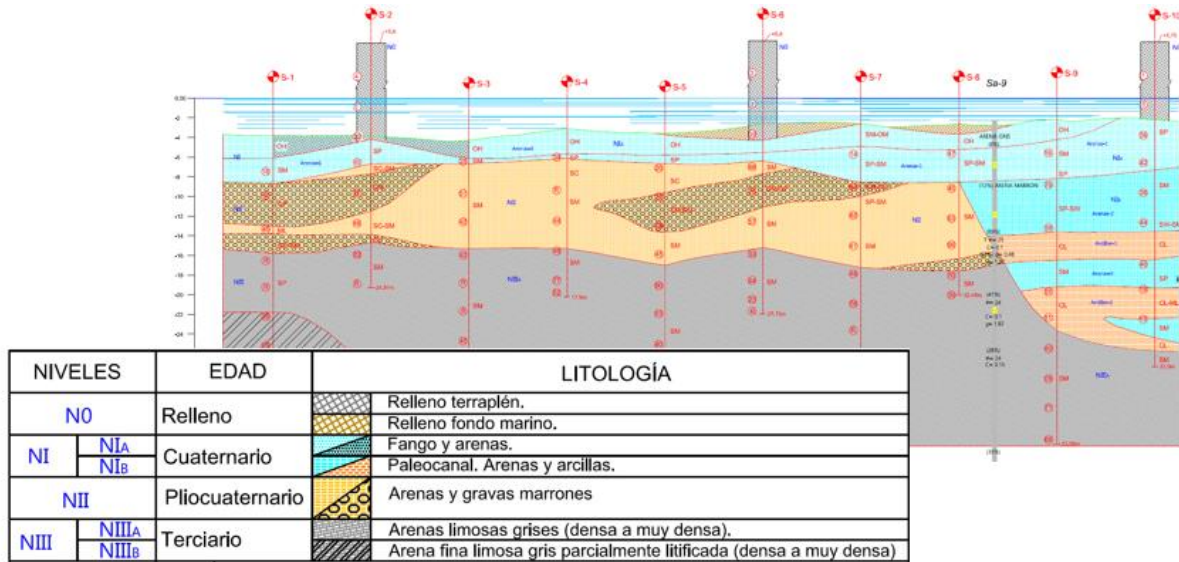


Fig. 4 Perfil geotécnico. El muelle se sitúa entre los sondeos S-5 y S-10. El paleocauce se muestra en el lado derecho

2.5. Secciones tipo: pantallas de tablestacas

Como consecuencia de la caracterización del terreno, en la que se distinguen dos perfiles estratigráficos tipo, se obtienen dos secciones tipo de pantallas:

- **Sección tipo 1:**

Longitud: 225 m (zona del paleocauce)

La pantalla principal: perfiles dobles HZ 1180M D-26 / AZ 26

Cota de coronación de la pantalla: +3 m

Perfiles HZ hincados hasta la cota -30 m

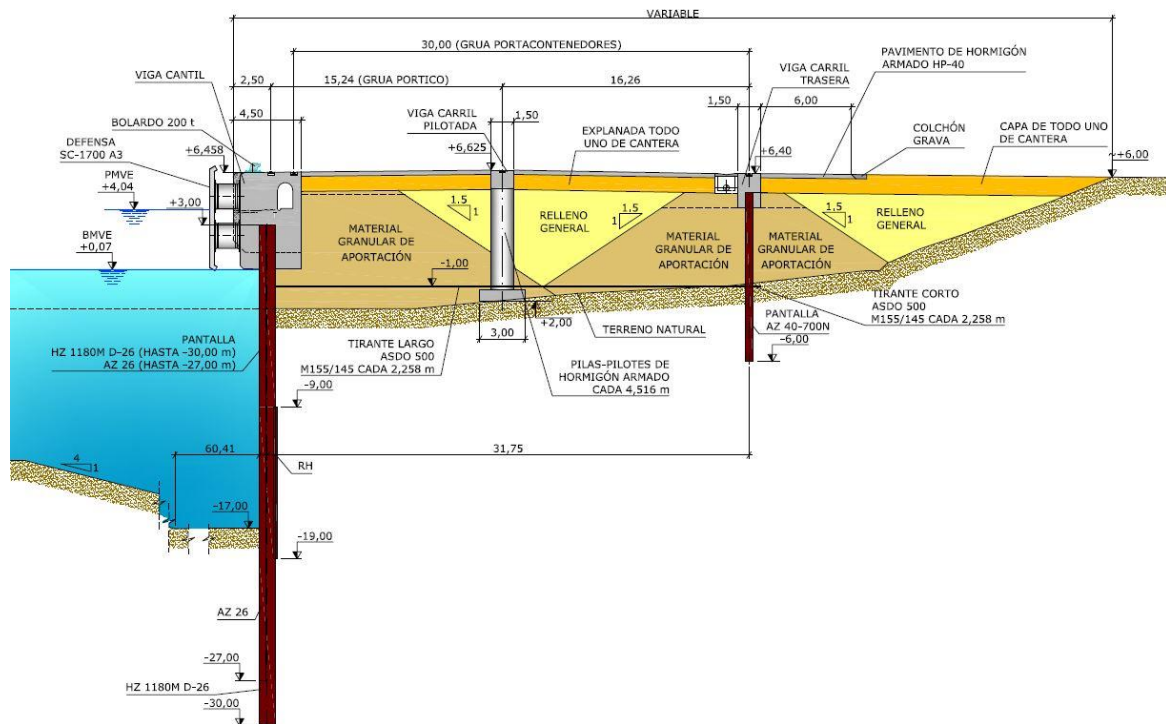


Fig. 5 Sección tipo 1 del muelle de proyecto

- **Sección tipo 2:**

Longitud 300 m

La pantalla principal: perfiles HZ 1180M D-14 / AZ 28-700

Cota de coronación de la pantalla: +3 m

Perfiles HZ hincados hasta la cota -26 m

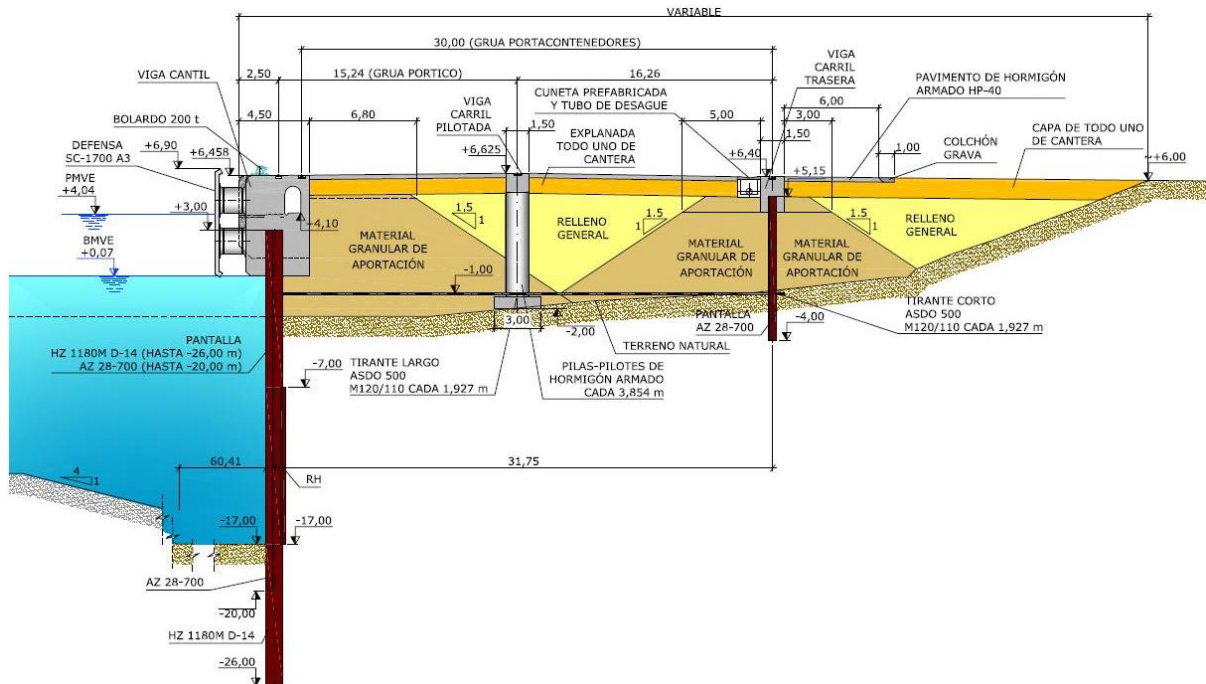


Fig. 6 Sección tipo 2 del muelle de proyecto

La pantalla del cierre norte (cierre perpendicular) emplea los mismos módulos que la sección tipo 2, con longitudes más cortas según va disminuyendo el desnivel de tierras a salvar.

La **viga cantil** se ejecuta sobre la pantalla principal, quedando las tablestacas embebidas en ella. Las tablestacas de la pantalla de anclaje también quedan embebidas en la viga carril trasera, que corona a la cota +6,40 m.

Los perfiles HZ son de acero S 430 GP mientras que los perfiles AZ son de acero S 355 GP.

Se plantea perforar la pantalla delantera en su zona alta entre las cotas -1,43 m y +1,12 m para drenarla y, así, disminuir las cargas hidrostáticas sobre la tablestaca. Para evitar la migración de finos, en dicha zona y en la cara interna de la tablestaca, se adosaría un geotextil.

Las figuras siguientes describen las plantas de los módulos de pantallas proyectados, tanto para la sección tipo 1 como para la sección tipo 2.

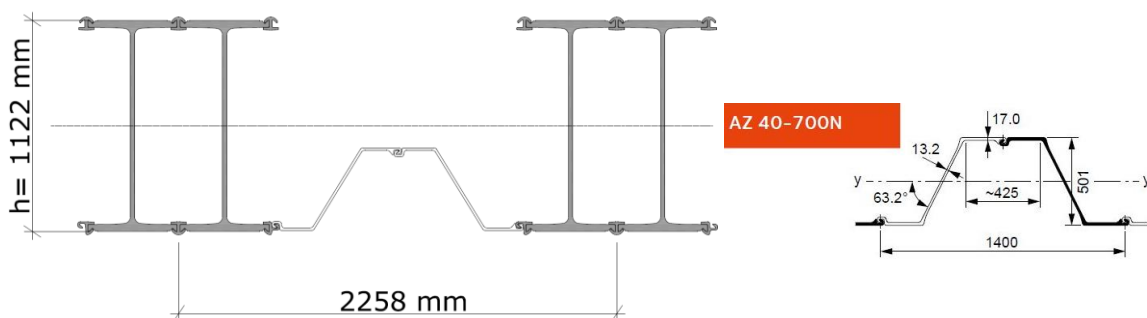


Fig. 7 Detalle del perfil de la tablestaca principal de la sección 1 de la tablestaca trasera (derecha) de la Sección 1

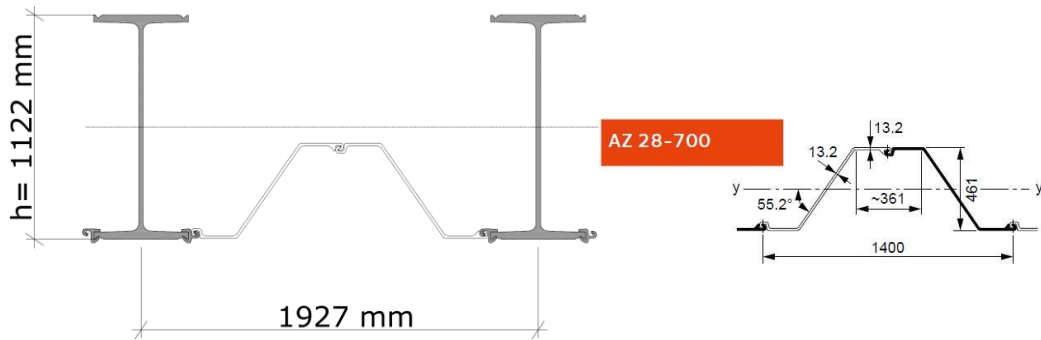


Fig. 8 Detalle del perfil de la tablestaca principal de la sección 2 de la tablestaca trasera (derecha) de la Sección 2

La **Sección tipo** finalmente **construida** sufre algunos cambios, tales como:

- Finalmente, por la evolución de las grúas, no hace falta dar servicio a la grúa pòrtico. Ello permite suprimir el carril central y, por tanto, la pila-pilote intermedia.
- Se colocan conectores en la parte superior de los perfiles de la tablestaca delantera para mejorar la adherencia con el hormigón de la viga cantil.
- El trasdós está formado por un solo material.
- Las tablestacas no se perforan.
- La altura de la tablestaca trasera de la segunda sección tipo se iguala a la primera.

2.6. Anclajes

Ambas pantallas están unidas por unos **tirantes** de grandes dimensiones, convenientemente anclados en ambas pantallas. Para no generar esfuerzos de flexión en los mismos, cada tirante está dividido en cuatro tramos articulados entre sí, por lo que se colocan tres rótulas intermedias.

Cada sección tipo dispone de un anclaje distinto:

- Sección tipo 1:

Tirante modular articulado modelo ASDO 500 M155/145 cada 2,258 m

Cota del anclaje: -1 m

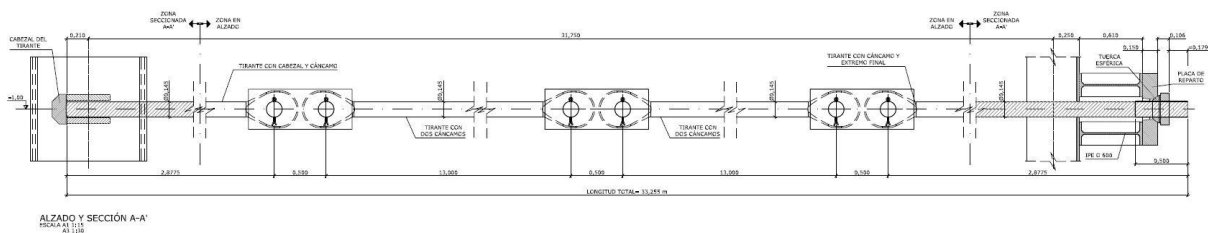


Fig. 9 Alzado de los tirantes de la Sección tipo 1

- Sección tipo 2:

Tirante modular articulado modelo ASDO 500 M120/110 cada 1,927 m

Cota del anclaje: -1 m

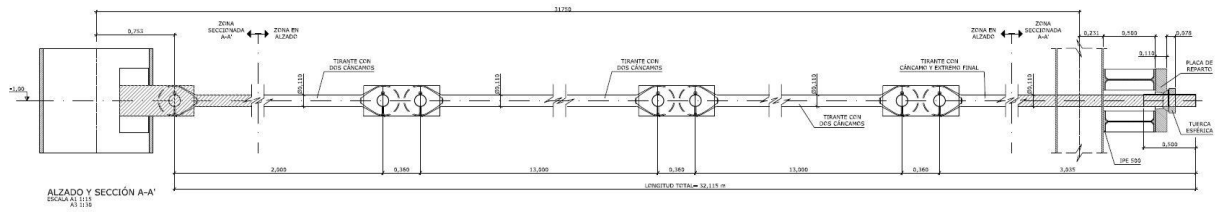


Fig. 10 Alzado de los tirantes de la Sección tipo 2

- **Cierre norte:**

Tirante modular articulado modelo ASDO 500 M120/110 cada 1,927 m

Cota del anclaje: -0,50 m

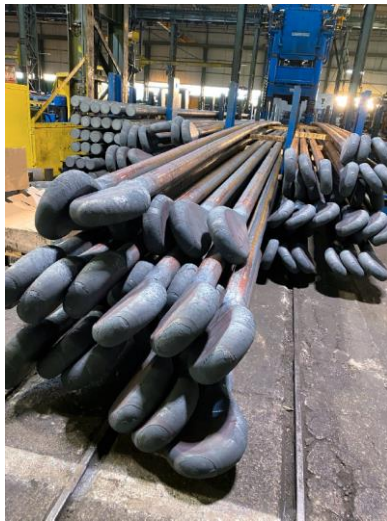


Fig. 11 Fabricación de los anclajes (izquierda) y pieza para alojar los anclajes en la tablestaca principal (derecha)

2.7. Protección contra la corrosión

La protección contra la corrosión a lo largo de la vida útil se consigue dándole un sobre-espesor a los elementos metálicos.

2.8. Viga cantil

La superestructura de la tablestaca principal está formada por una viga cantil de hormigón armado coronada a la cota +6,50 m en su cara interna. Las dimensiones de la viga cantil son de 4,50 m de anchura y 5,30 m de altura en su sección corriente.

La cara superior tiene una pendiente descendiente hacia el mar del 1%.

Las defensas, bolardos, escaleras y carriles de las grúas se instalan en la viga cantil. Más adelante se describen con mayor detalle.

Delante de las defensas, la anchura se reduce a 4,05 m para permitir la ubicación de las mismas, manteniendo el frente de las defensas en el mismo plano que el de las defensas colocadas en el muelle existente. Además, se ha recrecido el tamaño del frente, hacia abajo, con un faldón, para permitir recibir a cualquier tamaño de defensas.

No se ha mantenido la anchura más delgada de la viga cantil en toda la longitud, ya que ello impediría la colocación de los bolardos: al ser tan grandes, invadirían el espacio destinado a carriles.

La viga cantil tiene una galería de servicios, convenientemente drenada y con accesos cada 24 m.

Los carriles se sitúan en prolongación recta de los carriles del muelle existente, (con una capacidad mayor, para tener en cuenta las nuevas cargas).

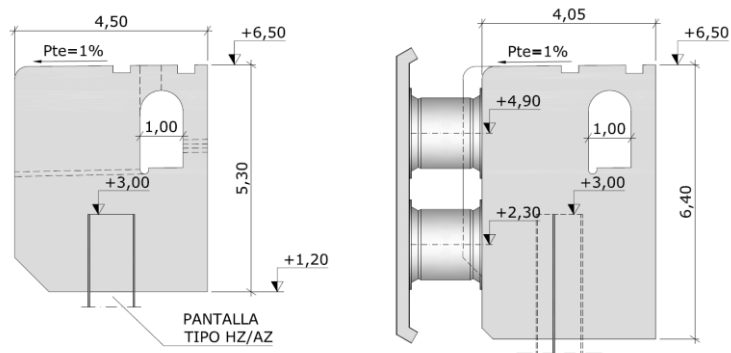


Fig. 12 Alzado de la viga cantil con y sin defensa

2.9. Defensas

Como resultado de los cálculos, se llega a la conclusión de que es necesario instalar defensas dobles, formadas por **dos** cilindros de caucho tipo **SC-1700 A3** colocadas en paralelo **con escudo**. El escudo tiene unas dimensiones mínimas de 6,50 m de altura y 3,20 m de anchura, sin tener en cuenta los bisel superior e inferior.

La distancia entre defensas es de **24 m**. Se han colocado a la mayor cota posible sobre el frontal de la viga cantil. No es prácticamente posible recrecer la viga cantil hacia arriba porque se afectaría al paso de los carriles.



Fig. 13 Escudos de las defensas acopiados en obra

2.10. Bolardos

Se han considerado **bolardos de 200 t cada 24 m**, manteniendo así la distancia entre bolardos del Muelle Sur.

El firmante de este Proyecto habría deseado colocar bolardos de 300 t, ya que, con un ligero sobrecoste, se reduce el riesgo de roturas, sin amenazar la integridad de la estructura, que se ha dimensionado para una carga mayor, por el efecto del sismo. Sin embargo, Puertos del Estado ha considerado que la capacidad de 200 t es más que suficiente.

La ubicación no coincide con la de las defensas, dado que, por su elevado tamaño, no cabrían sobre el estrechamiento, sin afectar al carril existente.



Fig. 14 Bolardos antes de su instalación

2.11. Pavimento

En la zona de operación, definida a partir de la línea cantil hasta 40,75 m lado tierra, se proyecta un pavimento portuario de **hormigón armado HP-40**; con espesor de **0,28 m** ejecutado sobre una **explanada** formada por un todo uno de cantera con espesor de **1 m**.

A partir de 6,75 m por detrás del carril trasero de la grúa portacontenedores; donde termina el alcance del pavimento portuario proyectado (límite de los 40,75 m) se proyecta la superficie con una terminación provisional a base de una capa de 1,25 m de espesor de material **todo uno de cantera** y cuya coronación coincida con la de la zona pavimentada, para facilitar su uso de forma provisional. El primer metro de esta zona se ejecuta con un material drenante (grava) que recoja las aguas que discurren por este tramo de pavimento.

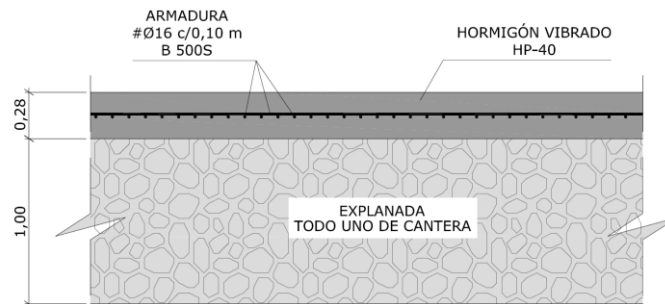


Fig. 15 Detalle del firme

2.12. Drenaje

El drenaje de las aguas pluviales será semejante al del muelle existente, con pendientes del entorno del 1% en el pavimento y recogida del agua en un sistema lineal de cunetas y colectores de drenaje.

Para evitar que el flujo del agua pueda verse interrumpido por el carril trasero de la grúa pórtico, no se ha mantenido la misma alineación para la limatesa, desplazándose ésta hasta la nueva posición del carril.

Antes del vertido a la ría, se coloca una arqueta separadora de grasas, que, a la vez, hace la función de desarenador. Ello exigirá cierto mantenimiento, vaciándola de grasas y arena; cuya periodicidad dependerá de la naturaleza del material acopiado en la superficie del muelle.

En relación con la pendiente de la zona de pavimento situada en el extremo tierra, se ha pensado que dicha pendiente sea descendiente hacia tierra, dado que, de este modo, el carril trasero de la grúa portacontenedores no hace de obstáculo a su fluir.

En la siguiente figura se muestra un esquema de la planta de drenaje.

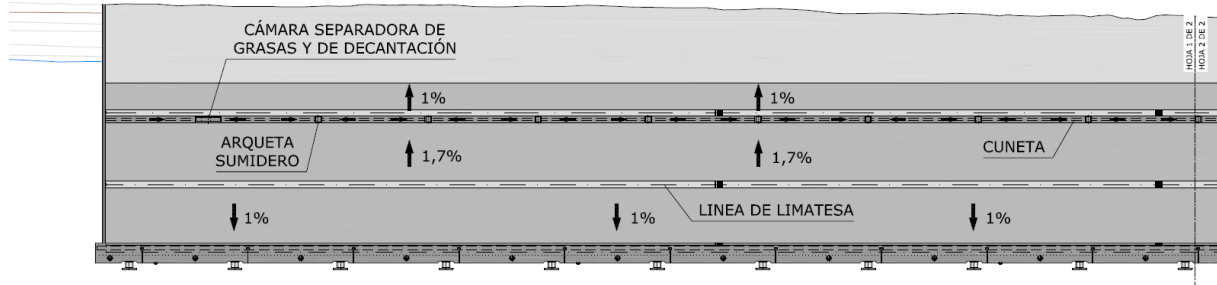


Fig. 16 Planta de drenaje

2.13. Caracterización del material de dragado

El material a dragar en este Proyecto está englobado dentro de las categorías A y C, el cual será vertido en los recintos de la Autoridad Portuaria.

2.14. Señalización marítima

Los cambios de señalización marítima resultantes del Proyecto son:

- Traslado del espeque situado en el extremo norte del muelle existente hasta el extremo norte del nuevo muelle.
- Traslado de la boya 15 hacia el norte, para delimitar el límite de la nueva zona dragada y su intersección con el canal principal.

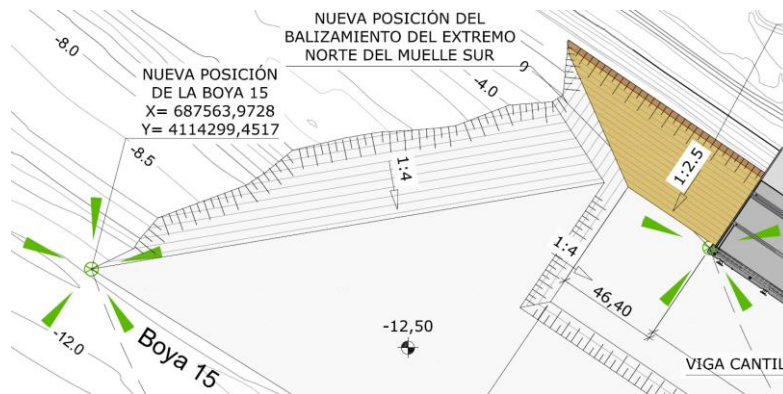


Fig. 17 Planta de la nueva ubicación de la señalización marítima

2.15. Mediciones principales

Las mediciones principales involucradas en el Proyecto se muestran a continuación:

- Dragado (fosa más acceso a la canal), tipo A y tipo C: 1.240.000 m³ (total hasta última fase)
- Tablestacas: 8.1 M kg
- Motas hinca tablestacas: 161.000 m³
- Relleno general: 52.516 m³
- Defensas: 22 unidades dobles SC-1700 (calidad A3)
- Bolardos: 22 unidades

3. Sensibilidad de la sección tipo a la geotecnia y a agentes

Es de destacar que el hecho de proyectar dos secciones tipo diferentes, en función de las condiciones geotécnicas de cada zona, permite una gran reducción de costes respecto de la alternativa de mantener la sección tipo pésima a lo largo de toda la longitud.

Además, a lo largo del diseño, se redujo la sobrecarga de operación desde 50 kN/m² a 30 kN/m²

Estas dos medidas han dado lugar a un ahorro de costes de construcción para la AP de más de 10 millones de euros.

4. Conclusiones

Los muelles de tablestacas son una solución muy ventajosa cuando no se quiere afectar a elementos situados en las inmediaciones.

Increa diseñó una solución de muelle de tablestacas récord en altura de tierras sin plataforma de descarga, utilizando el perfil de tablestacas de mayor capacidad resistente de catálogo y de mayor longitud.

La ejecución de una campaña geotécnica detallada y el diseño de diferentes secciones tipo adaptadas a la naturaleza del terreno en cada tramo han supuesto un enorme ahorro de construcción. Increa siempre ha sostenido que invertir en ingeniería tiene un impacto notable en la reducción de costes de construcción.

El muelle descrito supone una gran innovación por llevar las dimensiones y cargas a los límites máximos de la experiencia mundial, lo cual permitirá dar servicio a mayores buques, con los beneficios medioambientales que aportan las pantallas de tablestacas.

Referencias

PEÑA LÓPEZ-PAZO, A. (2022). Ampliación norte del Muelle Sur. *Revista del Ministerio de Fomento*, ISSN 1577-4589, N° 721, 2022, p. 56-69.

PITA OLALLA, E. (2014). Nuevo puerto pesquero en Nouadhibou, Mauritania. El reto de la internacionalización de la ingeniería española. *V Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas (Bilbao)*.

PITA OLALLA, E. (2016). Paper 33 – Cómo adaptar las terminales portuarias al incremento de tamaño de los buques. *IX Congreso Argentino de Ingeniería Portuaria (Buenos Aires)*.

PITA OLALLA, E. (2016). Diseño estructural de elementos de hormigón de gran volumen: espaldones y vigas cantil. *XIII Jornadas Técnicas de Jóvenes Profesionales de la Asociación Técnica de Puertos y Costas (Sevilla)*.


PITA OLALLA, E. (2016). La trascendencia de la ingeniería portuaria. *XXVI Seminario Internacional de Puertos, Vías Navegables, Transporte Multimodal y Comercio Exterior (Buenos Aires, Argentina)*.

PITA OLALLA, E. (2019). Cuatro ejemplos del uso de tablestacas en muelles portuarios. *Jornada Técnica de Tablestacas de Acero (ETSICCPM, Madrid)*.

Acondicionamiento y acceso a la Cetárea de Sarridal en Cedeira (A Coruña)

Refurbishment and entry pathway of the old shellfish farm on Sarridal (Cedeira)

Carlos Gil Villar^a, Jezabel Enriquez Castro^b, Javier S. Puertas Mosquera^c y Rafael Eimil Apenela^d

^a Director de las Obras (Demarcación de Costas en Galicia, Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, , <https://orcid.org/0000-0001-5200-6955>, cgil@miteco.es); ^b Autora del Proyecto; ^c Jefe de Obra (TRAGSA, Jpuerta1@tragsa.es); ^d Ingeniero-Jefe. (Demarcación de Costas en Galicia, Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, Reimil@miteco.es).

How to cite: Carlos Gil Villar, Jezabel Enriquez Castro, Javier S. Puertas Mosquera y Rafael Eimil Apenela mayo 2022. Acondicionamiento y acceso a la Cetárea de Sarridal en Cedeira (A Coruña). XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022.

Abstract

Refurbishment of the old shellfish farm on Sarridal (Cedeira) is one of the most significant heritage restoration actions in the Coastal Domain carried out in the province of A Coruña by the Coastal Administration (MITECO). This installation is regarded as an important vestige of ancestral economic activity that gives its name to the town. It has been fully restored, including the improvement of its access ways, interpretation areas and a viewpoint over the estuary. It is a didactic example that allows us to learn about the activity that was carried out in the past, the fauna of this coastal strip, and the parallel evolution of human activity..

Keywords: shellfish farm, heritage restoration, coastal domain, Cedeira, Actions on the Coast, environmental restoration, MITECO, dirección general de la costa y el mar

Resumen

La restauración de la Cetárea de Sarridal en Cedeira es una de las actuaciones de restauración patrimonial en Dominio Público Marítimo Terrestre más significativas realizadas en la provincia de A Coruña por la Dirección General de la Costa y el Mar (MITECO). Esta instalación constituye un importante vestigio de una actividad económica ancestral que da nombre a la villa. Se ha realizado una restauración integral de la misma, incluyendo el acondicionamiento de los accesos, áreas de interpretación y mirador sobre la ría y constituye un ejemplo didáctico que permite conocer la actividad que se desarrollaba en otros tiempos, la fauna de esta franja litoral y la evolución paralela de la actividad humana.

Palabras clave: Cetárea, Patrimonio, Dominio Público Marítimo Terrestre, Cedeira, Actuaciones en la Costa, restauración ambiental, MITECO, dirección general de la costa y el mar.

1. Introducción

La antigua cetárea de O Sarridal se localiza en el Término Municipal de Cedeira, en la costa norte de la provincia de A Coruña. Dicha estructura se encuentra en el entorno de gran valor patrimonial, situada en la Punta do Sarridal, próxima al del Castro do Sarridal y al Castillo de la Concepción. Esta instalación constituye un importante vestigio de una actividad económica ancestral cuya finalidad era la cría de marisco y mantener vivos los crustáceos hasta ser consumidos. Esta se encontraba totalmente abandonada, parcialmente destruida y sin un acceso adecuado a la misma. La Demarcación de Costas de Galicia (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, MITECO) realizó este ambicioso proyecto para poner en valor esta instalación situada en Dominio Público Marítimo-Terrestre, con la restauración de la misma, el acondicionamiento del acceso, y así evitar un mayor deterioro, encargando la realización de los mismos a la empresa pública TRAGSA. Esta actuación fue iniciada a finales de 2021 y finalizada en el primer semestre de 2022 y ha supuesto una inversión total de 374.649.58 € realizada por la Dirección General de la Costa y el Mar (MITECO).



Fig. 1 Situación inicial y final de la Cetárea. Fuente: MITECO (2022)

Una vez restaurada, estas instalaciones constituyen un ejemplo didáctico que permite conocer la actividad que se desarrollaba en otros tiempos, los ecosistemas litorales y la evolución paralela de la actividad humana y sus valores etnográficos.

2. Condicionantes

La complejidad de ejecución de la obra debido a tres factores:

- Dificultad de acceso por vía terrestre y marítima por la aislada ubicación y morfología de la costa
- Ciclos de trabajo reducidos dado que solo se puede trabajar en el interior de la cetárea en periodos de Bajamar
- Las condiciones climáticas en el interior de la ría han generado discontinuidad en las jornadas de trabajo, disminuyendo el rendimiento esperado.

3. Principales actuaciones

Dependiendo de daños detectados se diseñó un proceso de restauración cuyas principales líneas de actuación se describen a continuación:

3.1. Acondicionamiento de accesos y trabajos previos

Estabilización del talud. Tras una limpieza de la vegetación presente y de los pequeños materiales pétreos sueltos, se procedió a la estabilización del mismo mediante la instalación de mallas ancladas al terreno, que eviten la caída de rocas y otros materiales sobre el acceso a la cetárea a realizar a los pies del mismo. Después de los estudios de estabilidad correspondiente se instala una malla de triple torsión, formada por alambre

galvanizado de 2,7 mm con protección de PVC y apertura hexagonal de 80/100 mm. para mejorar la durabilidad ante el ambiente marino. Se priorizó la colocación de estos elementos de protección para garantizar unas condiciones seguras durante la realización de los trabajos



Fig. 2 Colocación de malla protectora del talud. Detalle de fijación. Fuente: MITECO (2022)

Implantación de medios en la obra. La principal complejidad de esta actuación fue el poder transportar los materiales y maquinaria a la zona de trabajo, dado que no había acceso rodado ni a la cetárea ni a la coronación del acantilado. Por otro lado era inviable realizarlo al necesitar para su ejecución la ocupación del castro de Sarridal, actualmente en proceso de excavación arqueológica. Por ello hubo que disponer de medios marítimos por medio de buques con grúas que solo eran operativas en determinadas condiciones de pleamar. Además, se instaló una tirolina en el alto del acantilado que podía transportar hasta un máximo de 1000 kg. Esta complejidad obligó a que gran parte de las unidades de obra debieran realizarse “in situ”, como el hormigones, morteros y estructuras.

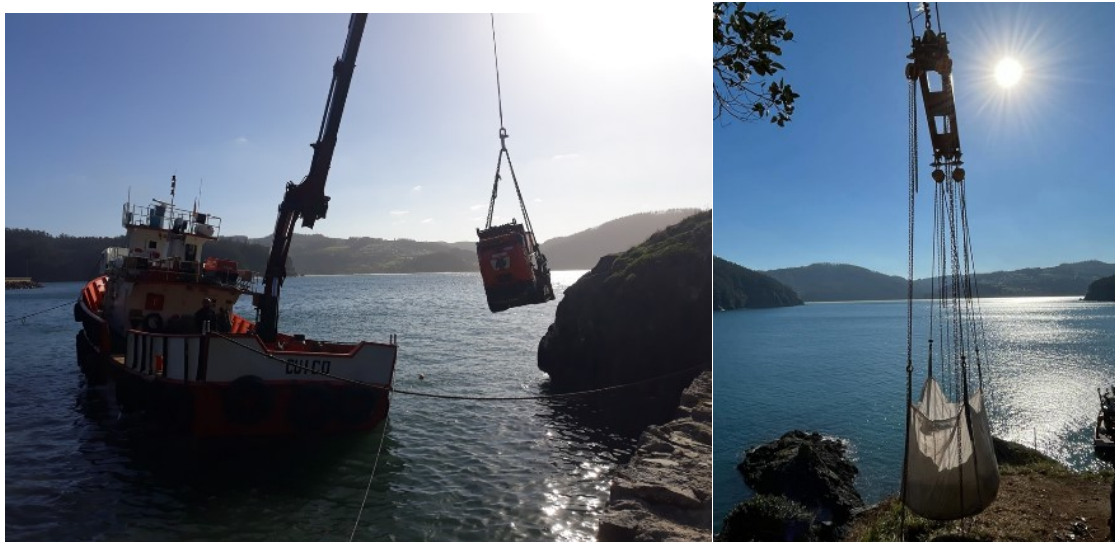


Fig. 3 Implantación de medios marítimos y colocación de tirolina de carga. Fuente: MITECO (2022)

Acceso peatonal. A partir de la escalera de madera de acceso a la Playa de Sonreira, se planteó un acceso a la cetárea a través del acondicionamiento de un sendero que bordeará la línea costera. Éste se realizó mediante la recolocación de las rocas existentes, de forma que su trazado se adaptó totalmente al entorno con un ancho medio de 1,2 m.



Fig. 4 Acondicionamiento de acceso peatonal con senda de piedra del litoral. Fuente: MITECO (2022)

3.2. Acondicionamiento de la cetárea

Se realizó la restauración de la antigua cetárea. Ésta comprenderá las siguientes actuaciones:

Dragado de la arena acumulada en el interior de la cetárea y eliminación de sedimentos, restaurando las piscinas originales. En el interior se acumulaba más de 2 m. de altura de arena que se había depositado a lo largo de estas últimas décadas. Para su extracción y dragado se dispuso de equipos de bombeo manipulados por buceadores que permitían evacuar las arenas hacia la pequeña cala de Sonreiras.

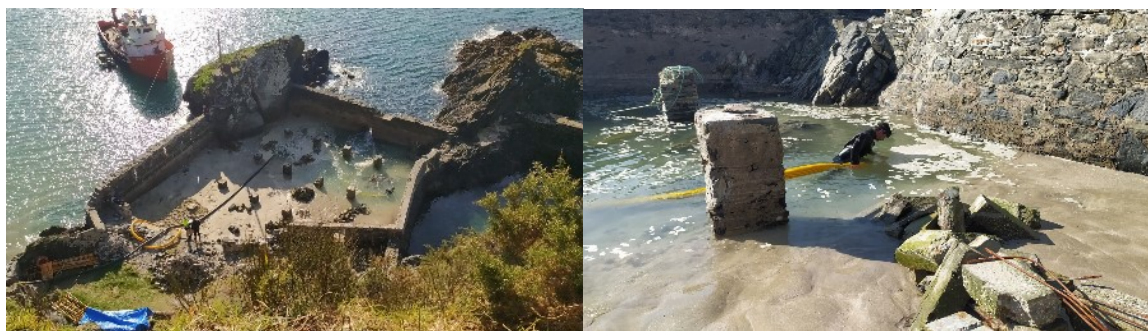


Fig. 5 Dragado de arena con bomba para arena y equipos subacuáticos. Fuente: MITECO (2022)

Una vez retirada una gran parte de arena por este método, se sellaron las fugas que se producían en las grietas de los muros. Después se colocaron unas bombas de agua permitiendo de esta manera el mantenerlo seco gran parte del tiempo y acceder con una mini-pala a su interior. Con esta maquinaria se retiraron residuos de la antigua cubierta y los restos de demoliciones, intruciendo en “big-bags” para su traslado a un gestor autorizado.



Fig. 6 Dragado con mini-pala y transporte residuos a gestor. Fuente: MITECO (2022)

También se procedió a la eliminación de los bloques de hormigón y ladrillos presentes en la fachada y que no forman parte de la estructura original. Los paramentos originales fueron repicados y recebados con un mortero resistente al ambiente marino con una coloración semejante a la mampostería utilizada. Las antiguas ventanas de barrotes fueron sustituidas por otras similares dimensiones de acero inoxidable con un tratamiento superficial.



Fig. 7 Repicado y recebado con mortero de muros y restauración de rejas. Fuente: MITECO (2022)

Se realizó la reconstrucción de la estructura y cubierta original respetando la tipología constructiva original, de este tipo de instalaciones. Se reforzó la estructura con vigas en diagonal con el objeto de transmitir los esfuerzos y cargas de los pilares hacia los muros.

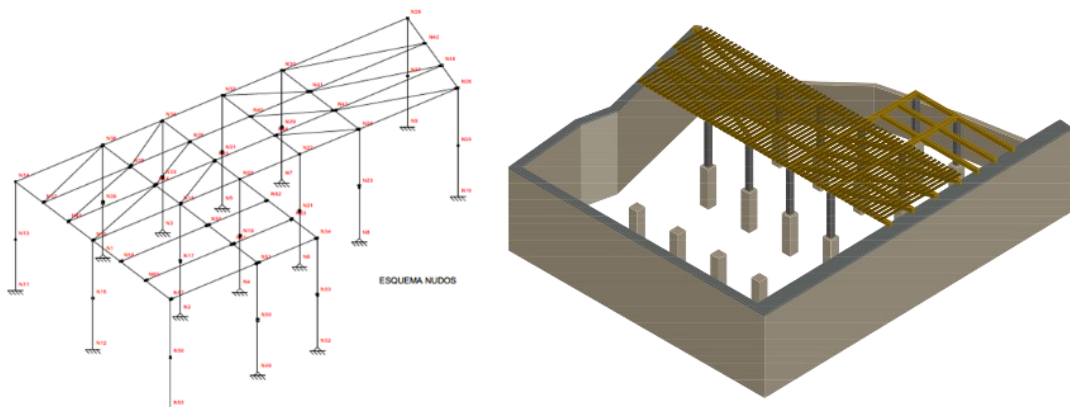


Fig. 8 Esquema de estructura de cubierta e infografía. Fuente: MITECO (2022)

Las columnas interiores que soportan la cubierta donde inicialmente el proyecto tenía previsto realizar pequeñas reparaciones, observó que tenían graves defectos estructurales causados por los últimos temporales,

por ello hubo que proceder a una laboriosa reconstrucción que incrementó el plazo y coste de construcción. También fue necesario implementar un zuncho de hormigón coloreado por la cara superior del muro para evitar su erosión.

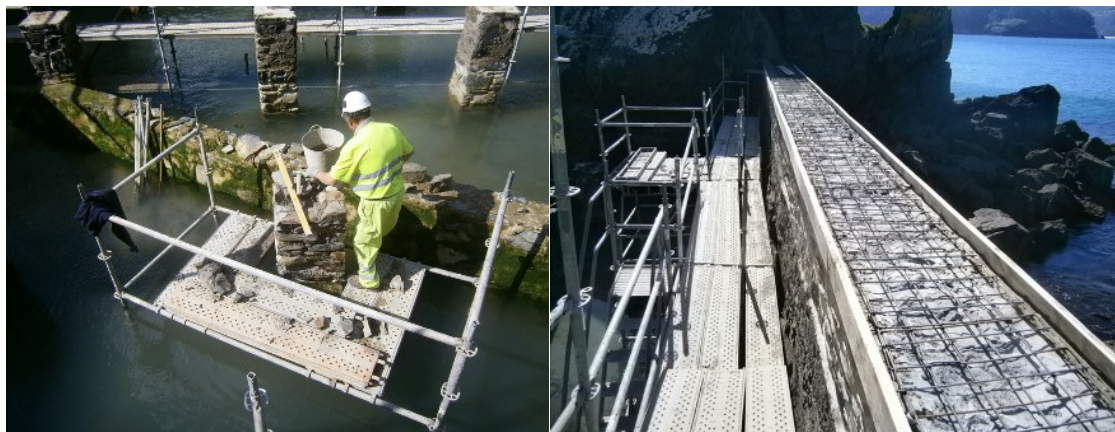


Fig. 9 Reparación estructural de pilares y muro perimetral. Fuente: MITECO (2022)

Se realizó una reconstrucción de la cubierta original respetando la tipología constructiva utilizada en este tipo de instalaciones. Además, se hizo una restauración de la maquinaria antigua existente procediendo al chorreado de arena y repintado de las grúas y mecanismos mecánicos.



Fig. 10 Reconstrucción de cubierta de madera. Fuente: MITECO (2022)

También se colocaron barandillas de acero y cartelería informativa para restringir el acceso a las zonas peligrosas o al interior de la misma.



Fig. 11 Detalles constructivos de barandillas y cartelería disuasorias y maquinaria. Fuente: MITECO (2022)

3.3. Otras actuaciones

Se realizaron otras actuaciones en la zona como:

- El acondicionamiento de la explanada anexa con la demolición de muros y elementos que no pertenecen a las instalaciones.
- Colocación de bancos de madera y mesas y paneles indicativos e interpretativos.
- Instalación de barandillas de protección en lo alto del acantilado de modo que se crea un mirador que facilite una visión global del conjunto de las instalaciones.



Fig. 12 Mirador sobre la ría y área interpretativa. Fuente: MITECO (2022)

4. Conclusiones

Estas actuaciones han permitido recuperar esta infraestructura, y se han realizado soluciones técnicas concretas encaminadas a poner en valor patrimonial y medioambiental de los bienes integrantes del Dominio Público Marítimo-Terrestre. Es importante realizar una reflexión en el diseño de los proyectos de modo que tengan en cuenta los procesos constructivos. Factores tan simples como la dificultad de los accesos (materiales, maquinaria y personal puede condicionar los plazos, los costes y las soluciones constructivas.

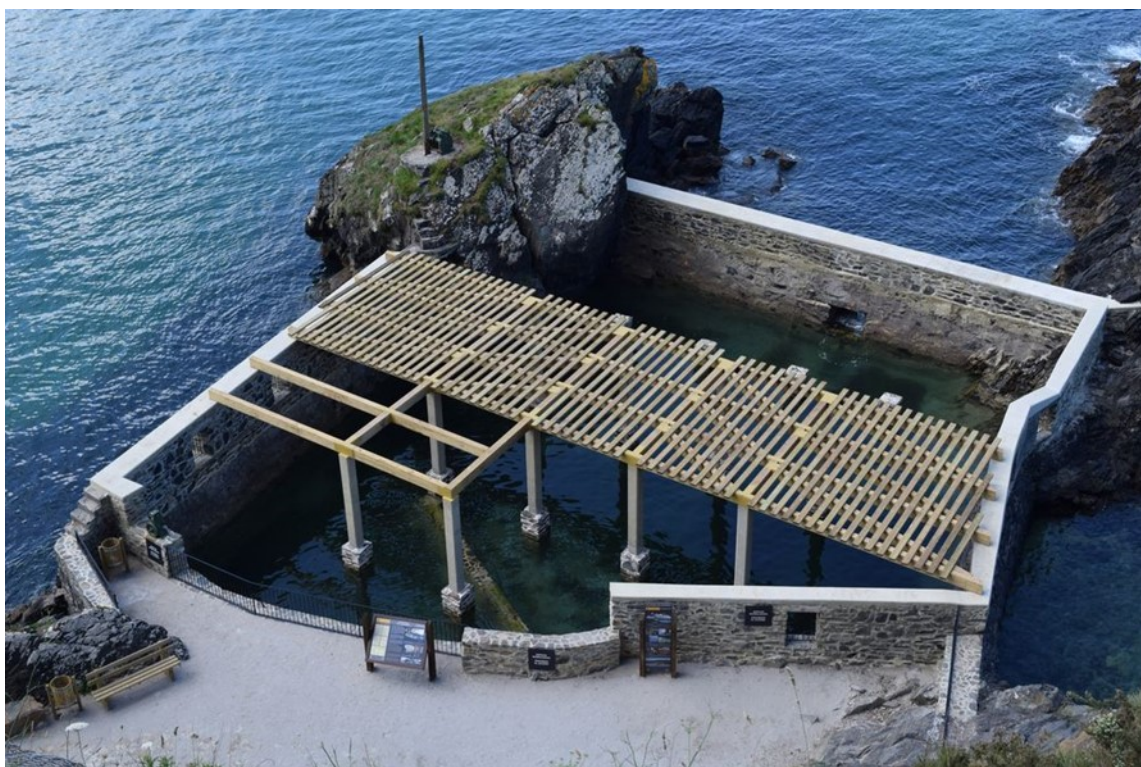


Fig. 13 Estado final de la restauración de la Cetárea. Fuente: MITECO (2022)

5. Agradecimientos

Se agradece en especial al personal de la Demarcación de Costas en Galicia (MITECO), al del ayuntamiento de Cedeira y a la empresa pública TRAGSA que participaron en este proyecto, que sin su dedicación y esfuerzo no hubiera sido posible esta actuación.

Análisis del hundimiento de bloques en fondos arenosos

Sinking of concrete blocks on sandy bottoms

Antonio Contreras-de-Villar^a, Juan José Muñoz-Pérez^a, Francisco Contreras-de-Villar^a, Juan Manuel Vidal Pérez^b, Bismarck Jigena^a, Patricia López-García^a

^aGrupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Universidad de Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz., antonio.contreras@uca.es, juanjose.munoz@uca.es, francisco.contreras@uca.es, bismarck.jigena@uca.es, patricia.lopezgarcia@uca.es

^bCASEM - Escuela de Ingeniería Naval y Oceánica, Univ. of Cadiz, Puerto Real, 11510, Spain. juan.vidal@uca.es

Abstract

Knowing the settlement that the coastal structures will suffer in the foundation terrain is essential to guarantee their functionality. In sandy bottoms there have been cases of sinking of coastal structures that need repair works. A low-cost methodology is proposed that can foresee the settlement of the blocks in order to make a correct dimensioning of the future coastal structure. The settlement at the sea bottom is measured topographically, and with pressure sensors. The evolution was analyzed topographically for 1 year, and for 7.5 months by using sensors, obtaining similar settlement values. During the first few weeks is when most of the sinking happens.

Keywords: Scour, sinking, breakwater, coast

Resumen

Conocer el asentamiento que sufrirán las estructuras costeras en el terreno de cimentación es fundamental para garantizar la funcionalidad de las obras marítimas. En fondos arenosos se han dado casos de hundimiento de estructuras costeras que necesitan obras de reparación. Se plantea una metodología de bajo coste que pueda prever el asentamiento de los bloques con el fin de hacer un correcto dimensionamiento de la futura estructura costera. El asentamiento del bloque en el fondo es medido topográficamente, y mediante sensores de presión. Se analiza la evolución durante 1 año topográficamente, y durante 7,5 meses mediante sensores, obteniéndose valores de asentamiento similares.

Palabras clave: Socavación, hundimiento, diques, costas

1. Introducción

El hundimiento de estructuras costeras en fondos arenosos es un problema generalizado. Estas estructuras (diques de escolleras y/o bloques de hormigón) tienen como objetivo defensa de la costa y la creación de zona de abrigo en instalaciones portuarias. El diseño y mantenimiento inadecuado de los diques de protección costera pueden provocar un fallo estructural dando lugar a la ruina de la obra (Jeng et al., 2013). Los daños pueden ser no sólo funcionales o estructurales sino catastróficos. Pueden conducir a la ruina total de la obra o a sobrecostes muy elevados como el fallo del dique de cajones en el Puerto de Barcelona en 2001 (Puzrin et al., 2010). Los fenómenos físicos que pueden causar estos daños son la socavación y la licuefacción. La socavación inducida en los pilares de puentes ha sido estudiada durante muchos años. Por el contrario, no ha sido hasta finales de la década de los años 90 cuando los investigadores han mostrado interés por este tema en las estructuras costeras (Whitehouse, 1998, Sumer y Fredsøe, 2002, Lee et al., 2008, Sumer et al., 2010, Cheng et al., 2011, Bricker et al., 2012, Matutano et al., 2013, Jeng et al., 2013, Kirca, 2013, Negro et. al, 2014, Muñoz-Perez et al., 2015, Tofany et al., 2016, Ebtehaj et al., 2018, Temel et al., 2021). La licuefacción es inducida normalmente por el oleaje. Ésta puede ser residual (debida a la sobrepresión acumulada en el terreno por el continuo paso de las olas) o “momentary” (durante el paso de los senos de las ondas). Los terremotos también pueden provocar la licuefacción (De Alba et al., 1976, Lai et. al, 2013). Lamberti et al. (2005) efectuaron un estudio sobre estructuras de baja cota en 6 lugares diferentes a lo largo de la costa europea, pero sin llegar a analizar su asentamiento o hundimiento. Se da por supuesto que la licuefacción es de menor importancia a la socavación (Sumer y Fredsøe, 2002).

Como es conocido, la acción del oleaje provoca el transporte de sedimentos. La existencia de estructuras marinas hace modificar las dinámicas de transporte, aumentando la tensión de cizallamiento en el fondo arenoso y provocando la socavación (Sumer et al., 2005). La socavación y erosión provocan el hundimiento de las estructuras costeras.

La interacción entre el campo hidrodinámico y un rompeolas solo ha sido investigada en el laboratorio y/o en estudios numéricos. Los estudios de campo han sido escasos (Olsson and Pattiaratchi, 2008; Sumer, 2014). Muñoz-Perez et al. (2015) han revisado algunas de las investigaciones relacionadas hasta la fecha, incluyendo algunos investigadores que han desarrollado modelos matemáticos que analizan el proceso de socavación en las estructuras (Jeng et al. 2013, Pourzangbar et al., 2017, Karagiannis et al., 2020, Diaz-Carrasco et al., 2021).

Con respecto a los ensayos de laboratorio, existen efectos de escala en el modelado físico relacionado con el comportamiento del fondo arenoso que hacen que los resultados no sean generalizables de manera inmediata. Se han realizado algunos ensayos en canal (Kramer et al., 2005), pero pocos investigadores presentaban resultados a escala de prototipo (Dean et al., 1997, Stauble and Tabar, 2003). Estos ensayos precisan datos de campo que permitan calibrar y validar los resultados y su aplicación en casos reales.

Nunca se ha realizado un seguimiento científico de ensayos en prototipo a escala 1:1, es decir, directamente en la Naturaleza. Muñoz-Perez et al. (2015) monitorizaron el comportamiento de unos arrecifes formados por unas estructuras huecas. El objetivo era analizar estas estructuras como dique de retención de arenas a pie de perfil, buscando una disminución de la energía del oleaje al pasar por encima con el efecto sobre el perfil de la playa. Después de cinco semanas la estructura se había hundido más de un 50% de su altura.

Son muchos los estudios en playas sobre análisis de sedimentos (Pouillet et al., 2019, Lopez-Garcia et al., 2021), perfiles de playa (Muñoz-Pérez et ál, 2012, Contreras et al., 2019, Contreras et al., 2020, Contreras-de-Villar et al., 2020) y regeneraciones (Gómez-Pina et al., 2007, Pranzini et al., 2018, Santos-Vendoiro et al., 2021) entre otros, pero ninguno ha tratado sobre el hundimiento de bloques en el fondo arenoso.

Por tanto, este estudio tiene como objetivo proponer una metodología de bajo coste para la realización de ensayos de hundimiento de bloques en fondos arenosos y la presentación de los resultados del asentamiento producido. Para la realización del estudio se ha elegido la playa de Santa María de Mar (Cádiz, SW Spain), donde ya se tienen antecedentes previos de hundimiento de estructuras costeras.

2. Área de estudio

La playa de Santa María del Mar está situada en el suroeste de la costa de España, en el Golfo de Cádiz, cerca del estrecho de Gibraltar. Tiene una longitud de 450 m con orientación NNW-SSE (Fig. 1).



Fig. 1 Localización del área de estudio y posición del punto SIMAR

La costa de Cádiz se encuentra en una zona meso-mareal con una marea máxima de 3,8 metros. La dirección del oleaje incidente en la playa de Santa María del Mar oscila generalmente entre el oeste y el suroeste, con alturas de olas significativas en el rango de 0,5-2,0 metros, y periodo del oleaje medio entre 5-12 segundos (www.puertos.es, 2022).

El oleaje dominante genera un transporte litoral hacia el sur, mientras que el oleaje procedente del este provoca un transporte hacia el norte. El transporte neto de sedimento es southwards, con una pérdida de material aproximada de 70.000 m³/año (Muñoz-Pérez and Medina, 2010).

La arena de la playa SMM está formada aproximadamente por un 90 a 95 % de cuarzo y de 5 a 10 % de material bioclástico. El tamaño de grano promedio es de aproximadamente 0,25 mm (Roman-Sierra et al., 2013), siendo 2,63 el peso específico de los granos (Roman-Sierra et al., 2014). Geológicamente, la costa está formada por un conglomerado bioclástico, compuesto principalmente por conchas de ostras y pectinas, con un buzamiento de 10° al sureste en la playa Victoria (Bernabéu-tello et al., 2001). La Playa Victoria ubicada inmediatamente al sur de la Playa SMM (Fig. 1) presenta una plataforma rocosa relativamente horizontal que coincide con la bajamar (Muñoz-Perez et al., 2014, Contreras et al., 2020). En la playa SMM el estrato rocoso tiene una profundidad de 2 a 3 m respecto a la BMVE y permanece cubierto por arena (Contreras, 2017a). La playa presenta una tipología de perfil de equilibrio del tipo bipolarabólico (Contreras, 2017b, Contreras et al., 2019).

Desde 1984 la playa está protegida con dos espigones. Estos espigones cumplían la finalidad de evitar el transporte longitudinal de sedimentos, pero no retenían el transporte transversal, haciendo que se tuvieran que aportar entre 10.000 y 15.000 m³/año para mantener estable la playa (Muñoz-Perez et al., 2015). En 1997 para reducir la aportación anual de arena, se construyó un dique sumergido entre los extremos de los diques (Muñoz-Perez et al., 2015). Seis meses después de la finalización del dique sumergido, y después de las tormentas de invierno se observó que el dique había quedado completamente enterrado en la arena (Medina et al., 2006). Más adelante, en el año 2005, unos módulos prefabricados experimentales fueron situados entre los dos espigones existentes. Eran de estructuras de dos metros de altura y tipo marco para aligerar peso. Su objetivo era también la contención transversal de la arena. Los módulos quedaron enterrados hasta la mitad de su altura en pocas semanas (Muñoz-Perez et al., 2015).

3. Metodología

Un bloque cubico de hormigón armado es diseñado para el control del asentamiento en fondos arenosos. El bloque de reducidas dimensiones (0,7x0,7x0,7 metros de lado) es lo suficientemente pesado para simular el comportamiento de bloques en las estructuras costeras, y lo suficientemente pequeño para facilitar su puesta en obra (bajo coste). Un camión pluma trasladó el bloque desde su lugar de fabricación hasta la playa de Santa María del Mar en Cádiz. El bloque fue depositado al pie de la rampa de acceso norte de la playa. Coincidiendo con la marea baja, una retroexcavadora desplazó el bloque hasta la orilla (aproximándolo a la línea de costa). El bloque quedó señalizado mediante una boya para su localización en marea alta y por seguridad ante los usuarios de la playa (bañistas, paseantes y surfistas).



Fig. 2 Bloque de hormigón empleado para la monitorización del hundimiento

Cuando se alcanzó la marea alta (aproximadamente 6 horas después), se accedió a la zona de fondeo del bloque con una embarcación tipo “zodiac”. En ese momento el bloque ya se encontraba sumergido a una profundidad aproximada de 2,5 metros. El equipo de buceo refloto el bloque mediante un globo de 1000 kg. Entonces, el bloque fue remolcado hasta una profundidad de 5 metros (en pleamar), donde se depositó definitivamente. Dos sensores de presión para el control del asentamiento en el fondo arenoso fueron anclados al bloque. Los sensores se acoplaron en la cara inferior y superior. La ubicación del bloque fue tomada topográficamente, para su localización en las siguientes campañas y para el control topográfico del hundimiento en la arena. Una boya dejó señalizado la localización del bloque, entre los dique norte y sur existentes en la playa.

La posición donde el bloque fue depositado (cercano al dique norte) se muestra en la Fig. 3 (las coordenadas en el sistema UTM ETRS 89 huso 30 son 205.558, 4.046.864). En la misma figura se indica la alineación en planta del perfil transversal analizado.



Fig. 3 Posición del bloque de hormigón y alineación del perfil transversal estudiado

Cuatro campañas de toma de datos topográficos mediante GPS se realizaron para controlar el asentamiento y verificar los datos obtenidos de los sensores. En cada una de las campañas se tomaba un perfil transversal de la playa. Cada medición estaba apoyada por pequeña embarcación de apoyo y equipo de buceo. Como ayuda al equipo de buceo, la alineación del perfil de playa se señalizó con unas miras verticales. El levantamiento del perfil se realizó mediante una estación total.

El primer levantamiento tuvo lugar inmediatamente después del fondeo del bloque. En la segunda campaña se observó que el bloque había quedado enterrado completamente en el fondo. La última campaña de toma de datos coincidió con la extracción de los sensores. Dado que el bloque se encontraba enterrado, se replanteo y señalizo su ubicación. Se planificó con una bombas de succión que permitiese dragar el fondo arenoso para descubrir el bloque. Cuando el bloque fue localizado, se midió topográficamente con GPS las cotas de la cara superior y se reflotó para poder extraer los sensores de la cara inferior y superior.

Los datos de los sensores y datos topográficos obtenidos de las distintas campañas de campo son analizados en oficina.

Los datos de altura de ola han sido descargados del punto SIMAR 6012046 (Fig. 1) perteneciente a la red de boyas de Puertos del Estado (www.puertos.es)

Los datos topográficos y batimétricos han sido obtenidos con sistemas de posicionamiento global. La alineación de referencia en la playa seca de apoyo para la orientación de la embarcación para la toma de perfiles se tomó con una estación total.

Los perfiles transversales de playa en las distintas campañas de campo son representados, así como, la evolución del hundimiento del bloque de hormigón (cuando no estaba enterrado).

Los datos de presión hidrostática son obtenidos mediante dos sensores Piezo-resistive bridge oceanográfico de presión digital de 2 bares de rango. El sensor situado en la cara superior (sensor 1) del bloque se programó para tomar un dato cada segundo durante 3 minutos cada hora. El sensor situado en la cara inferior del bloque (sensor 2) se programó para tomar un dato cada segundo durante 1,5 minutos cada hora. Los sensores obtuvieron datos hasta la descarga de las baterías. Como el sensor 2 se programó con un menor intervalo de tiempo para prolongar la medición de datos. Así, el sensor 1 obtuvo datos desde el 15 de octubre de 2019 hasta el 10 de febrero de 2020 y el sensor 2 desde la misma fecha anterior hasta el 29 de mayo de 2020.

De cada registro horario (180 datos del sensor 1 y 90 datos del sensor 2) se obtiene la media de las presiones. Se elimina así el efecto de la altura de ola. Las presiones hidrostáticas de los sensores diarias son obtenidas como la media de todos los registros horarios. Las medias de los registros horarios corrigen los efectos de la marea. Para referenciar los datos de altura con respecto al nivel medio del mar (MWL), los datos de presión son corregidos con el factor del barómetro invertido:

$$\Delta z \text{ (cm)} = -\Delta p \text{ (mb)} \quad (1)$$

Siendo, Δz , el aumento o descenso del nivel del mar en centímetros, y Δp , la diferencia de presión con respecto a la presión atmosférica de referencia (1.013 milibares).

Con los registros corregidos por barómetro invertido se deduce la distancia del NMM a la BMVE. Por tanto, se representa la evolución de la profundidad de cada uno de los dos sensores con respecto al datum BMVE (Fig. 4). La variación de este parámetro indica el hundimiento del bloque en el fondo arenoso.

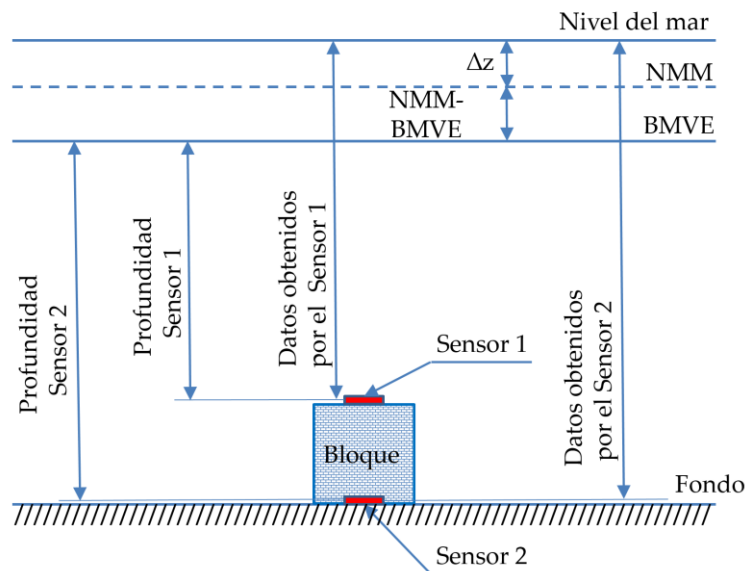


Fig. 4 Esquema para el cálculo de la distancia a la BMVE de cada uno de los sensores con los datos obtenidos por cada uno de los sensores

4. Resultados y discusión

Cuatro campañas de campo de toma de datos topográficos se han realizado. En la Tabla 1 se muestra las fechas en las que se realizaron las mediciones, así como los días transcurridos desde el hundimiento del bloque. El día 1 corresponde con el hundimiento del bloque, y el día 375 con la extracción del bloque y sensores.

Tabla 1. Fechas de las distintas campañas de toma de datos batimétricos y topográficos (del perfil de playa y del bloque de hormigón)

Nº	Fecha	Día
1	16/10/2019	1
2	19/11/2019	35
3	29/01/2020	106
4	25/10/2020	376

Los sensores de presión adosados al bloque obtuvieron datos hasta la descarga de las baterías. En la altura de ola, mareas, posición diaria de cada sensor.

En Tabla 2 se indican los registros obtenidos. El sensor 1 registró 506.683 datos horarios correspondientes a 117 días (aproximadamente 4 meses), mientras que el sensor 2 registro 490.231 datos horarios correspondientes a 227 días (aproximadamente 7,5 meses).

Tabla 2. N° de registro obtenidos por cada uno de los sensores, con la fecha de inicio y finalización de la toma de datos y los días totales

	N° Registros	Fecha Inic.	Fecha fin	Días
Sensor 1	506,683	16/10/2019	10/2/2020	117
Sensor 2	490,231	17/10/2019	29/05/2020	227

Recordemos que cada sensor estaba programado con una duración de toma de datos por hora diferente (3 min/hora el sensor 1 y 1,5 min/hora el sensor 2). En función de la agrupación de datos registrados por los sensores pueden ser analizados la altura de ola, mareas, posición diaria de cada sensor.

La Fig. 5 muestra las alturas de ola registradas en el punto Simar 6012046 (Fig. 1) desde el día del hundimiento del bloque de hormigón (día 0) hasta el día en el que deja de tomar datos el sensor 2 (día 227). En los más de 7 meses de datos, se han registrado 5 temporales con significant wave height (Hs) superior a 3 m de altura. El primer temporal se produce el día 38 con una altura de ola significativa de 3,21 m. Los mayores temporales se producen los días 62 y 66 con alturas de olas de 4,18 m y 4,74 m respectivamente. La altura de ola significativa media de todo el periodo es de 1,27 m.

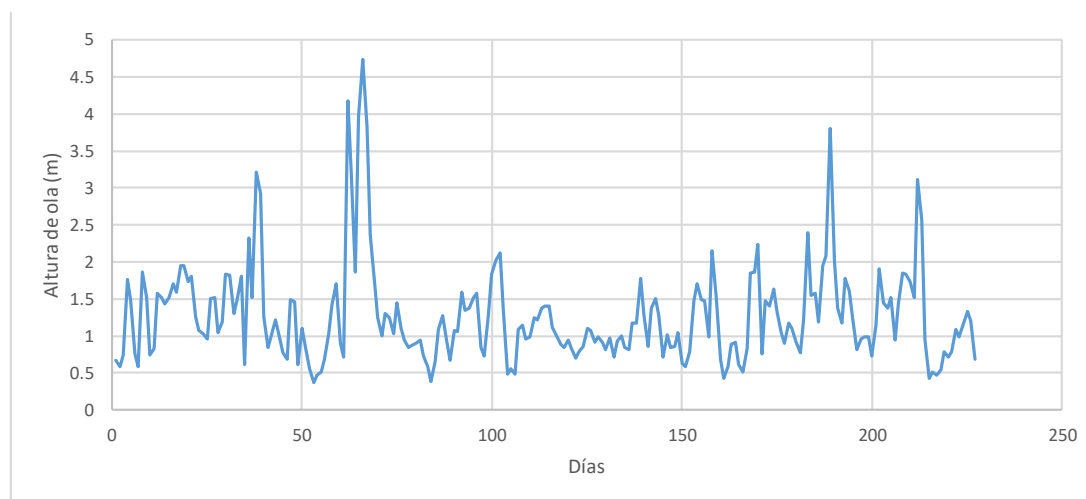


Fig. 5 Altura de ola en el punto SIMAR 6012046.

Con los datos topográficos se ha representado el perfil de playa en los días 1, 35, 106 y 376 después del hundimiento del bloque (Fig. 6). Como se puede observar los perfiles de los días 1 y 376 (mes de octubre/20 y octubre/21) corresponden a perfiles de playa de verano, mientras que el perfil de playa del día 106 (enero/21) corresponde a un perfil de invierno. El perfil del día 35 (noviembre/20) está en transición entre el perfil de verano y de invierno. El perfil de playa recupera la posición inicial después de un año. En la misma figura se representa la posición del bloque desde el día 1 al día 376.

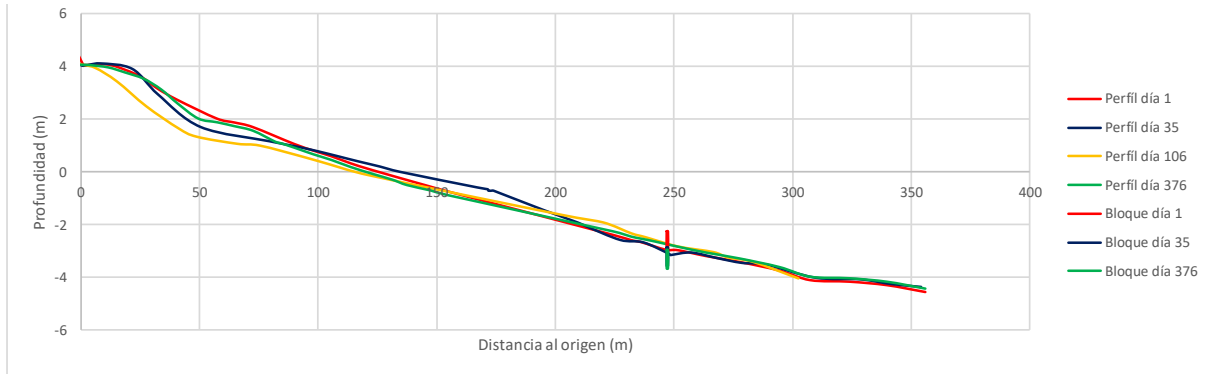


Fig. 6 Perfiles de playa y bloque en las distintos días de campaña de toma de datos. Datum: Cero hidrográfico BMVE

La Fig. 7 representa a una mayor escala el perfil de playa y la posición del bloque en los diferentes día de control. El día 1 (línea roja) el bloque está apoyado en el fondo arenoso. El día 35 (línea azul) el bloque se hunde parcialmente en la arena. El día 106 (línea amarilla) el bloque no se localiza por encontrarse totalmente enterrado debido a la variación del perfil de playa al perfil de invierno. El día 376 (línea verde) el bloque estaba totalmente hundido en el fondo. Después de dragar el fondo se localizó el bloque, habiendo descendido levemente respecto a la última medición.

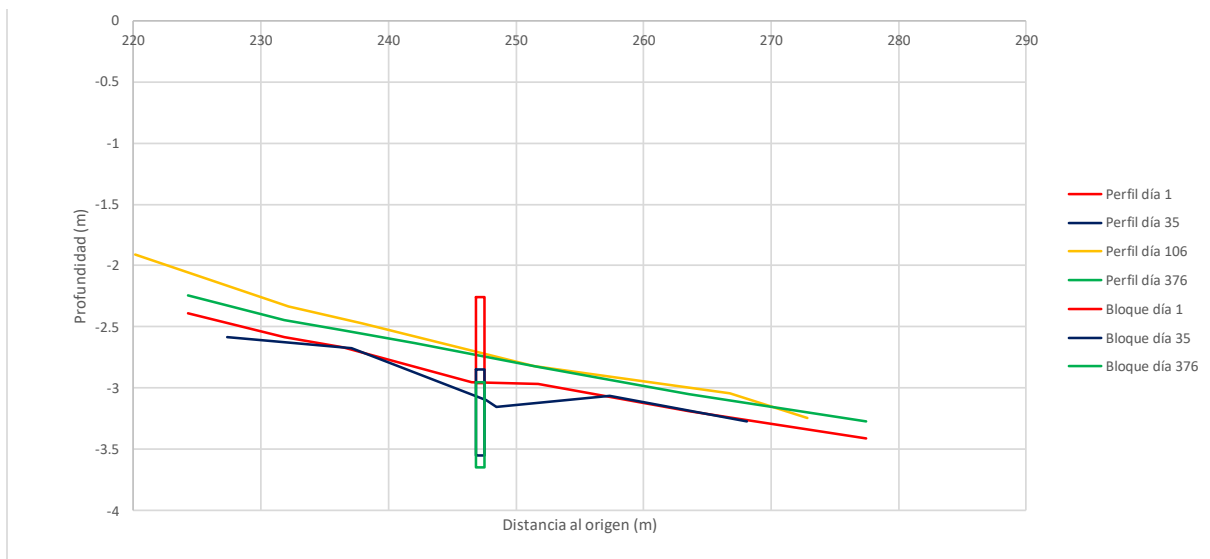


Fig. 7 Perfil transversal de playa y bloque (detalle)

Los días 1, 35 y 376 se tomó topográficamente la cota de la cara superior del bloque. En cada una de las gráficas de la Fig. 8 se indica el desplazamiento total producido en el bloque desde el comienzo de la campaña de campo. En los primeros 35 días se registra el mayor hundimiento del bloque (59 cm). En el año restante solo se desplaza verticalmente 10 cm, alcanzándose un hundimiento total desde el origen de 69 cm. Indicar, que a partir del día 106 el bloque queda totalmente enterrado en el fondo arenoso por la variación del perfil de playa y no sufre más hundimiento (perfil de invierno).

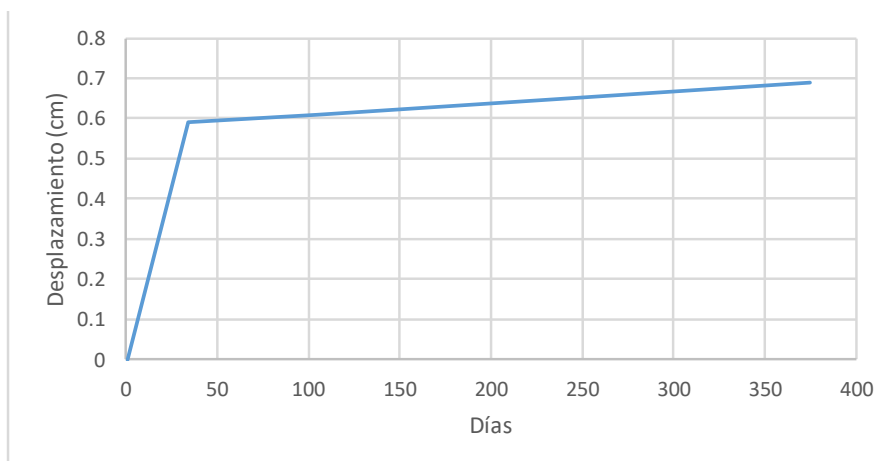


Fig. 8 Asentamiento del bloque medido con datos topográficos

La Fig. 9 representa la presión hidrostática diaria de cada uno de los sensores (línea azul y línea naranja) respecto al BMVE. La equidistancia entre las dos líneas de registro de los sensores es de 70 cm (correspondiente a la altura del bloque). Las oscilaciones obtenidas en cada una de las líneas son causadas por la diferencia diaria existente entre el día solar y lunar.

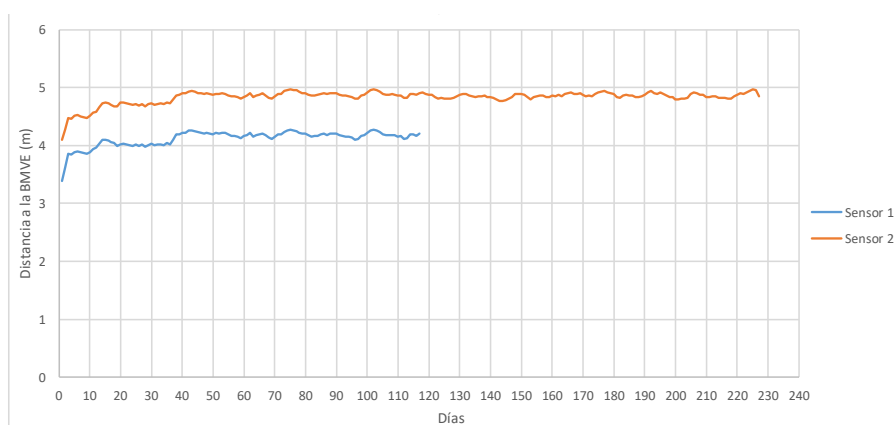


Fig. 9 Posición de cada uno de los sensores (línea azul y roja) (distancias respecto al BMVE)

Observando el comportamiento de las dos líneas paralelas (registro de los sensores), en los 7 primeros días se registra un desplazamiento vertical de 40 cm (5,7 cm/día). Entre los días 7 y 20 el desplazamiento es de 13 cm (1 cm/día). El hundimiento se prolonga hasta el día 38 con 18 cm más, permaneciendo ya sin movimiento hasta el final del registro de datos. En estos últimos 18 días inicialmente el bloque no tuvo movimiento, registrándose los 18 cm de hundimiento el día 38. El día 38 coincide con primer gran temporal (Fig. 5) de altura de ola significativa de 3,21 m. Después de dicho temporal el bloque queda totalmente enterrado en el fondo arenoso. El hundimiento total registrado por los sensores es de 71 cm, produciéndose la mayor parte del hundimiento en los primeros días. Recordar que el hundimiento total medido por los sensores es de 69 cm, obteniéndose un error de 2 cm entre ambos métodos.

En la Fig. 10 se muestra la evolución comparativa del asentamiento con los datos de los sensores y los datos topográficos durante los primeros 50 días después del hundimiento. En esos días son los que se producen la mayor parte del asentamiento del bloque.

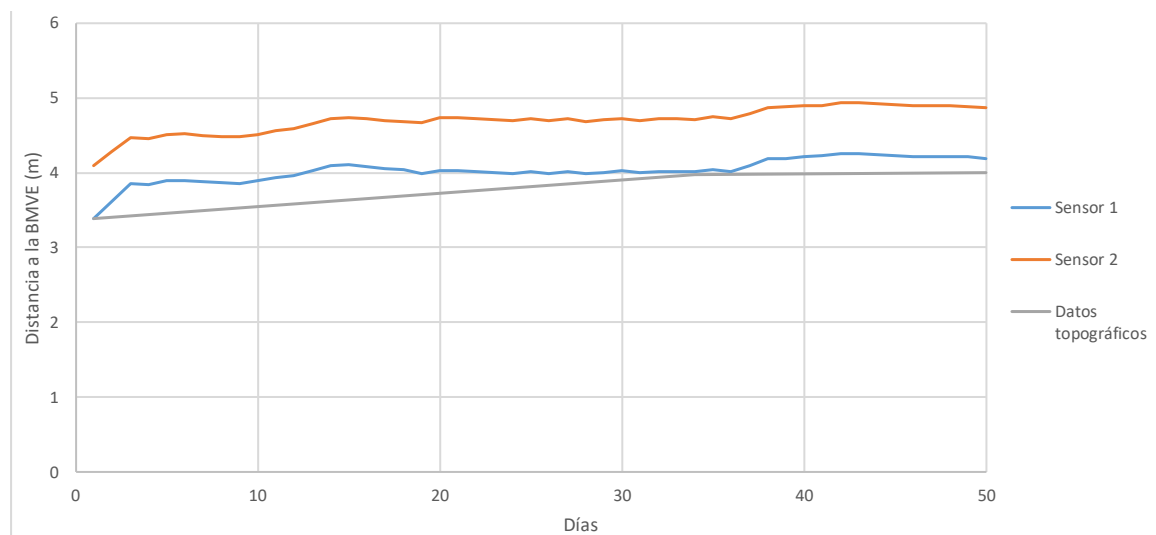


Fig. 10 Análisis comparativo del asentamiento durante los primeros 50 días de los datos de los sensores con los datos topográficos

El movimiento del bloque está causado por los efectos de la socavación por la acción del oleaje. Una vez que el bloque está totalmente enterrado este efecto desaparece y se detiene el movimiento.

La nueva metodología propuesta ha conseguido realizar un ensayo a bajo coste de la medición del hundimiento de un bloque de hormigón en un fondo arenoso. Esta metodología puede ser empleada para el ensayo a escala real 1:1 de futuras obras de protección costera. El conocimiento de este asentamiento es fundamental para el correcto funcionamiento largo plazo de las infraestructuras costeras.

5. Conclusiones

Se propone una metodología válida “low cost” para control del hundimiento de bloques en fondos arenosos para futuras obras de protección costera, de forma que sirva de previsión para un correcto dimensionamiento de los diques de protección en el litoral con una garantía de funcionamiento a largo plazo.

La acción del oleaje hace que surjan los efectos de la socavación, produciéndose el hundimiento del bloque. En los primeros 7 días el bloque se registra un hundimiento de 40 cm, la mayor parte del desplazamiento (5,7 cm/día). El día 40, después del oleaje registrado el día 38, el bloque se hunde completamente en el fondo arenoso. Cuando el bloque quedo completamente enterrado se paralizó su desplazamiento vertical durante el resto del seguimiento (336 días más).

Los registros de cota del bloque obtenidos topográficamente y mediante los sensores aportan valores de hundimiento similares.

Conocer el desplazamiento por hundimiento de los bloques en el fondo es fundamental para un correcto funcionamiento de las obras de defensa de las infraestructuras portuarias y costeras.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Universidad de Cádiz por conceder el proyecto de investigación PR2017-083 y al Campus de Excelencia Internacional del Mar (CEIMAR) por el Proyecto 18CEIPR017 que han permitido financiar el estudio.

Referencias

- BERNABÉU, A., MEDINA, R., VIDAL, C., & MUÑOZ-PÉREZ, J. J. (2001). *Estudio morfológico del perfil de playa: modelo de perfil de equilibrio en dos tramos*. Retrieved from <http://rodin.uca.es:80/xmlui/handle/10498/15916>
- BRICKER, J.D., FRANCIS, M., NAKAYAMA, A. (2012). Scour depths near coastal structures due to the 2011 Tohoku Tsunami. *J. Hydraul. Res.* 50 (6).
- CHENG, X., WANG, Y., WANG, G. (2011). Hydrodynamic forces on a large pipeline and a small pipeline in piggyback configuration under wave action. *J. Waterw. Port Coast. Ocea Eng.*, 138, 394–4.
- CONTRERAS-DE-VILLAR, F., GARCÍA F.J., MUÑOZ-PÉREZ, J.J., CONTRERAS-DE-VILLAR, A., RUIZ-ORTIZ V., LOPEZ P., GARCIA-LÓPEZ, S., JIGENA, B. (2020). Beach Leveling Using a Remotely Piloted Aircraft System (RPAS): Problems and Solutions. *Multidisciplinary Digital Publishing Institute. Journal of Marine Science and Engineering*, 1, 1–15 (eISSN: 2077-1312).
- CONTRERAS, A. (2017). *Parámetros de diseño para el perfil de aportación en regeneraciones de playas, en mares con marea, basados en datos de campo del litoral gaditano*. Universidad de Cádiz.
- CONTRERAS, A., GÓMEZ-PINA, G., MUÑOZ-PÉREZ, J., & CHAMORRO, G. (2017). Tipologías de perfiles de playa en el litoral de la Provincia de Cádiz. In U. P. de València (Ed.), *XIV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*. Alicante (pp. 71–82).
- CONTRERAS, A., MUÑOZ-PÉREZ, J. J., CONTRERAS, F., GÓMEZ-PINA, G., RUIZ-ORTIZ, V., CHAMORRO, G., & CABRERA, P. (2020). A design parameter for reef beach profiles—a methodology applied to Cadiz, Spain. *Journal of Marine Science and Engineering*, 8(5). <https://doi.org/10.3390/JMSE8050323>
- CONTRERAS DE VILLAR, A., GÓMEZ-PINA, G., MUÑOZ-PÉREZ, J., CONTRERAS DE VILLAR, F., LÓPEZ-GARCÍA, P., & RUIZ-ORTIZ, V. (2019). New design parameters for biparabolic beach profiles (SW Cadiz, Spain). *Revista de La Construcción*, 18. N°3(DOI: 10.7764/RDLC.18.3.432), 432–444.
- DE ALBA, P.A., CHAN, C.K., SEED, H. (1976). Sand liquefaction in large-scale simple shear tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(9), 909–927.
- DEAN, R.G., CHEN, R., BROWDER, A. E. (1997). Full scale monitoring study of a submerged breakwater, Palm Beach, Florida, USA. *Coast. Eng.*, 29, 291–315.
- EBTEHAJ, I.; BONAKDARI, H; MORADI, F; GHARABAGHI, B; KHOZANI, Z. (2018). An integrated framework of Extreme Learning Machines for predicting scour at pile groups in clear water condition. *Coastal Engineering*, 135, 1–15.
- GÓMEZ-PINA, G., FAGES, L., RAMÍREZ, J.L., MUÑOZ-PÉREZ, J.J., ENRIQUEZ, J. (2007). A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years. *Coastal Eng., Proc.* 2006, 4167–4178.
- JENG, D., YE, J., ZHANG, J., LIU, P. (2013). An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures: model verifications and applications. *Coast. EngEng.*, 72, 1–19.
- JUAN J. SANTOS-VENDOIRO, JUAN J. MUÑOZ-PÉREZ, PATRICIA LOPEZ-GARCÍA, JOSE MANUEL JODAR, JAVIER MERA, ANTONIO CONTRERAS, F. C. AND B. J. (2021). Evolution of Sediment Parameters after a Beach Nourishment. *Multidisciplinary Digital Publishing Institute. Land*, 10, 914–92(EISSN 2073-445X).
- KIRCA, V. (2013). Sinking of irregular shape blocks into marine seabed under wave-induced liquefaction. *Coast. Eng*, 75, 40–51.
- KRAMER, M., ZANUTTIGH, B., VAN DER MEER, J.W., VIDAL, C., GIRONELLA, F.X. (2005). Laboratory experiments on low-crested breakwaters. *Coast EngEng*.
- LAI, T., NASSERI, A., YIN, Y.J., KATIYAR, V., TUREL, M. (2013). Modeling Railway Damage due to Shake, Liquefaction, and Tsunami for the 2011 Tohoku Earthquake. *International Efforts in Lifeline Earthquake Engineering*, 38, p.267.
- LAMBERTI, A., ARCHETTI, R., KRAMER, M., PAPHITIS, D., MOSSO, C., DI RISIO, M. (2005). European experience of low crested structures for coastal management. *Coast. Eng*, 52, 841–866.
- LEE, KH; MIZUTANI, N. (2008). Experimental study on scour occurring at a vertical impermeable submerged breakwater. *Applied Ocean Research*, 30(2), 92–99.
- LOPEZ-GARCIA, P., MUÑOZ-PÉREZ, J. J., CONTRERAS, A., VIDAL, J., JIGENA, B., SANTOS, J. J., ... CONTRERAS, F. (2021). Error on the estimation of sand size parameters when using small diameter sieves and a solution. *Journal Frontiers in Marine Science. Coastal Ocean Processes*, 8 (eISSN: 2296-7745).
- MATUTANO, C., NEGRO, V., LOPEZ-GUTIÉRREZ, J.S., ESTEBAN, M. D. (2013). Scour prediction and scour protections in offshore wind farms. *Renew. Energy*, 57, 358–36.
- MEDINA, J.R., MUÑOZ-PÉREZ, J.J., GÓMEZ-PINA, G. (2006). Transmission and Reflection of Modular Detached Breakwaters. *Coast. Eng. Conf. (ASCE)*, 30 (5), 4350–4361.


- MUÑOZ-PÉREZ, J.J., ROMAN-SIERRA, J., NAVARRO-PONS, M., NEVES, M.G., DEL CAMPO, J.M. (2014). Comments on “confirmation of beach accretion by grain-size trend analysis: Camposotobeach, Cádiz, SW Spain” by E. Poizot et al.(2013). *Geo-Mar. Lett.*, 34(1), 75–78.
- MUÑOZ-PÉREZ, J. J., PAYO, A., ROMAN-SIERRA, J., & ET AL. (2012). Optimization of beach profile spacing: an applicable tool for coastal monitoring. *SCIENTIA MARINA*, 76(4), 791–798.
- MUÑOZ-PÉREZ, J., & MEDINA, R. (2010). Comparison of long-, medium- and short-term variations of beach profiles with and without submerged geological control. *Coastal Engineering*, 57(3), 241–251.
- MUÑOZ-PÉREZ J.J, KHAN-MOZAHEDY, G. NEVES, B. TEJEDOR, G. GOMEZ-PINA, J.M. CAMPO D, V. N. (2015). Sinking of concrete modules into a sandy seabed: A case study. *Coastal Engineering*, 99, 26–37.
- NEGRO, V., LOPEZ-GUTIERREZ, J.S., ESTEBAN,M.D.,MATUTANO, C. (2014). Uncertainties in the design of support structures and foundations for offshorewind turbines. *Renew. Energy*, 63, 125–13.
- OLSSON, D., PATTIARATCHI, C. (2008). Field measurements of rip currents in the vicinity of coastal structures. *Coast EngEng.*, 31, 914–926.
- POULLET, P., MUÑOZ-PÉREZ, J. J., POORTVLIET, G., MERA, J., CONTRERAS, A., LOPEZ, P. (2019). Influence of different sieving methods on estimation of sand size parameters. *Water*, 11(5), 879.
- PRANZINI, E., ANFUSO, G., MUÑOZ-PÉREZ, J. J. (2018). A probabilistic approach to borrow sediment selection in beach nourishment projects. *Coastal Engineering*, 139, 32–35.
- PUZRIN, A. M., ALONSO, E. E., & PINYOL, N. M. (2010). Caisson Failure Induced by Liquefaction: Barcelona Harbour, Spain. In *Geomechanics of Failures*. Springer Netherlands, 85–148.
- ROMAN-SIERRA, J., MUNOZ-PÉREZ, J. J., & NAVARRO-PONS, M. (2013). Influence of sieving time on the efficiency and accuracy of grain-size analysis of beach and dune sands. *Sedimentology*, 60(6), 1484–1497.
- ROMAN-SIERRA, J., MUNOZ-PÉREZ, J. J., & NAVARRO-PONS, M. (2014). Beach nourishment effects on sand porosity variability. *Coastal Engineering*, 83, 221–232.
- STAUBLE, D.K., TABAR, J. (2003). The use of submerged narrow-crested breakwaters forshoreline erosion control. *J. Coast. Res.*, 19 (3), 684–722.
- SUMER, B.M., DIXEN, F.H., FREDSE, J. (2010). Cover stones on liquefiable soil bed under waves. *Coast. Eng*, 57 (9), 86.
- SUMER, B.M., FREDSE, J., LAMBERTI, A., ZANUTTIGH, B., DIXEN, M., GISLASON, K., DI PENTA, A. F. (2005). Local scour at roundhead and along the trunk of low crested structures. *Coast. Eng*, 52, 995–1025.
- SUMER, B.M., FREDSE, J. (2002). The Mechanics of Scour in the Marine Environment. *World Scientific, Singapore*.
- SUMER, M. (2014). Liquefaction Around Marine Structures. *World Scientific Publ. Co*.
- TEMEL, A; DOGAN, M. (2021). Time dependent investigation of the wave induced scour at the trunk section of a rubble mound breakwater. *Ocean Engineering*, 221.
- TOFANY, N; AHMAD, MF; MAMAT, M; MOHD-LOKMAN, H. (2016). The effects of wave activity on overtopping and scouring on a vertical breakwater. *Ocean Engineering*, 116, 295–311.
- WHITEHOUSE, R. (Ed. . (1998). Scour at Marine Structures: a Manual for Practical Applications. *Thomas Telford*.
- WWW.PUERTOS.ES (2022). Puertos del Estado. Retrieved from <https://www.puertos.es/es-es/oceanografia/Paginas/portus.aspx>


La descarbonización del transporte marítimo y su impacto en la infraestructura portuaria: competitividad y gobernanza


Decarbonization of maritime transport and its impact on port infrastructure: competitiveness and governance

Francisco de-Manuel-López^a, David Díaz-Gutiérrez^b, Alberto Camarero-Orive^c, José Ignacio Parra- Santiago^d

Grupo de investigación Port and Maritime Logistic (PORMAR LRG-UPM)

^a Doctor Ingeniero Naval, Siemens Gamesa y Profesor Asociado de la Universidad Politécnica de Madrid, , francisco.demanuel@upm.es

^b Doctor Ingeniero Naval. Profesor Contratado Doctor de la Universidad Politécnica de Madrid, , david.diaz@upm.es

^c Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Titular de la Universidad Politécnica de Madrid, , alberto.camarero@upm.es

^d Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Profesor Ayudante de la Universidad Politécnica de Madrid, , joseignacio.parra.santiago@upm.es

Abstract

Since 2008, the international regulations on maritime transport have been imprinting a frenetic pace of changes in the maritime propulsion of the world fleet never seen before. These regulatory changes have caused that we are already witnessing a totally disruptive moment, where we are seeing the appearance of new marine fuels such as Liquefied Natural Gas (LNG), Liquefied Petroleum Gas (LPG), hydrogen, ammonia, methanol, batteries, but also new forms of energy efficiency to decarbonise maritime transport. The port system has woken up just a few years ago, adapting its infrastructure as an essential step to allow the use of alternative fuels for the new generation of ships to enable the decarbonisation of maritime transport.

This work analyzes the situation of the world fleet in the face of the new international regulations of the International Maritime Organization (IMO) and the challenges that the port system must undertake so that maritime transport can transition towards decarbonization.

Keywords: decarbonization, port system, competitiveness, governance.

Resumen

Desde el año 2008 la normativa internacional sobre transporte marítimo está imprimiendo un ritmo frenético de cambios en la propulsión marítima de la flota mundial nunca antes vistos. Estos cambios regulatorios han provocado que ya estemos asistiendo a un momento totalmente disruptivo, donde estamos viendo la aparición de nuevos combustibles marinos como el Gas Natural Licuado (GNL), Gas Licuado de Petróleo (GLP), hidrógeno, amoníaco, metanol, baterías, pero también nuevas formas de eficiencia energética para descarbonizar el transporte marítimo. El sistema portuario ha despertado hace tan sólo unos años adecuando sus infraestructuras como paso indispensable para permitir el uso de combustibles alternativos a la nueva generación de buques para posibilitar la descarbonización del transporte marítimo.

En este trabajo se analiza la situación de la flota mundial ante las nuevas regulaciones internacionales de la Organización Marítima Internacional (OMI) y los retos que el sistema portuario debe acometer para que el transporte marítimo pueda transicionar hacia la descarbonización.

Palabras clave: descarbonización, sistema portuario, competitividad, gobernanza.

Índice

1. Introducción.
2. La flota mercante ante la descarbonización del transporte marítimo.
3. Infraestructura Portuaria Española: instalaciones y capacidades actuales.
4. Necesidades de conversión de la infraestructura portuaria.
5. Retos del Sistema Portuario.
6. Conclusiones.
7. Referencias bibliográficas.

1. Introducción

Hace décadas que se habla de que el calentamiento global tendrá consecuencias catastróficas para la humanidad: por eso se firmó el Acuerdo de París en 2015. Para reducir el cambio climático. Su objetivo principal es limitar el aumento de la temperatura global a 1,5 °C. Actualmente, y a pesar de una construcción masiva de energías renovables en los próximos años, se pronostica un aumento de 2,4 °C para 2050.

La tecnología, las políticas y el cambio social tienen el poder para reducir emisiones y crear una energía limpia en el futuro. El uso de menos energía en los sectores de la construcción, transporte, industria es el camino menos caro para reducir las emisiones de carbono. Para ello es comúnmente aceptado en la comunidad internacional que la transición energética se basará en tres áreas: Energías renovables, redes de energía y eficiencia en el uso de la energía. Hay estimaciones que dicen que, para mediados de siglo, el 62% de las necesidades de electricidad del mundo provendrán de energía solar y viento, generado por 17.000 gigavatios (GW) de capacidad instalada solar y eólica. Pero este crecimiento de las energías renovables está lejos de ser suficiente para cumplir con los objetivos climáticos del Acuerdo de París.

Con redes de energía nos referimos a que, como sociedad, dependemos un complejo sistema de generación, transmisión e infraestructura de distribución de energía que ahora se ha visto aún más complejo por la variabilidad de las energías renovables. El objetivo es pues cómo dar estabilidad al sistema energético integrando las energías renovables, que son naturalmente poco estables.

Por último, la eficiencia energética no es en sí misma un medio para conseguir los objetivos climáticos, pero sí que es el medio más accesible y rápido para reducir fácilmente el consumo energético a través de planes de eficiencia para reducir las emisiones GHG.

Para contribuir a esta transición el transporte marítimo debe comenzar en esta década un camino de descarbonización. Para ello necesitará de nuevas tecnologías y combustibles. Al mismo tiempo, nuevas regulaciones controlarán e incentivarán esta reducción de emisiones desde 2023. Por supuesto esta descarbonización tendrá costes para el transporte. De manera, que hay tres riesgos claros para lograr esta transición energética: nuevas regulaciones que irán apareciendo, futuros precios de la energía y combustibles y el efecto en la demanda del transporte mundial.

Por el contrario, es nuestro deber puntualizar que el transporte marítimo es el medio de transporte que tiene menor consumo específico y menores emisiones asociadas de CO₂, como vemos en la ilustración, que compara las emisiones de CO₂ de diferentes medios de transporte abajo. Sin embargo, a pesar de que las emisiones de unidad de CO₂ por toneladas por kilómetro sean muy reducidas. La actividad que desarrolla el transporte marítimo es muy grande, moviendo unos 8.000 millones de toneladas anualmente, que generan tantas emisiones de CO₂ como un país como Japón. Las emisiones totales del transporte marítimo en la Unión Europea (UE) medidas en 2018 fueron del 25% entre otras fuentes [1], y se espera que en 2022 el sector del transporte marítimo emita 851 mt de CO₂, un 2,3% del total mundial [2]. Este tema está recibiendo mucha presión no sólo por parte de los reguladores, sino también de los fletadores, propietarios de la carga, astilleros, Organizaciones No Gubernamentales (ONG) o incluso financiadores, entre otras partes interesadas. Para revertir el aumento de las emisiones del sector del

transporte se han puesto en marcha una serie de nuevas normativas con un gran impacto en la economía, la tecnología, la infraestructura y la cadena de suministro.

Los nuevos cambios en el Anexo VI del Convenio MARPOL 73/78 (Convenio Internacional para Prevenir la Contaminación por los Buques) confirmados en 2016 por la Organización Marítima Internacional (OMI) establecen que para la flota mundial las emisiones de los combustibles marinos quemados no pueden superar el límite del 0,1%S (en contenido de azufre) en las Áreas de Control de Emisiones (ECA) y el 0,5%S en el resto del mundo y también un contenido limitado en óxidos de nitrógeno. Estas limitaciones afectan significativamente al entorno marítimo, donde se observa la diferente cantidad de emisiones de SOx en el Mar Mediterráneo frente a las zonas ECAs del norte de Europa en mediciones que muestran la diferencia entre el año 2014 y 2019.

Las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI), incluyendo el dióxido de carbono (CO₂), el metano (CH₄) y el óxido nitroso (N₂O), expresadas en CO₂ del total del transporte marítimo (internacional, nacional y pesquero) han pasado de 977 millones de toneladas en 2012 a 1.076 millones de toneladas en 2018 (9,6% de aumento). De los 977 millones de toneladas de CO₂, en 2012, 962 millones de toneladas eran emisiones de CO₂, mientras que en 2018 esta cantidad creció un 9,3% hasta alcanzar los 1.056 millones de toneladas. La proporción de las emisiones del transporte marítimo en las emisiones antropogénicas mundiales ha aumentado del 2,76% en 2012 al 2,89% en 2018 [3], valor alcanzado de nuevo en 2021, una vez recuperados del parón del año 2020 y que se estima que será superado en 2022.

El próximo 1 de enero de 2023 entrará en vigor un nuevo conjunto de normas de la OMI con el objetivo de reducir las emisiones de CO₂ del transporte marítimo. Estas medidas, que se estima que tengan efecto cuantificable en 2026, incluyen el *Energy Efficiency Existing Ship Index* (EEXI) y el *Carbon Intensity Indicator* (CII), ya que se estima que, a las velocidades operativas actuales, un 63% de los petroleros y los graneleros, en capacidad, ya cumplen el EEXI, al igual que la mayoría de los portacontenedores. El índice EEXI es un índice de eficiencia energética y como tal se calcula dividiendo la tasa de emisiones de CO₂ entre la potencia de transporte del buque (Figura 1). Se mide en (g CO₂/t*nm). Para el cumplimiento de la norma debemos llegar a un factor de reducción de EEXI respecto al índice EEDI base según tipo y tamaño de buque. Este índice indica la eficiencia energética del barco en comparación con una línea de base. Una vez que se verifica que cumple con EEXI, el buque cumplirá siempre. No es un objetivo móvil. La tasa de emisiones de CO₂ va a ser influenciada por:

1. Diseño del motor principal y auxiliares.
2. Consumo específico (SFCO-specific Fuel Oil Consumption) calculado como el 75% de la Potencia MCR.
3. Diseño del eje transmisor.

Por otro lado, la potencia de transporte vendrá dada fundamentalmente por:

1. Capacidad de transporte del buque.
2. Velocidad de servicio.
3. Peso muerto.

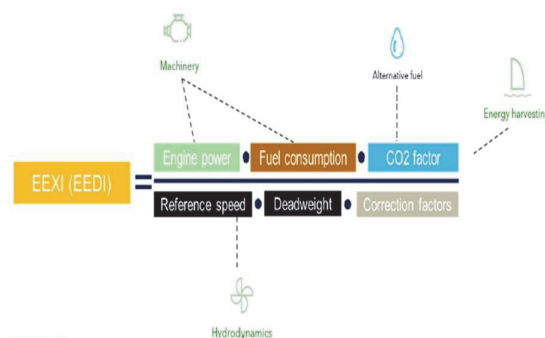


Figura 1. Cálculo de Energy Efficiency Existing Ship Index (EEXI). Fuente: DNV

En cuanto al CII, se estima que más de la mitad de la flota de petroleros, graneleros y portacontenedores serán categorizados como C, pero si no se hiciera nada, en 2030 tendrán categoría E, lo que requerirá desarrollar planes de acción correctiva [2]. El CII mide cómo opera el buque y se basa en una mejora sobre el Energy Efficiency Management Plan (SEEMP) con objetivos de reducción obligatorios de reducción de la intensidad de carbono con índices de medición (A-E). Este índice depende del consumo y distancia navegada anualmente, así como de la capacidad (DWT o GT) y el factor de CO₂ (implícito según el combustible utilizado), así como de diversos factores de reducción, aún por definir (Figura 2). De esta manera, los factores que más incidirán en mejoras de este índice será la planificación logística, velocidad, hidrodinámica, mejoras en los motores principales, así como el combustible utilizado. El CII determina así el factor de reducción anual necesario para garantizar la mejora continua de la intensidad de carbono operativa del barco dentro de un nivel de calificación específico. Cada buque debe conseguir nivel C o superior y mantenerlo. Tiene requerimientos móviles cada año.



Figura 2. Cálculo de Carbon Intensity Indicator (CII). Fuente: DNV

La estrategia inicial de la OMI sobre los GEI, adoptada el 13 de abril de 2018 [4], prevé una reducción de la intensidad de carbono del transporte marítimo internacional, como promedio en todo el transporte marítimo internacional, en al menos un 40% para 2030, con el objetivo puesto en el 70% para 2050, en comparación con 2008. La estrategia se revisará en Julio de 2023 con una nueva propuesta de reducción del 100% para 2050 presentada por del Comité de protección del medio marino (MEPC) 78 celebrado en junio de 2022.

Podemos agrupar por plazo los objetivos de la OMI así:

Corto plazo (2018 – 2023):

1. Endurecer EEDI y SEEMP.
2. Indicadores de eficiencia energética.
3. Reducción de velocidad.
4. Planes de acción nacionales.

Medio plazo (2023 – 2030):

1. Índices de eficiencia energética para buques nuevos y existentes.
2. Precio de las emisiones de carbono.
3. Planes para introducir combustibles bajos en carbono.

Largo plazo (2030 en adelante)

1. Desarrollo de combustibles neutros o zero en carbono.
2. Nuevos mecanismos de reducción de emisiones basados en la innovación.

Por otro lado, el Pacto Verde Europeo, aprobado en julio de 2021 por los 27 Estados miembros de la UE, se comprometió a convertir a la UE en el primer continente climáticamente neutro para 2050. Para conseguirlo, se comprometieron a reducir las emisiones en al menos un 55% para 2030, en comparación con los niveles de 1990. Un tercio de las inversiones de 1,8 billones de euros del Plan de Recuperación *Next Generation* de la UE y del presupuesto de la UE de los próximos siete años financiarán el Pacto Verde Europeo [5].

Adicionalmente, la UE sigue trabajando para incluir al sector del transporte marítimo en el Régimen de Comercio de Emisiones (*Emissions Trading Scheme*, ETS), lo que de nuevo incrementará el peso de los costes de las navieras

que operan buques con destino Europa, con precios actuales que se sitúan en los 70 €/t de CO₂, pero que ha llegado hasta los 98 €/t de CO₂ en agosto de 2022. A partir del 1 de enero de 2024, el 100% de las emisiones de rutas con origen y destino puertos europeos y el 50% de las emisiones si tiene origen fuera de puertos europeos serán de aplicación del régimen ETS. El entorno marítimo también está alineado con esta estrategia de reducción de emisiones, hasta el punto de que el sector financiero se está organizando alrededor de los conocidos como Principios de Poseidón, que actualmente cuenta con unos 30 signatarios. Su objetivo es que sus carteras estén conformadas por activos que cumplan para 2050 el doble logro de cero emisiones netas y reducción del 50% de las emisiones de CO₂.

A todo lo anterior hay que añadir que la OMI ya ha propuesto el Mar Mediterráneo como nueva zona ECA a partir del 1 de Julio de 2025, y que en Estados Unidos están trabajando en una legislación similar, la *Clean Shipping Act*, que limitaría las emisiones de gases de efecto invernadero en sus puertos hasta su total eliminación en 2030.

2. La flota mercante ante la descarbonización del transporte marítimo

Para cumplir con estas nuevas normativas marítimas, la flota mundial se enfrenta al reto de buscar y utilizar nuevas formas de propulsión marítima, combustibles de bajo o cero emisiones de carbono y herramientas de eficiencia energética. Los equipos *scrubbers* pueden limpiar los gases de escape del contenido de azufre antes de pasar a la atmósfera, lo que permite que los buques cumplan con la normativa MARPOL mientras queman combustible con alto contenido de azufre. Pero esta alternativa solo cumple con las restricciones de SO_x, por lo que debe combinarse con otras para cumplir con las regulaciones de NO_x y GHG. Este equipo puede ser de circuito abierto o cerrado si usa agua de mar o agua dulce respectivamente. El equipo híbrido tiene ambos circuitos. La mayoría de los equipos instalados hasta ahora son de circuito abierto, 3.778 de 4.679 buques actuales con scrubber instalado en marzo de 2022 [14]. Las nuevas construcciones ya apuestan claramente por combustibles alternativos, hasta alcanzar casi el 60% de los nuevos pedidos del 2022 hasta la fecha. La mayoría de ellos utilizará LNG y un número sensible LPG, mientras que otros combustibles como metanol, etanol, biocombustibles e hidrógeno ya empiezan a tener cierta presencia. En la actualidad contamos con 261 buques que usan GNL como combustible y 435 en en cargo [14]. La propulsión híbrida con baterías también está siendo utilizada sobre todo por pequeños buques portuarios y de apoyo *offshore*, por lo que claramente se puede observar que estamos en un período de transición al uso de una gran diversidad de combustibles.

En cuanto al conjunto de la flota, actualmente no llega al 5% el total de buques capaces de emplear combustibles alternativos, por lo que el consumo de combustibles alternativos es todavía residual. La opción más extendida para el cumplimiento de las normas OMI de bajas emisiones ha sido la instalación de *scrubbers*, que ya llega a cubrir a la cuarta parte de la flota, aunque el ritmo de instalación ha bajado sensiblemente desde los 300 al mes en 2020 a los 15 a estas alturas del 2022 [2]. Adicionalmente, un 25% de la flota cuenta con tecnologías de ahorro de energía (EST) entre los que se incluyen hélices con tobera, bulbos de timón, rotores Flettner y sistemas de lubricación por aire, a los que se unirán otro tipo de *retrofits* como el *Ballast Water Management (BWMS)*. Estas son precisamente las soluciones que se pretende que se consoliden a la vez que se debe invertir en buques más limpios [6].

3. Infraestructura Portuaria Española: instalaciones y capacidades actuales

Sistema portuario español

El sistema portuario español, desde el año 1992, está integrado por 46 puertos de interés general gestionados por 28 Autoridades Portuarias, cuya coordinación y control corresponde al ente Público Puertos del Estado, que es un órgano dependiente del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana que tiene atribuida la ejecución de la política portuaria del Gobierno, todos ellos bajo un modelo *landlord* [7].

Bajo este modelo, la Autoridad Portuaria mantiene la propiedad del puerto, mientras que la infraestructura se arrienda a empresas privadas de explotación. Las responsabilidades de la Autoridad Portuaria como propietaria incluyen la explotación económica, el desarrollo a largo plazo del terreno y el mantenimiento de la infraestructura

portuaria básica, como las carreteras de acceso, los atracaderos y los muelles. Las empresas privadas de explotación que arriendan a la Autoridad Portuaria proporcionan y mantienen su propia superestructura y compran e instalan sus propios equipos. La mano de obra de los muelles también es empleada por las empresas privadas de arrendamiento,

Las instalaciones portuarias, por su parte, se refieren a las obras civiles de infraestructura y edificaciones o superestructuras, así como a las instalaciones mecánicas y redes técnicas de servicio construidas o ubicadas en el ámbito territorial de un puerto y destinadas a realizar o facilitar el tráfico portuario [7].

Las infraestructuras portuarias

Las infraestructuras portuarias han ido recogiendo de diferentes formas la necesidad de adaptarse a las normativas de reducción de emisiones y protección medio ambiental en función de los tráficos a los que atienden prioritariamente y de la capacidad de financiación en cada momento.

Según la propia ESPO, en 2022 el 75% de los puertos de la UE y Noruega poseen algún certificado *Environmental Management System* (EMS), ya sea el ISO, el EMAS o el PERS, hasta el 90% han implementado políticas medioambientales y tienen un programa de control medioambiental y un 88% de ellos tienen definidos objetivos de mejora medioambiental [9].

El EMI, por su parte, marca las diez prioridades en las que los puertos deben enfocarse en materia medioambiental, en base a los cuales se genera una fórmula que permite medir el rendimiento medioambiental del puerto de 0 (sin gestión medioambiental) a 10 (gestión medioambiental excelente) [10]. Se espera que dicho valor alcance la cota de 8 puntos en 2025, lo que casi ya se ha logrado pues su evolución desde que se creó en 2013, cuando se situaba en los 7,25, ha sido al alza hasta posicionarse en los 7,98 en 2022 [9].

En España, en el año 2018, según Puertos del Estado, 7 autoridades portuarias cuentan con el EMAS, 16 con la certificación ISO 14001, más otras 2 en fase de implantación, y 8 tienen el PERS [11], a las que se ha unido recientemente Ceuta. Según la base de datos de la ESPO, de los 13 puertos españoles que se han sumado a esta red, 9 tienen el PERS, 12 cuentan con el certificado ISO 14001 y 7 con el EMAS, de los cuales 5 cuentan con los tres certificados: Algeciras, Barcelona, Cartagena, Ceuta y Vigo; otros 5 tienen dos de ellos: Bilbao, Huelva, Melilla, Sevilla y Valencia; mientras que el resto tienen solo uno: Castellón, Tenerife y Vilagarcía [12]. Con estos datos, España se sitúa a la cabeza del sistema portuario europeo en cuanto al grado de compromiso adquirido junto con Reino Unido y Alemania, duplicando a Francia, Países Bajos y Dinamarca, y dejando muy atrás al resto de países. Cuando nos asomamos a las prioridades medioambientales de los puertos resulta que prácticamente todos los objetivos se circunscriben al lado tierra, dejando de lado del mar apenas la mejora de la calidad del agua, el dragado del puerto y el apoyo a la salida de las basuras del buque, lo que deja un solo ítem vinculado directamente con el apoyo a las necesidades del buque, no apareciendo todavía ninguno relacionado con el soporte energético al buque, el aprovisionamiento, la regulación de las tasas portuarias, o el desarrollo del puerto para dar cobertura a la carga y descarga de mercancías y personas de los buques, a pesar de que desde el año 2008 ya se viene presionando a las navieras y armadores con una continua y cada vez más estricta reglamentación difícil de cumplir si los puertos no están preparados. Si bien es cierto que en estos años el nivel de compromiso de los puertos en estas prioridades ha ido aumentando, subiendo paulatinamente el grado de compromiso desde unos niveles del 35 al 67% en 2013 a una horquilla actual en 2022 del 45 al 82%, el porcentaje de puertos que están barajando adaptar su infraestructura se mantiene oscilando en el nivel del 75%, que siendo elevado no nos informa de hasta qué punto se van a materializar dichas adaptaciones ni las razones que no se hagan en su caso.

En cuanto a los denominados *green services to shipping*, ESPO destaca el suministro de energía eléctrica desde tierra (*Onshore Power Supply*, OPS), las instalaciones de aprovisionamiento de GNL y las tasas portuarias reducidas. Este seguimiento se implantó en los puertos europeos en 2016 pero no ha sido hasta 2021 cuando se ha consolidado [9]. Los datos arrojados indican que en este lapso de tiempo se ha pasado de 32 puertos que ofrecen OPS a los 51 actuales, en los que hay al menos un muelle con este servicio. De ellos, casi la mitad cuentan con instalaciones capaces de suministrar alto voltaje para los grandes buques, mientras que hasta el 86% ofrecen

suministro de bajo voltaje para buques como ferries o remolcadores. Adicionalmente, un 48% de estos puertos tienen intención de capacitar sus muelles con OPS.

En cuanto a la posibilidad de suministra GNL, 32 puertos cuentan con capacidad en 2022, aunque la mayoría (82%) no tienen instalaciones fijas y aprovisionan desde camiones, y casi la mitad cuentan con barcazas de aprovisionamiento. Un 21% de los puertos están desarrollando esta infraestructura de GNL, aunque la mayoría no se posiciona favorablemente a invertir en estos servicios en los próximos años (75%). Obviamente, este método de suministro de GNL por camión no es suficiente para abastecer más de 150 m³ sin demora en la escala promedio de un buque. El suministro de GNL por barcaza crece muy lentamente. En España, sólo están en operación dos barcazas de GNL (Tabla 1), una en Huelva y otra en Algeciras. Incluso si vamos más allá de 2023, solo habrá cuatro barcazas de GNL adicionales en los Puertos Ibéricos según información proporcionada por DNV [18]. En el caso de los puertos europeos, vemos que ya están operando 19 barcazas de GNL, todas ellas en la zona ECA. Fuera de Europa la situación es aún peor, principalmente porque las zonas ECA comenzaron más tarde que la europea. Contamos con cinco en Asia, tres en EE. UU., una en Brasil, una en Jamaica y dos en una ubicación desconocida. Por lo tanto, tenemos un total de 35 barcazas de GNL en todo el mundo operando en 2022. Si extendemos el margen hasta 2024, tendremos 40 proyectos adicionales de futuro, el 65% de ellos en Europa y Asia, que prevén un crecimiento uniforme. velocidad de desarrollo más lenta en Estados Unidos.

Vessel Name	Port	Status	Delivery Capacity	Operator
Oizmendi	Huelva	Operation	2018/600	Cepsa
Bk Breeze	Algeciras	Operation	2018/1200	Cepsa
Unnamed	Portugal	Decided	2022	Galp
Unnamed	Algeciras	Decided	2023/12500	Peninsula
Unnamed	Barcelona	Decided	2022/5000	Shell
Unnamed	Barcelona	Discussion	2023/6000	Naturgy

Tabla 1. Estado actual (Marzo 2022) de gabarras de GNL en España y Portugal. Fuente: DNV

Por último, hasta el 60% de los puertos cuentan con tarifas diferenciadas, y otro 33% piensan ponerlas en marcha próximamente, para los buques que certifiquen el estricto cumplimiento de la normativa en diversas cuestiones, entre las que destacan la segregación y manejo de las aguas de lastre (58%), la reducción de gases contaminantes (58%), la reducción de gases de efecto invernadero (42%), la reducción de ruidos (24%) y los certificados medioambientales (47%).

4. Necesidades de conversión de la infraestructura portuaria

La provisión de instalaciones de recepción en los puertos es crucial para la aplicación efectiva de MARPOL, la estrategia de la OMI sobre los GEI y el *Green Deal* de la UE. La realidad del avance en medidas tomadas en la flota para reducir la contaminación por parte del transporte marítimo viene condicionada por el lento avance de los ajustes en las infraestructuras portuarias, que lejos de adelantarse a las necesidades de la flota, van adaptándose al ritmo que aquella le impone. Así, el sistema portuario, bajo la denominación de *Green Ports*, se ha movido desde la implantación de certificados para valorar la adecuación a las medidas de la contaminación y la capacidad de gestionar residuos hacia la implementación de estructuras que coadyuven al sistema marítimo portuario a afianzarse como un resorte a las necesidades de las navieras en función de los sistemas de reducción de emisiones adaptados en cada momento. Pero como hemos visto, las limitaciones generadas por el reparto de competencias entre las administraciones locales y las propias autoridades portuarias, sumadas a la falta de incentivos a los operadores locales y concesionarios de los puertos, han lastrado la canalización de los recursos hacia la mejora de las infraestructuras portuarias, minando la capacidad de la flota de adecuarse si entre sus activos no cuenta con acuerdos comerciales prioritarios con los puertos en los que carga/descarga o no participan en el accionariado de los mismos directamente, entre otras posibilidades de apuntalar las estrategias más convenientes al sector marítimo. En tal caso se pueden vislumbrar movimientos tendentes a cubrir este *gap* entre el marítimo y el portuario. Así, actualmente hay 450 puertos con abastecimiento de GNL y más de 100 instalaciones previstas, aunque la mayoría de las infraestructuras se basan en suministro por camión (175) o instalaciones de almacenamiento locales (383) para los 830 buques ya acondicionados para consumir este combustible, 500 de ellos son buques LNG. Sólo hay en la actualidad 43 gabarras capaces de suministrar GNL, más de la mitad de ellas en el norte de Europa, aunque se espera que entren otras 41 nuevas gabarras en los próximos cinco años. No existen sin embargo ninguna infraestructura capaz de suministrar metanol, amoníaco o hidrógeno.

Existen 147 puertos cuentan con conexión OPS Europa y otros 22 en el resto del mundo para los más de 1.700 buques equipados o por equipar con esta tecnología [13, 14]. La presión de la reglamentación europea, a través de la regulación “*Alternative Fuels Infrastructure (AFI)*” propuesta en julio de 2021, por un lado, que empuja hacia las conexiones OPS, y la notable elección de los armadores en equipar a sus buques con motores que consumen GNL, por el otro, son los impulsores de que los puertos se hayan movilizado para proveerse de las infraestructuras que les den cobijo. Sin embargo, es evidente el retraso con el que estas instalaciones están llegando al sistema, lo que pudo provocar inicialmente un movimiento hacia los *scrubbers* en los buques, evitando el colapso en el aprovisionamiento de GNL, a la vez que se optaba por la presión hacia las petroleras para generar combustibles bajos en azufres. Hoy en día el uso de combustible con contenido máximo de azufre de un 0,5% *Very Low Sulphur Fuel Oil (VLSFO)* es ya más de la mitad de la demanda mundial de bunker. Este movimiento de los puertos, sumado a los problemas inherentes de los *scrubbers*, tales como la mayor exigencia de control de residuos de los *scrubbers* de lazo cerrado y la prohibición de uso de *scrubbers* de lazo abierto en algunos puertos, pueden haber facilitado el cambio de tendencia en el uso de estos en favor del consumo de GNL.

Por el contrario, dado que la normativa sobre las OPS viene de lejos, ha permitido que tanto los puertos como los buques vayan adoptando esta tecnología en paralelo, con las lógicas diferencias temporales justificadas por la regulación de las obras en infraestructuras portuarias y la búsqueda del mejor momento para la instalación a bordo de los equipos necesarios para las conexiones OPS.

Por tanto, se observan claramente dos posibles caminos para la adaptación de los puertos a las necesidades de los buques: el uso de la normativa que impulse la adopción de las infraestructuras necesarias para dar el servicio que corresponda, y el movimiento forzado por la incorporación a los buques a los que dan servicio de las tecnologías elegidas, con objeto de evitar perder dichos tráfico.

A la luz de todo lo anterior, podríamos aventurar, sin mucho peligro de equivocarnos, que el movimiento derivado del impulso dado por los buques *early adopters* de una determinada tecnología no produce movimiento alguno en el sector portuario, pues aquellos buques tendrán asegurada de alguna forma su supervivencia, vía aprovisionamiento o acuerdo puntual en el puerto en el que realice sus escalas periódicamente, por lo que los cambios se producirán en puertos puntuales *motu proprio*. Sin embargo, aquellos buques que se unan después al cambio tecnológico, los denominados *followers*, podrán aprovechar en primera instancia la existencia de estos puertos ya acondicionados, lo que provocará un efecto dominó en los demás puertos en los que hagan escala frecuentemente para no perder competitividad, acelerando el proceso de adecuación portuaria.

Siguiendo este guión, los puertos irán a remolque de los buques, por lo que en este contexto es muy probable que no se consiga alcanzar la velocidad de cambio requerida para cumplir con las exigencias medio ambientales en plazo. Complementariamente, la movilización observada tras la implementación de una normativa tiene la particularidad de producirse en paralelo en ambos sectores, el marítimo y el portuario, por lo que ninguno de los dos debe esperar al otro para avanzar, reduciendo los riesgos de los *early adopters* así como los tiempos de avance del sistema marítimo-portuario para cumplir con las normativas de emisiones. Se hace necesario, por fin, determinar cuáles van a ser las tecnologías que se adapten, para lo que de nuevo el sector marítimo se adelanta y comienza a probar diferentes alternativas: baterías, LPG y metanol ya están siendo utilizados como combustibles a bordo. Con baterías ya se tienen unos 300 buques, la mayoría de ellos en el Mar del Norte y las costas de Noruega, mientras que ya hay 22 buques que emplean con LPG y otros 20 utilizando metanol. Para estos últimos, el sistema portuario cuenta con 117 infraestructuras de suministro de metanol; además, sorprendentemente a estos efectos, hay otras 195 instalaciones de aprovisionamiento de amoniaco [14].

Que los puertos deben adaptar sus infraestructuras a las necesidades de consumo de combustibles que demanden los buques es, y después de más de cien años de consumo de fuel oil pesado, una obligación que exige flexibilidad

administrativa, regulación favorable y normativas que den seguridad a las instalaciones y a las operaciones de aprovisionamiento.

Que los puertos deban ser los impulsores del cambio es una condición *sine qua non*, pues no solo deben facilitar la posibilidad de incorporar las infraestructuras requeridas, sino que deben facilitar los mecanismos económicos mediante estructuras público-privadas que resuelvan “el elevadísimo coste del despliegue de la infraestructura de suministro a escala mundial” [15].

Que los puertos puedan hacerlo en las condiciones exigidas por estas normativas y regulaciones es otra cuestión, pues la situación de muchos de los puertos en zonas protegidas medioambientalmente, cerca o dentro de ciudades o sin posibilidades físicas de expansión, pueden condicionar sobremanera el adecuado ritmo de avance.

5. Retos del Sistema Portuario

Un porcentaje muy significativo de la contaminación marina del transporte marítimo se produce en los puertos, afectando tanto al entorno de estos como a tierra adentro. Así, se calcula que hasta el 70% de la contaminación de los buques penetra hasta 400 km más allá de la costa, lo que a efectos de la península ibérica implica prácticamente afectar al 60% de su geografía [16].

El entorno más inmediato de los puertos, que suelen ser ciudades muy concurridas por lo general, sufre especialmente esta situación de contaminación localizada debido a la actividad de los buques en puerto. Las mediciones y el control de la contaminación pasan por ser claves en la identificación de los mayores contaminantes, NOx y SOx, y de la capacidad de reducción de estos mediante las soluciones implementadas.

Los contaminantes en tierra, como son los propios vehículos empleados en los puertos, las grúas, *straddles* y demás equipamientos de movimientos de carga horizontales y verticales, etc., pueden ser de más fácil y rápida solución vía empleo de baterías o conexión directa a la red eléctrica, por más que la transformación conlleve costes y reestructuraciones de los espacios físicos del puerto.

Aprovechar esta planificación para insertar cambios más severos en términos de recursos económicos, pero sobre todo de exigencia tecnológica, no solo acelerará el proceso de adecuación de los puertos a las normativas de emisiones, sino que redundará antes en la mejora de las condiciones de vida de la población de las ciudades [17].

Los barcos, por su parte, pasan en puerto o en las cercanías más tiempo del estrictamente necesario según la mayor organización mundial de armadores, fletadores, agentes y corredores marítimos BIMCO (Baltic and International Maritime Council) [18] y la ITPCO (International Taskforce Port Call Optimization), cuyos principales miembros son los grandes puertos y las compañías navieras [19], que además promueve un acercamiento a la operativa aérea a través del STM (*Sea Traffic Management*) [20]. Se estima que las reducciones en emisiones de CO2 en puerto podría alcanzar los 60 millones de toneladas [17] con un ahorro en costes de unos 75 \$/t [21].

En los puertos en los que se ha medido la contaminación de los buques nos encontramos con que la ruta en las aguas interiores del puerto hasta el atraque condiciona la emisión de contaminantes [22], que es más importante el tamaño y capacidad de los buques que el tiempo que pasan en puerto [23], que hay buques que claramente determinan la calidad del aire en cada puerto, como los cruceros en Las Palmas, los petroleros, los *bulkcarriers* y los portacontenedores en Kaohsiung (Taiwan) o los portacontenedores en Busan (Corea), que la contaminación procedente de los buques supone un porcentaje superior al generado en las propias ciudades, como en el puerto de Izmir (Turquía), o que la dispersión de las emisiones no solo provoca problemas de salud, según estudios llevados a cabo en el puerto de Shanghai Yangshan (China) y en tres puertos daneses, sino que dependen de la estación del año, siendo el verano cuando se amplifican sus efectos, y de la hora de las operaciones, siendo entre las 8:00 y las 20:00 el periodo de mayor actividad, o que, por no seguir, el NOx es el principal contaminante [24].

Uno de los resultados más destacados lo tenemos en la comparativa que se hizo en China entre la contaminación portuaria de los 24 mayores puertos frente al total de contaminación rodada en todo el país, que cuantificó esta relación en el 30%, lo que da buena cuenta de la importancia relativa y absoluta de esta cuestión [25].

No caben, por tanto, dudas al respecto del impacto negativo y de las externalidades que se producen en los puertos, que ya en el año 2014 la OCDE estimaba en 12 billones de euros anuales para los 50 mayores puertos y un impacto directo sobre aproximadamente unos 230 millones de personas, además de daños en edificios y materiales, pérdidas de cosechas y pérdida de biodiversidad [27].

Se está creando, por tanto un nuevo entorno en el sector portuario producido por:

1. Cambios en entorno de oferta y demanda
2. Concentración de navieras
3. Buques más grandes
4. Nuevas tecnologías y necesidad de abastecimiento de combustibles alternativos

Estos cambios han afectado también a la distribución de funciones entre el sector público y privado en el entorno portuario y se ha producido una transición en los modelos de gobernanza portuaria, pasando de un modelo altamente centralizado por el sector público, que actuaba generalmente a través de una única institución, a otro con una mayor participación privada y con la implicación de diferentes instituciones pertenecientes a distintos niveles del sector público (supranacional, nacional, regional e incluso local). Este nuevo modelo es bastante más complejo que el anterior por el aumento del número de instituciones públicas y privadas que participan en los diferentes niveles de toma de decisiones.

Podemos definir así como uno de los mayores retos del sistema portuario el coordinar los intereses públicos y privados con el objetivo común de obtener puertos eficientes, eficaces y competitivos. En cuanto a Gobernanza, el modelo actual de gobernanza portuaria española es el denominado *landlord port*. El reto aquí será el de evolucionar por necesidad a un modelo nuevo basado en la corporatización y la gestión público-privada de los puertos españoles de interés general.

6. Conclusiones

Del Marítimo...

Los cambios confirmados en 2016 por la OMI nos han llevado a que a partir del año 2020 el nivel máximo de azufre en las emisiones de los combustibles marinos en zonas controladas (Emission Control Areas, ECAs) y puertos europeos sea del 0,1%S (en contenido de Azufre) y fuera de estas zonas del 0,5%S. Al mismo tiempo, también han impuesto diferentes límites a las emisiones de óxidos de Nitrógeno (NOx). Para cumplir estos límites la flota mundial se planteó inicialmente consumir únicamente combustibles destilados (Marine Diesel Oil, MDO), mucho más caros que el fuel pesado, utilizado mayoritariamente desde hace más de 100 años y con un diferencia media de precios de 258 \$/t (2010-2020), o bien invertir en nuevas formas de propulsión. Como alternativas al MDO y para cumplir con la normativa, se han consolidado el uso de scrubbers (torres de lavado de los gases de escape) y el GNL. La nueva estrategia de la OMI en emisión de gases de efecto invernadero (Greenhouse Gas, GHG) complementa a las anteriores medidas centradas en reducir SOx y NOx, pero en este caso buscando la reducción de las emisiones de dióxido de carbono (CO2) por transporte al 40% en 2030 y al 50% en 2050, respecto a las emisiones producidas en 2008. La Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático, COP26, se ha fijado no sobrepasar los 1,5 °C de calentamiento global. Y para ello, ya no basta con reducir el contenido de azufre en combustibles. Ahora se requiere el uso de nuevos combustibles con bajo factor de CO2, así como mejorar la eficiencia energética mediante la reducción de velocidad y potencia, mejora en diseños hidrodinámicos y la optimización de rutas.

...al portuario

En la actualidad hay más de 4.600 buques con scrubber ya instalado, más de 600 buques con GNL como combustible y 300 buques que utilizan baterías recargables que buscan infraestructura portuaria para poder abastecerse. Estas cifras contrastan con las sólo 23 gabarras capaces de suministrar GNL en puertos, todos en el norte de Europa y en EE.UU., primeros en adoptar medidas medioambientales más restrictivas. Las normativas

europas *EU Green Deal* o el paquete de medidas “*Fit for 55 Package*” firmado el 14 de julio de 2021 harán sin duda aumentar la velocidad para llegar a una Europa neutral en el 2050, incluyendo al transporte marítimo. Para ello, nuestros puertos, acostumbrados al suministro de únicamente dos combustibles, fuel y gasóleo, deberán atender a demandas de nuevos combustibles, asegurando su origen renovable, OPS o incluso el almacenamiento de CO2 capturado. Los buques están navegando por delante de la infraestructura portuaria, que debe adaptarse urgentemente para atender a estas nuevas tecnologías y acelerar el cumplimiento de los objetivos medioambientales. Para ello, son absolutamente necesarias las ayudas europeas e inversión privada, pues a diferencia de un buque, el puerto difícilmente verá recuperada su inversión en una infraestructura de suministro de GNL o un OPS.

Los puertos españoles deben, por tanto, llamar a su competitividad y gobernanza para no quedarse atrás e impulsar la economía azul y el concepto de smart ports. Competitividad porque los puertos españoles deben aprovechar su papel geoestratégico en varias de las principales líneas de navegación internacional para ser los que ofrezcan un producto más completo a las navieras y ser elegidos como hubs de descarbonización en su ruta. El modelo de Gobernanza debe evolucionar hacia la flexibilidad en la toma de decisiones que permita adelantarse a los cambios en la normativa marítima con el reto de coordinar intereses públicos y privados con el objetivo común de obtener puertos eficientes y eficaces, es decir, competitivos. Una vez más, los puertos están llamados a servir de nexos entre buque y sociedad, pero incluyendo ahora en el concepto de puerto un imprescindible *hub* de descarbonización.

Referencias Bibliográficas

- [1] EMSA (2021). European Maritime Transport Environmental Report. EMSA 2021. Lisbon. Disponible en: <https://www.emsa.europa.eu/publications/item/4513-european-maritime-transport-environmental-report-2021.html>
- [2] Clarksons (2021). Shipping Review & Outlook. September 2022. Clarksons Research. Disponible en: <https://insights.clarksons.net/shipping-outlook-still-managing-disruption-going-green/>
- [3] IMO (2021). Fourth IMO GHG Study 2020. IMO. London. Disponible en: <https://www.imo.org/en/OurWork/Environment/Pages/Fourth-IMO-Greenhouse-Gas-Study-2020.aspx>
- [4] IMO (2018). RESOLUTION MEPC.304(72) (adopted on 13 April 2018). Initial IMO Strategy on Reduction of GHG Emissions from Ships. IMO. London. Disponible en: [https://www.wcdn.imo.org/localresources/en/KnowledgeCentre/IndexofIMOResolutions/MEPCDocuments/MEPC_304\(72\).pdf](https://www.wcdn.imo.org/localresources/en/KnowledgeCentre/IndexofIMOResolutions/MEPCDocuments/MEPC_304(72).pdf)
- [5] EU (2022). A European Green Deal. European Commission. Brussels. Disponible en: https://ec.europa.eu/info/strategy/priorities-2019-2024/european-green-deal_en
- [6] AGCS (2021). Safety and Shipping Review 2021. Allianz Global Corporate & Specialty. August. Disponible en: <https://www.agcs.allianz.com/news-and-insights/reports/shipping-safety.html>
- [7] De Langen, P. (2008). Ensuring Hinterland Access; The Role of Port Authorities. JOINT TRANSPORT RESEARCH CENTRE. Discussion Paper 2008-11. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/23535798_Ensuring_Hinterland_Access_The_Role_of_Port_Authorities
- [8] BOE-A-2011-16467 (2011). 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. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/pdf/2011/BOE-A-2011-16467-consolidado.pdf>
- [9] ESPO (2022). ESPO Environmental Report 2022. EcoPorts in Sights 2022. European Sea Ports Organisation. Disponible en: [https://www.espo.be/media/ESP-2959%20\(Sustainability%20Report%202022\)_V8.pdf](https://www.espo.be/media/ESP-2959%20(Sustainability%20Report%202022)_V8.pdf)
- [10] ESPO (2021). ESPO Green Guide 2021. A Manual for European Ports towards a Green Future. Disponible en: <https://www.espo.be/media/ESPO%20Green%20Guide%202021%20-%20FINAL.pdf>

- [11] Puertos del Estado (2018). Memoria de Sostenibilidad del Sistema Portuario. Puertos del Estado. Disponible en: <https://www.puertos.es/Documents/Memoria%20Sistema%202018%20Def.pdf>
- [12] ESPO. EcoPorts Network. Disponible en: <https://www.ecoport.com/network>
- [13] EAFO (2022). European Alternative Fuels Observatory. Ports and infrastructure. Disponible en: <https://alternative-fuels-observatory.ec.europa.eu/transport-mode/maritime-sea/ports-and-infrastructure>
- [14] AFI DNV (2022). Disponible en: <https://afi.dnvgl.com/>
- [15] Carlier, M. (2022). Descarbonización del transporte marítimo. ¿Qué papel para el Amoniac? Revista Ingeniería Naval. Enero. Disponible en: <https://sectormaritimo.es/amoniaco-nh3-solucion-posible-para-los-buques>
- [16] Eyring, V. et al. (2009). Transport impacts on atmosphere and climate: Shipping. Atmos. Environ., 44, pp. 4735-4771. Disponible en: <https://www.semanticscholar.org/paper/Transport-impacts-on-atmosphere-and-climate%3A-Eyring-Isaksen/f72bf4a4e1792bb2c300999e1a3ce533c9272809>
- [17] Poulsen, R.T. y Sampson, H. (2020). A swift turnaround? Abating shipping greenhouse gas emissions via port call optimization. Transport Research Part D. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.trd.2020.102460>
- [18] BIMCO (2019). Presentation by Jeppe Skovbakke Juhl (BIMCO) at conference “Smarter systems for more efficient ports”. Copenhagen. March 18.
- [19] ITPCO (2019). Port Information Manual, Version 1.4.5. International Taskforce Port Call Optimization. Disponible en: <https://portcalloptimization.org/images/Port%20Information%20Manual%203.01.pdf>
- [20] STM (2019). Sea Traffic Management. Disponible en: <https://www.seatrafficmanagement.info/>
- [21] Eide et al., (2011). Future cost scenarios for reduction of ship CO2 emissions. Maritime Policy Manage, 38 (1), pp. 11-37. Disponible en: <https://www.tandfonline.com/doi/pdf/10.1080/03088839.2010.533711?src=getft&>
- [22] Toscano, D. et al. (2021). Assessment of the impact of ship emissions on air quality based on a complete annual emission inventory using AIS data for the port of Naples. Ocean Engineering. Volume 232, 15 July. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0029801821005990>
- [23] Liu, T.K., Sheu, H.Y. y Tsai, J.Y. (2014). Sulfur dioxide emission estimates from merchant vessels in a Port area and related control strategies. Aerosol Air Qual. Res., 14, pp. 413-421. Disponible en: <https://aaqr.org/articles/aaqr-13-02-0a-0061>
- [24] Nunes, R.A.O. et al. (2017). Assessment of shipping emissions on four ports of Portugal. Environmental Pollution. Volume 231, Part 2, December. Pages 1370-1379. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0269749117306310#cebib0010>
- [25] Fu, M., Liu, H. y Kebin, H. (2017). National- to port-level inventories of shipping emissions in China. Environ. Res. Lett., 12. Article 114024, Disponible en: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1748-9326/aa897a>
- [26] Progiou, A.G. et al. (2021). Air pollutant emissions from Piraeus port: External costs and air quality levels. Transportation Research Part D: Transport and Environment. Volume 91. February. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1361920920307732#bi005>
- [27] OECD (2014). Shipping Emissions in Ports. International Transport Forum. Discussion Paper No. 2014-20. Disponible en: <https://www.oecd-ilibrary.org/content/paper/5jrw1kct83r1-en>
- [28] DNV (2015). The Fuel Trilemma: Next generations of marine fuels. DNV GL Strategic Research & Innovation. Position Paper 03-2015. Oslo. Disponible en: <https://safety4sea.com/wp-content/uploads/2015/06/DNV-GL-Position-Paper-on-Fuel-Trilemma.pdf>

Producción de amoníaco verde en parques marinos aislados: Proyecto BahíaH2

Production of green ammonia in isolated marine parks: BahíaH2 Project

Vidal Pascual, C.^a; Royano Gutiérrez, F.^b y Guanche García, R.^c

^aInstituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, <https://orcid.org/0000-0003-1178-3314>, vidalc@unican.es. ^bInstituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, royanof@unican.es. ^cInstituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, <https://orcid.org/0000-0001-9768-1727>, guancher@unican.es.

Abstract

Under the pressure of climate change, human society is facing a drastic reduction in greenhouse gases (GHG). With this objective, the European Commission has proposed a goal of reducing GHG emissions for 2030 of at least 55% of the emissions in 1990, maintaining the objective of neutrality in emissions for 2050.

The most abundant sources of renewable energy (solar and wind) are intermittent and random, so a certain degree of accumulation is required to accommodate demand. Even if all the demand for electrical energy were covered with renewable sources and electrical storage systems, there would still remain between 53% and 68% of the energy demand (heavy land transport, sea and air transport, agriculture, industry, heat, etc.) which would require other solutions. The obvious solution is synthetic, gaseous or liquid fuels hereinafter referred to as CS.

The objectives of this article are: 1) to show the advantages of green ammonia as an energy vector and its suitability for its production, storage and dispatch in floating offshore wind farms isolated or not from land and 2) to present the BahíaH2 project, dedicated to studying and evaluate the proposal.

Keywords: *green ammonia, offshore wind power, synthetic fuels, energy storage*

Resumen

Bajo la presión del cambio climático, la sociedad humana se está enfrentando a una drástica reducción de los gases de efecto invernadero (GEI). Con este objetivo, la Comisión Europea ha propuesto un objetivo de reducción de emisiones de GEI para 2030 de al menos un 55% de las emisiones en 1990, manteniendo el objetivo de neutralidad en emisiones para 2050.

Las fuentes más abundantes de energía renovable (solar y viento) son intermitentes y aleatorias, por lo que, para acomodarse a la demanda se requiere un cierto grado de acumulación. Aunque toda la demanda de energía eléctrica se cubriera con fuentes renovables y sistemas de acumulación eléctrica, todavía quedaría entre un 53% y un 68% de la demanda de energía (transporte pesado terrestre, marino y aéreo, agricultura, industria, calor etc.) que requeriría otras soluciones. La solución obvia son los combustibles sintéticos, gaseosos o líquidos denominados en los sucesivos CS.

Los objetivos de este artículo son: 1) mostrar las ventajas del amoníaco verde como vector energético y su idoneidad para su producción, almacenamiento y expedición en parques eólicos marinos flotantes aislados o no de tierra y 2) presentar el proyecto BahíaH2, dedicado a estudiar y evaluar la propuesta.

Palabras clave: *amoníaco verde, energía eólica marina, combustibles sintéticos, acumulación de energía*

1. Introducción

Bajo la presión del cambio climático, la humanidad se está enfrentando a una drástica reducción de las emisiones de Gases de Efecto Invernadero (GEI). En este sentido, la Comisión Europea (CE) (Comisión Europea, 2021), ha propuesto un objetivo de reducción de emisiones de GEI para 2030 de al menos un 55% de las emisiones en 1990, manteniendo el objetivo de neutralidad en emisiones para 2050.

Las fuentes más abundantes de energía renovable (solar y viento) son intermitentes y aleatorias, por lo que, para acomodarse a la demanda se requiere un cierto grado de acumulación. Aunque toda la demanda de energía eléctrica se cubriera con fuentes renovables y sistemas de acumulación eléctrica, todavía quedaría entre un 53% y un 68% de la demanda de energía (transporte, agricultura, calor, industria, etc.) que requeriría otras soluciones. La solución obvia son los combustibles sintéticos, gaseosos (CGS) y líquidos (CLS), producidos a partir de energías renovables.

Como se muestra en la figura 1 (Limpens and Jeanmart, 2018), para pequeñas cantidades de energía y periodos cortos de descarga (segundos a horas), el almacenamiento en condensadores, volantes de inercia y baterías, es óptimo. Los almacenamientos en cavernas de aire comprimido (AC) o en embalses hidráulicos (EH) se diseñan para capacidades mayores y son capaces de proveer electricidad a regiones enteras durante horas o incluso días. Para mayores acumulaciones, potencias y periodos de almacenamiento (semanas o meses), la energía debe ser acumulada en forma de combustibles sintéticos denominados en los sucesivo CS.

Todos los CS, salvo el hidrógeno, se consideran sistemas de almacenamiento de hidrógeno ya que los fuertes enlaces químicos actúan comprimiendo el hidrógeno de tal manera que el contenido de hidrógeno por unidad de volumen en estos combustibles es superior incluso a la del hidrógeno líquido (LH_2). La facilidad del almacenamiento a largo plazo, del transporte a grandes distancias, la gran capacidad energética y razones económicas explican las ventajas de los CS en comparación con otras tecnologías de almacenamiento.

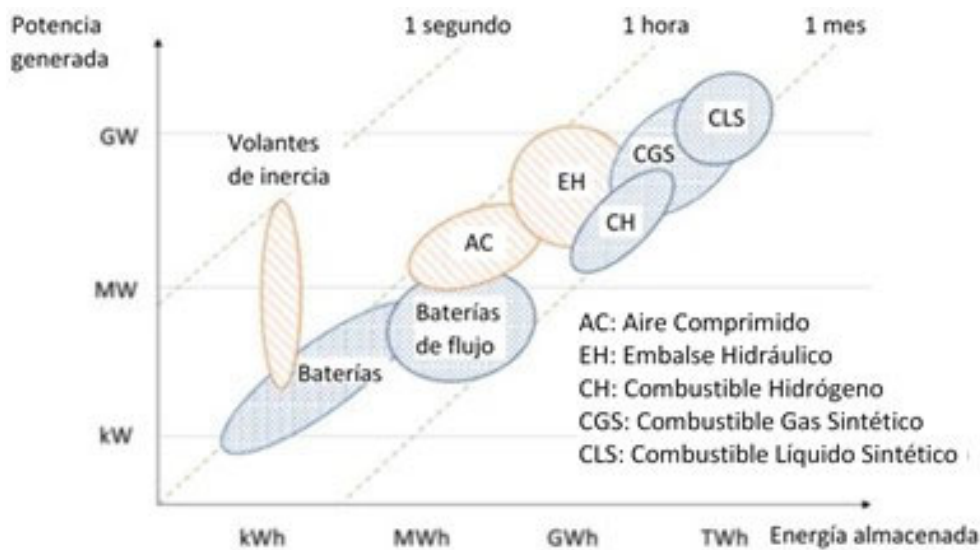


Fig. 1. Potencia eléctrica liberable en función de la energía almacenada para diferentes sistemas de almacenamiento de energía. Las rectas de trazos indican de forma aproximada el periodo de respuesta para el que se suelen diseñar los sistemas. Fuente: Limpens and Jeanmart, 2018

2. Ventajas del amoniaco como vector energético

Los combustibles que se consideran como posibles CS son el hidrógeno y el amoniaco (NH_3) entre los no carbonados y el metano, y el metanol entre los carbonados. Entre estos CS el NH_3 presenta las siguientes ventajas:

- 1) Proceso de síntesis (sistema Harber-Bosh) maduro, bien establecido y adaptable al uso de energías renovables. Además, en la actualidad se están desarrollando procesos de producción directa electroquímica del amoníaco a partir de nitrógeno y agua.
- 2) Las materias primas para la producción del NH_3 (agua y nitrógeno) son abundantes y ampliamente distribuidas.
- 3) La utilización de NH_3 para la producción de energía no genera GEI y se recicla de nuevo en agua y nitrógeno. Esto no ocurre así en los CS carbonados.
- 4) La energía por unidad de volumen del amoníaco líquido (LNH_3) es 1.5 veces superior a la del LH_2 .
- 5) El NH_3 es un producto químico de amplia utilización mundial (185 Mt en 2020) por lo que tiene una red de distribución y protocolos de almacenamiento, transporte y utilización plenamente establecidos.
- 6) El LNH_3 se mantiene líquido a presión atmosférica a una temperatura por debajo de -33 °C o a temperatura ambiente en depósitos de presión, (i.e. 25 °C y 10 bares), de forma similar al propano. Esta es una gran ventaja sobre el LH_2 , que no puede mantenerse líquido a temperatura mayor que 33 °K ó -252.87 °C , por elevada que sea la presión. Los contenedores de LH_2 pierden por evaporación parte del contenido, por lo que no es rentable para el almacenamiento a largo plazo o los transportes de largo recorrido, (Züttel, 2003), teniéndose que recurrir al almacenamiento gaseoso a elevadas presiones (700 bares), lo que hace que el hidrógeno comprimido sea inviable económicamente para grandes volúmenes, debido al coste de los depósitos y el consumo de energía que supone la compresión.
- 7) El NH_3 es un gas poco inflamable comparativamente con el hidrógeno y su toxicidad queda compensada por el bajo umbral de percepción olfativa y la rápida dispersión en la atmósfera, al ser un gas menos pesado que el aire.
- 8) El NH_3 puede ser utilizado en motores de combustión interna, turbinas para la producción de energía, turbinas de aviación, hornos, calderas y células de combustible directas, por lo que es tan versátil como el hidrógeno o el metano. En cualquiera de estas aplicaciones, las emisiones son agua y nitrógeno, que vuelven a la atmósfera sin necesidad de ningún proceso de reciclaje¹.
- 9) Estas ventajas del NH_3 verde hacen que se esté posicionando como uno de los CS más prometedores para el desarrollo de un sistema energético sostenible, ver Figura 2.

¹ Los procesos de combustión del NH_3 a alta temperatura (motores de combustión interna, turbinas, etc.) producen, al igual que en el caso de los combustibles con base de carbono, óxidos de nitrógeno (NO_x) que hay que reducir. Una ventaja del NH_3 es que estos NO_x se reducen con NH_3 , por lo que, en el caso de utilizar NH_3 como CS, no es necesario utilizar un depósito auxiliar para dicha reducción.

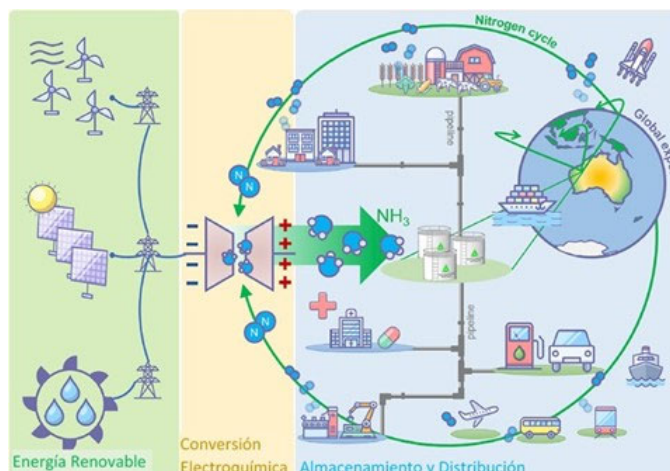


Fig. 2. Visión de una economía basada en el amoniaco. Fuente: Mc Farlane et al. 2020

3. La producción de amoniaco en parques eólicos marinos aislados

La energía eólica marina es una tecnología completamente establecida en Europa y está en plena expansión en el mundo. En la actualidad, se está empezando a instalar los primeros parques eólicos flotantes en áreas cada vez más alejadas de la costa.

El potencial eólico marino y las condiciones de la plataforma continental en las aguas territoriales españolas son muy apropiados para el desarrollo de la energía eólica flotante. Por ello, se ha planteado la posibilidad de la utilización directa de la energía en el parque eólico para la producción de CS en plataformas flotantes. El combustible producido puede entonces ser enviado a tierra por tubería, utilizado para el repostaje de barcos en alta mar o descargado en buques de gas licuado para su distribución a cualquier lugar del mundo. Como ejemplo, Dinamarca está proyectando la construcción de una “isla energética”, con capacidad de 3 GW y posible expansión a 10 GW, en el oeste de Jutlandia a 80 km de la costa, enlazada a grandes parques eólicos, para la producción de CS, ver Figura 3.



Fig. 3. Infografía de la isla energética que el gobierno Danés está proyectando en el Mar del Norte, a 80 km de la costa oeste de Jutlandia. Fuente: Agencia Danesa de la Energía.

Con el objetivo de la promoción de la energía eólica marina, el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IHUC) es uno de los promotores del Grupo de Empresas denominado Supercluster Atlantic Wind (SAW) que agrupa los siguientes grupos de empresas del norte de España:

- Sea of Innovation Cantabria Clúster (<https://cantabriaseaofinnovation.es/>)
- Galicia Offshore Energy Group (<https://www.asimegoe.com/>)
- Consorcio Tecnológico de la Energía de Asturias (<http://www.ainer.es/>)

El primer proyecto SAW es el proyecto BahíaH2, cuya motivación y objetivos se describen en el apartado siguiente.

4. Descripción del proyecto BahíaH2

4.1. Motivación

El NH₃ verde está siendo considerado como un CS que sustituya a los actuales combustibles fósiles (The Royal Society, 2020). Además, el NH₃ es un producto utilizado mundialmente en la fabricación de fertilizantes y en la industria química. La mayor parte de esta producción se realiza en la actualidad a partir de hidrógeno obtenido de combustibles fósiles, por lo que la fabricación del NH₃ utiliza el 2% de la energía consumida por la humanidad y produce el 1.2% de las emisiones de GEI, (Liu et al., 2020).

Por otro lado, el transporte marítimo es responsable en la actualidad del 2.5% de las emisiones de GEI y se prevé un fuerte incremento, de hasta un 250%, para 2050, (Comisión Europea, 2021). En este ámbito, el NH₃ se está posicionando como sustituto de los combustibles fósiles y en la actualidad, varios fabricantes están desarrollando motores y células de combustible de NH₃, (Man, 2019), (Fraunhofer, 2021), (Wärtsila, 2020).

El proyecto BahíaH2 está motivado en esta necesidad de descarbonización de la producción del NH₃ y del transporte marítimo y la idoneidad de los grandes parques eólicos marinos para el suministro de energía a las plantas de producción de NH₃ en alta mar, ya que las materias primas (agua y aire) están disponibles y las operaciones de almacenamiento y descarga son fácilmente realizables.

Se espera que la producción de NH₃ verde en los parques eólicos flotantes (PEF) en 2050 supere el medio millón de toneladas (producción de NH₃ en España en 2020 por las empresas del grupo Fertiberia \cong 600.000 t). Asumiendo que cada tonelada de NH₃ fabricado a partir de gas natural produce 1.5 t de CO₂, (Chisalita et al., 2018), la producción de este NH₃ verde supondrá una reducción de emisiones de CO₂ de unas 800,000 t anuales.

4.2. Objetivo del proyecto BahíaH2

El objetivo general del proyecto **BahíaH2** es demostrar la viabilidad de la producción de NH₃ verde en alta mar mediante parques eólicos marinos aislados de tierra.

4.3. Fases del proyecto BahíaH2

El proyecto BahíaH2 se organiza en tres etapas, correspondientes a tres niveles de desarrollo tecnológico.

El objetivo de la primera fase es la construcción y el estudio de la O&M de una planta flotante de producción de NH₃ conectada a un parque fotovoltaico flotante (PFF) de unos 500 kW, una superficie aproximada de 3600 m² y formado por flotadores de HDPE que soportan pasarelas y paneles PV, ver Figura 4. La barcaza de producción de NH₃ estará construida en acero, con una superficie de cubierta útil aproximada de 450 m². En esta etapa, la planta tendrá conexión de agua y energía eléctrica con las redes del puerto. La producción de la planta será de unos 22 a 28 Kg/h de LNH₃, que se almacenará en depósitos en tierra y se utilizará como combustible en barcos de servicio de la Autoridad Portuaria de Santander adaptados para este combustible.

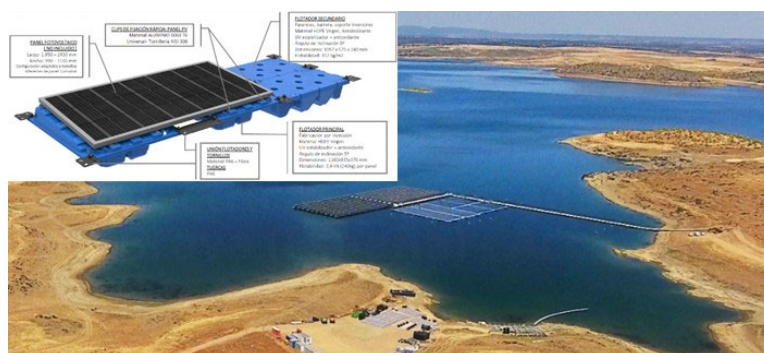


Fig.4. Planta solar flotante del embalse de Sierra Brava (Acciona) 2020. Potencia instalada: 446 kW. N° de unidades: 2991. Sistema Isifloating de Isigenere

La PFF y la barcaza de producción de NH_3 se instalarán en el Puerto de Santander, en las proximidades de las instalaciones de Anión, ver Figura 5. En esta fase se estudiará la integración de todos los sistemas y su adaptación al suministro intermitente de energía característico de la energía solar y eólica. Se prevé que esta fase se inicie en 2022 y finalice en 2024.

La fase 2 implica la construcción y operación de un barco factoría (FPSO) adaptado para la producción de LNH_3 , anclado a una monoboya CALM. La energía para la producción de NH_3 provendrá de un aerogenerador flotante. La instalación se realizará en un centro de pruebas para energías renovables marinas y posiblemente pueda reutilizar algunos de los prototipos de aerogeneradores que se prueben en el mismo. El nivel tecnológico que se espera alcanzar será un TRL4-5. En esta fase, el aerogenerador y el FPSO estarán aislados relativamente de tierra (podrán recibir energía y comunicaciones a través de los cables submarinos del centro de pruebas) y se ensayará la adaptación de la producción a las condiciones marinas de alta mar (desalación de agua de mar para los electrolizadores, agua de mar para la refrigeración, oscilaciones y cargas producidas por la dinámica marina, etc.) y al suministro intermitente de energía. Se prevé que esta fase finalice en 2026.



Fig. 5. Posible ubicación del fondeo de la planta solar flotante y barcaza de producción de NH_3 en la Bahía de Santander, para la fase 1 del proyecto BahíaH2

En la fase 3 se anclará a una monoboya CALM un FPSO para la producción, almacenamiento y descarga de LNH_3 en un PEF comercial, ver Figura 6. En esta fase se analizará la operación de la planta en condiciones aisladas y se realizarán las operaciones de reaprovisionamiento de buques adaptados al LNH_3 y la descarga a barcos de transporte de LNH_3 . El nivel tecnológico que se alcanzará será un TRL8-9 es decir pre-comercial.



Fig. 6. Composición de un parque eólico offshore servido por un FPSO de LNH_3

5. Retos de los parques eólicos offshore en aguas profundas

El desarrollo de parques eólicos offshore en zonas con plataforma continental estrecha solo podrá realizarse mediante aerogeneradores montados sobre plataformas flotantes. En zonas con plataformas continentales más anchas, es de suponer que, una vez agotadas las áreas con profundidades por debajo de los 60 m, comenzará la

instalación de PEF hasta el límite de las plataformas continentales (entre 200 y 300 m), algunos de los cuales ya están en fase de comercialización. Si se plantea una sustitución completa de los combustibles fósiles por CS, será necesario dar el paso a la instalación de parques en grandes profundidades (>1000 m).

La plataforma petrolífera flotante situada en mayor profundidad ($\cong 2500$ m) es la plataforma El Perdido. El FPSO anclado a mayor profundidad ($\cong 2900$ m) es el situado en el campo Stones. El Perdido se ancla con nueve líneas tensas, la mayor parte de poliéster, con una longitud media de unos 3.5 km, sujetas a pilotes de succión de $\phi 5.5$ m, figura 7. El sistema está diseñado para soportar el huracán con 1000 años de periodo de retorno.

Las PEF son más pequeñas que estas grandes plataformas petrolíferas. La SPAR de El Perdido tiene 170 m de longitud, 36 m de diámetro y pesa 22000 t. Sobre ella van montados los puentes, grúas y torre con una altura adicional de 97 m y un peso adicional de 9500 t. Como contraste, cada uno de los 11 aerogeneradores de 8 MW del desarrollo HYWIND Tampen irá montado sobre una SPAR de hormigón con la mitad de longitud y diámetro y un peso total tres veces inferior, ver figura 8. Además, los requerimientos de seguridad son menores, ya que no hay personal permanente a bordo de los aerogeneradores y los riesgos ambientales en caso de avería son mucho menores. En este caso, el anclaje se resolverá con tres líneas a pilotes de succión compartidos (19 pilotes para 11 plataformas).



Figura 7. a) Pilotes de succión de 5.5 m de diámetro y tramo de línea de anclaje de poliéster de la plataforma el Perdido



Figura 8. Hywind Tampen. La SPAR es de hormigón postensado. Fuente: Equinor

La conversión de una economía basada en combustible fósiles a una basada en combustible renovable como amoníaco obliga a plantear la necesidad de estudios rigurosos sobre la perturbación que esto puede suponer en el ciclo global del nitrógeno en la biosfera.

Resumiendo, el desarrollo a gran escala de grandes parques eólicos flotantes para la producción de CS como el amoníaco implica afrontar y resolver los siguientes retos:

1. Desarrollar PEF económicas en toda su vida útil: construcción, transporte, sistema de anclaje, O&M y desmantelamiento.

2. Desarrollar herramientas para la optimización del dimensionamiento y la operación de los parques eólicos flotantes de producción de CS, incluyendo FPSO, teniendo en cuenta su ubicación, recurso eólico y condiciones meteoceánicas.

Desarrollar herramientas que permitan analizar la influencia de un desarrollo global de una economía energética basada en el amoníaco, en el ciclo global de nitrógeno.

6. Conclusiones

La consecución de los objetivos de emisiones no será posible sin la producción de combustibles sintéticos mediante energías renovables. De entre las opciones posibles, el amoníaco se presenta como un CS versátil, económico, fácil de producir, transportar y almacenar y completamente reciclable. Además, el amoníaco es un producto de amplia utilización mundial y la descarbonización de su producción es imperativa para alcanzar los objetivos de emisiones.

Los parques eólicos marinos se van imponiendo como una fuente principal de energía renovable. La creación de nuevos parques se va desplazando progresivamente a profundidades y distancias mayores de la costa, donde los parques eólicos sobre plataformas flotantes comienzan a ser rentables. En España, con plataformas continentales estrechas y profundas, son prácticamente la única alternativa. Estos parques son adecuados para el suministro de energía a plataformas FPSO que sirvan para el reaprovisionamiento de combustible a barcos en ruta y para la distribución del amoníaco mediante barcos de transporte de gas licuado.

El IHUC forma parte del Grupo de Empresas denominado Supercluster Atlantic Wind (SAW) que agrupa empresas de Cantabria, Asturias y Galicia para la promoción de la energía eólica marina. El primer proyecto del SAW es el BahíaH2, que tiene como objetivo demostrar la viabilidad de la producción de amoníaco verde en alta mar a partir de la energía eólica producida por parques eólicos marinos aislados de tierra. En este artículo se muestra las etapas de este proyecto y los retos que se plantearán en un escenario de despliegue masivo de parques eólicos flotantes para la producción de amoníaco.


Referencias

- CHISALITA, D.A., PETRESCU, L., CORMOS, A.M., CORMOS, C.C. (2018). *Assessing Energy and CO2 Emission Reduction from Ammonia Production by Chemical Looping as Innovative Carbon Capture Technology*. Proc. 28th European Symposium on Computer Aided Process Engineering. June 2018, Graz, Austria.
- COMISIÓN EUROPEA, 2021. [Reducing emissions from the shipping sector \(europa.eu\)](https://ec.europa.eu/transport/themes/air/air-quality_en)
- FRAUNHOFER (2021). *The world's first high-temperature ammonia-powered fuel cell for shipping*. <https://www.fraunhofer.de/en/press/research-news/2021/march-2021/worlds-first-high-temperature-ammonia-powered-fuel-cell-for-shipping.html>
- LIMPENS, G., AND JEANMART, H. (2018). *Electricity storage needs for the energy transition: an eroi based analysis illustrated by the case of belgium*. Energy 152, 960–973. doi: 10.1016/j.energy.2018.03.180.
- LIU, X., ELGOWAINYA, A. AND WANG, M. (2020). *Life cycle energy use and greenhouse gas emissions of ammonia production from renewable resources and industrial by-products*. Green Chemistry, 17.
- MACFARLANE, D. R., CHEREPANOV, P.V., CHOI, J., SURYANTO, B.H.R., HODGETTS, R.Y., BAKKER, J.M., FERRERO VALLANA F.M., AND SIMONOV, A.N. (2020). *A Roadmap to the Ammonia Economy*. Joule (2020), <https://doi.org/10.1016/j.joule.2020.04.004>.
- MAN ENERGY SOLUTIONS (2019). *Engineering the future two-stroke green-ammonia engine*. MAN Energy Solutions. 5510-0241-00. Nov 2019.
- THE ROYAL SOCIETY (2020). *Ammonia: zero-carbon fertiliser, fuel and energy store*. Issued: February 2020 DES5711 ISBN: 978-1-78252-448-9.
- WÄRTSILA (2020). *Our journey to date: decarbonising shipping*. 2020 Wärtsilä Corporation.
- ZÜTTEL, A. (2003). *Materials for hydrogen storage*. Materials Today, Vol 6, n°, 2003, 24-33

Análisis sectorial de los criterios fundamentales para la evaluación de la viabilidad de las instalaciones de generación de energía undimotriz en los puertos

Sectoral Analysis of the Fundamental Criteria for the Evaluation of the Viability of Wave Energy Generation Facilities in Ports

Raúl Cascajo^a, Rafael Molina^b y Luís Pérez-Rojas^c

^aPrograma de Doctorado en Ingeniería Naval y Oceánica, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), 28040 Madrid, Spain de ingeniería química, Universitat Politècnica de València, ; r.cascajo@alumnos.upm.es; ^bETSI de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, CEHINAV-UPM; rafael.molina@upm.es ^cETSI Navales, Departamento de Construcción y Arquitectura Navales, Universidad Politécnica de Madrid, CEHINAV-UPM; luis.perez@rojas@upm.es

How to cite: Cascajo, R., Molina, R., Pérez-Rojas, L. 2022. Análisis sectorial de los criterios fundamentales para la evaluación de la viabilidad de las instalaciones de generación de energía undimotriz en los puertos. XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11-12 mayo 2022.

Abstract

Nearly 40% of the world's population lives within 100 kilometres of the coast with the risk that this implies in terms of exposure to the effects of climate change. Ocean energy, according to the IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) in 2019, has been identified as one of the measures for mitigating these effects. In addition, ocean energy can play an essential role in achieving some of the SDGs (Sustainable Development Goals) set at the Paris Climate Summit in 2015, namely SDG 7 (clean and affordable energy) and SDG 13 (climate action) and could have a substantial impact on others such as SDG 1 (poverty eradication), SDG 2 (end hunger), SDG 5 (gender equality), SDG 6 (universal energy access), SDG 8 (promote sustainable economic growth), SDG 9 (build resilient infrastructure), SDG 14 (sustainable conservation of oceans and seas) and SDG 17 (promote sustainable development cooperation). There are several projects under development around the world aimed at extracting energy from waves. However, to date, no technology has been found that, in general terms, is superior to others. There are several conditioning factors that prevent this type of energy from reaching the level of maturity of other marine renewable energies. These are mainly economic, technological, environmental, and regulatory, to mention the most important. This article aims to analyse the approaches that other researchers have adopted to evaluate wave energy projects and, through a prospective method of expert consultation such as the Delphi methodology, will present the most generally accepted criteria for successful wave energy projects. Subsequently, the validity of these results will be analysed for the case of the use of the energy produced for self-consumption in ports.

Keywords: clean energy, wave energy, renewable energy, wave energy converter, SDG.

Resumen

Casi el 40% de la población mundial vive a menos de 100 kilómetros de la costa con el riesgo que esto implica en términos de exposición a los efectos del cambio climático. La energía oceánica, según el IPCC (Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático) en 2019, ha sido identificada como una de las medidas para mitigar estos efectos. Además, la energía oceánica puede desempeñar un papel esencial en el logro de algunos de los ODS (Objetivos de Desarrollo Sostenible) establecidos en la Cumbre del Clima de París en 2015, a saber, el ODS 7 (energía limpia

y asequible) y el ODS 13 (acción climática) y podría tener un impacto sustancial en otros como el ODS 1 (erradicación de la pobreza), el ODS 2 (acabar con el hambre), ODS 5 (igualdad de género), ODS 6 (acceso universal a la energía), ODS 8 (promover el crecimiento económico sostenible), ODS 9 (construir infraestructura resiliente), ODS 14 (conservación sostenible de los océanos y los mares) y ODS 17 (promover la cooperación para el desarrollo sostenible). Hay varios proyectos en desarrollo en todo el mundo destinados a extraer energía de las olas. Sin embargo, hasta la fecha, no se ha encontrado ninguna tecnología que, en términos generales, sea superior a otras. Existen varios condicionantes que impiden que este tipo de energía alcance el nivel de madurez de otras energías renovables marinas. Estos son principalmente económicos, tecnológicos, ambientales y regulatorios, por mencionar los más importantes. Este artículo tiene como objetivo analizar los enfoques que otros investigadores han adoptado para evaluar proyectos de energía undimotriz y, a través de un método prospectivo de consulta de expertos como la metodología Delphi, presentará los criterios más generalmente aceptados para proyectos exitosos de energía undimotriz. Posteriormente, se analizará la validez de estos resultados para el caso del uso de la energía producida para el autoconsumo en los puertos.

Palabras clave: *energía limpia; energía de las olas; energía renovable; convertidor de energía undimotriz; ODS.*

1. Introducción

A lo largo de la historia se han propuesto muchos dispositivos para aprovechar a energía generada a partir del movimiento gravitacional de las ondas, [Shaw, 1982 1-6], sin embargo, no fue hasta finales de la década de 1970 que se iniciaron proyectos más grandes de I + D (Investigación y Desarrollo) financiados con fondos públicos. Recientemente, tras el protocolo de Kioto de 1997 sobre la reducción de las emisiones de CO₂ a la atmósfera, el interés por la energía de las olas ha vuelto a crecer a nivel mundial en muchos países.

La energía renovable fue una prioridad importante en la agenda de la COP26 (Conferencia de las Partes nr. 26), con grandes expectativas sobre lo que finalmente se llamaría el Pacto Climático de Glasgow para acelerar la transición.

El uso del recurso energético está condicionado por la tecnología de aprovechamiento, la estrategia de evacuación, las condiciones físicas y meteorológicas del lugar, la compatibilidad de los usos con la navegación marítima y las condiciones de infraestructura [7].

De acuerdo a varios estudios elaborados las características de las olas son óptimas para la energía de las olas en zonas marinas con profundidades entre 40 y 100 metros (Falnes, 2007; Sheng, 2017).

Sin embargo, estos mismos estudios no son concluyentes a la hora de definir las variables críticas a evaluar para acometer con suficiente certeza proyectos de generación de energía undimotriz que puedan competir con la energía eólica o fotovoltaica en términos de rendimiento y precio de la energía.

En comparación con otras energías oceánicas en las primeras etapas de implementación, el TRL (Nivel de Preparación Tecnológica) de la energía de las olas en general es inferior al de la energía mareomotriz, y la mayoría de sus despliegues se limitan a proyectos de demostración y piloto (Gielen, 2019). Por este motivo, actualmente solo hay 2,5 MW (Megavatios) de capacidad instalada. Sin embargo, se espera que se instalen unos 100 MW en los próximos años. [11].

El potencial energético global representado por las olas se ha estimado en unos 29.000 TWh (teravatios hora/año). Además, el hecho de que la energía de las olas sea más constante que la energía eólica, motiva la esperanza de desarrollar la tecnología que alcance un alto nivel de madurez en el futuro.

El nuevo Mecanismo de Financiación de las Energías Renovables de la UE (Unión Europea), publicado en septiembre de 2020 y en vigor desde 2021, facilitará a los Estados miembros de la UE la colaboración para financiar y desplegar proyectos de energía renovable, ya sea como país anfitrión o como país contribuyente. Por este motivo, es necesario obtener la experiencia adquirida por los expertos implicados en este tipo de proyectos para facilitar la implantación de sistemas de generación de electricidad a partir de olas.

Entre los proyectos de energía undimotriz a desarrollar, hay que destacar los dedicados al autoconsumo de energía en los puertos. Ante la creciente necesidad de energía verde que surgirá en los próximos años en los puertos debido a su progresiva descarbonización, la energía undimotriz es una candidata con buenas posibilidades de éxito.

En este trabajo, nos centraremos en identificar las variables críticas que definen la viabilidad de un proyecto de energía undimotriz con el fin de facilitar a los inversores la participación en proyectos de generación de energía undimotriz y así acercarse a la comercialización de energías renovables a precios competitivos similares a los de otras tecnologías para la extracción de energía renovable de otras fuentes. Los resultados de esta investigación facilitarán que los puertos realicen las inversiones necesarias para poder instalar instalaciones de generación de energía undimotriz para autoconsumo dentro de sus instalaciones. Para ello, comenzaremos en la Sección 2 con una revisión de la literatura existente y los diferentes enfoques adoptados por otros autores y la metodología aplicada en esta investigación. La Sección 3 mostrará los resultados obtenidos, que se discutirá en la Sección 4, seguida de la Sección 5, que se dedicará a las conclusiones.

2. Estado del arte de los estudios mutiparamétricos para evaluar los proyectos de energía undimotriz

2.1. Revisión de la literatura existente

En la actualidad no existen criterios generalmente aceptados por todos los expertos relacionados con los proyectos de extracción de energía oceánica; sin embargo, existen herramientas, lineamientos y bibliografía que tratan de indicar a los desarrolladores de este tipo de proyectos los puntos críticos a considerar en la evaluación de su factibilidad.

Los criterios para la evaluación de los proyectos de extracción de energía oceánica son variados, por lo que se ha consultado la literatura existente que aborda este tema. Los criterios evaluados en esta literatura tradicionalmente abordan el problema desde una perspectiva más relacionada con la tecnología, la disponibilidad de recursos y otros aspectos más científicos que puramente económicos, y no cuentan con la aprobación explícita de los desarrolladores. En base a estas publicaciones, que son fruto de estudios científicos, los desarrolladores han diseñado sus dispositivos y han incluido en la lista de criterios aquellos relacionados con criterios de viabilidad puramente económica, que son los que atraen el interés de los inversores.

2.2. Metodología a aplicar

2.2.1. Descripción del problema

A partir de la literatura existente, se deduce que la definición de los criterios clave para la selección de la tecnología óptima está condicionada por los actores que observan el problema (academia, investigadores y desarrolladores de negocios) y su participación en este tipo de proyectos.

Además, casi ninguno de los estudios consultados considera el del uso final de la energía producida, ya que dependiendo de este, las condiciones de viabilidad económica pueden variar grandemente. En el caso particular de los puertos este criterio es esencial, pues se antepone el interés de la independencia energética y garantía de suministro sobre los demás.

2.2.2. Búsqueda de la solución

Para resolver la falta de consenso en la elección de los criterios relevantes para evaluar los proyectos de energía undimotriz se propone realizar una consulta a expertos. Previamente, y en base a la literatura existente y la limitada información de los proyectos en marcha se deberá plantear un listado de preguntas para obtener la opinión de los expertos. En la situación los juicios subjetivos colectivos de los expertos podrían ser valiosos.

A través de la consulta de expertos representando la mayor parte posible de la cadena de valor de las instalaciones undimotrices (investigación, ingeniería, diseño, producción, logística, explotación) será posible obtener unos valores basados en sus opiniones sobre el nivel de importancia de una serie de criterios generalmente aceptados por la comunidad en relación con la viabilidad de los proyectos de extracción de energía undimotriz.

El objetivo de esta consulta es obtener una opinión consensuada y fiable del grupo de expertos que individualmente se someten a una serie de preguntas, que se intercalan con las opiniones del grupo y que, sobre la base de una exploración abierta, después de sucesivas respuestas, producen una opinión representativa del grupo.

La encuesta propuesta solicita a los expertos que califiquen de 1 (irrelevante) a 5 (la mayor importancia) el nivel de relevancia de varios parámetros en el estudio: la evaluación de la viabilidad de un proyecto para una planta de generación de energía undimotriz.

Para abordar este problema se propone utilizar la metodología Delphi para determinar un consenso suficientemente amplio basado en las opiniones de expertos acreditados en la materia.

2.2.3. Sobre el método Delphi

El método Delphi se ha utilizado a lo largo de la historia para hacer pronósticos y predicciones de alta calidad basados en el juicio intuitivo de un grupo de expertos para obtener un consenso de opiniones informadas para abordar el problema.

Delphi es una técnica de recopilación de información que permite obtener la opinión de un grupo de expertos a través de consultas repetidas, con el objetivo de alcanzar la opinión consensuada más fiable del grupo consultado (Linstone, 2002).

Esta metodología es útil en situaciones en las que se producen los siguientes supuestos:

- No existe información concreta y contrastada que permita la adopción de criterios concretos en relación a la viabilidad de este tipo de proyectos, sin embargo, los juicios subjetivos colectivos de los expertos podrían ser valiosos.
- Los participantes potenciales necesarios para trabajar en este caso pueden ser expertos de diferentes orígenes y sin contacto directo entre sí, por ejemplo, desarrolladores de tecnología, investigadores o académicos.
- Para llevar a cabo la investigación, es necesario tener un mayor número de participantes de los que se pueden acomodar en una sala.
- El dinero y el tiempo hacen que las reuniones grupales frecuentes sean poco prácticas debido al alto número de respuestas requeridas.
- Las reuniones de grupo a menudo pueden ser un problema debido a la personalidad o fuertes diferencias de opinión, mientras que la comunicación anónima podría evitar este problema.

Todas estas condiciones se presentan en el problema que se trata en este artículo.

2.2.4. Aplicación práctica del método Delphi

Para implementar la metodología Delphi en el caso de estudio, se seguirá un proceso que consta de 4 fases. Una vez finalizadas las tres primeras fases, la cuarta es el resultado, que será un informe final que incluirá los resultados obtenidos en la consulta que permitirá tomar las decisiones oportunas en relación con el problema que se planteó inicialmente, y que deberá cumplir los objetivos marcados al principio. Cada una de las fases anteriores se elaborará a continuación.

Fase 1: Definición

A partir del problema de investigación definido, se formuló el objetivo de la consulta, se identificaron las dimensiones a explorar de la consulta y las posibles fuentes de información.

Definición del problema: Categorización de los criterios más adecuados para la elección de una tecnología WEC (convertidor de energía del oleaje – Wave energy converter).

El objetivo final del cuestionario fue obtener de la experiencia de expertos en el estudio del comportamiento de diferentes tecnologías WEC, una clasificación de cómo varios parámetros afectan a la viabilidad de proyectos de energía undimotriz.

Fase 2: Formación del Grupo de Expertos

Se seleccionaron 35 expertos atendiendo a criterios cuantitativos y cualitativos, tratando de primar los últimos sobre los primeros. En el primer caso, atendiendo a las recomendaciones para la aplicación de Delphi, en el que el tamaño de la muestra debería oscilar entre 6 y 30. En el segundo caso, se seleccionó el grupo de expertos que cuenta con información, tiempo e interés representativos y se contactó, eligió, invitó y obtuvo su compromiso de colaboración.

Dentro de la muestra elegida, se buscaron expertos que participaran en fases diferentes de la cadena de valor de los proyectos de energía undimotriz para tener mayor diversidad en las opiniones, así, se seleccionaron

académicos, investigadores y desarrolladores de tecnología, teniendo cada uno de estos grupos las siguientes características:

- Académicos, individuos asociados con la Universidad. En este caso se trata de investigadores, docentes y estudiantes de nivel superior ligados a instituciones universitarias. Por lo tanto, existe una diferenciación entre investigador y académico, ya que este último está orientado a la difusión del conocimiento en instituciones reguladas.
- Investigadores, considerados como aquellos que realizan o participan en investigaciones, es decir, que realizan un proyecto orientado a la búsqueda del conocimiento y al esclarecimiento de hechos y relaciones. Los investigadores se dedican esencialmente a la investigación científica.
- Los desarrolladores de negocios / tecnología son individuos ligados profesionalmente a empresas que, basándose en el conocimiento tanto de investigadores como de académicos, tratan de darle un retorno comercial aplicando la parte práctica de los conocimientos teóricos de los grupos anteriores.

Fase 3: Ejecución de las Rondas de Consulta

Se elaboró el cuestionario inicial, se analizó la información y se preparó y elaboró de nuevo la siguiente ronda de retroalimentación para producir consenso/disenso que respondiera a los objetivos del estudio. Las respuestas se clasificaron según el grado de acuerdo. El resultado fue el punto de partida para las discusiones posteriores.

El cuestionario constaba de 50 preguntas agrupadas en 10 bloques, y estos últimos agrupados en dos áreas. La primera ronda de cuestionarios se envió a 35 expertos, sin embargo, solo se recibieron 27 respuestas válidas. Una vez recibidas las respuestas a la primera ronda y recopilados los resultados obtenidos, se remitió a los expertos una segunda ronda de preguntas, en la que se les informó de los resultados de la primera ronda. La intención de proporcionar esta información era tratar de lograr un mayor consenso sobre las respuestas donde había más desacuerdo.

AREA	BLOQUE	CRITERIO
A1		Medio físico y fondo marino
	B1	Valores medios extremos climáticos en la elección de la tecnología. P1 a P10
	B2	Naturaleza del fondo marino y la ubicación donde se pretende colocar el dispositivo WEC. P11 a P13
A2		Tecnología de aprovechamiento de la energía
	B3	Recurso de ola disponible y su variabilidad. P14 a p17
	B4	Capacidad de generación de energía. P18 a P20
	B5	Eficiencia del sistema de generación. P21 a P25
	B6	Sistema de evacuación de la energía PTO. P26 a P28
	B7	Factores ambientales. P29 a P32
	B8	Factores logísticos. P33 a P37
	B9	Factores económicos y de rendimiento coste-beneficio. P38 a P47
	B10	Factores sociales. P48 a P50

Tabla 1. Estructura de los cuestionarios enviados a expertos. Fuente: elaboración propia

En esta segunda ronda, los cuestionarios fueron enviados a 27 expertos y solo se registraron 22 respuestas válidas.

En ese momento se finalizó el proceso de consultas ante la posibilidad de que se produjeran más deserciones entre los expertos.

Fase 4: Explotación de los resultados

Esta fase se expondrá en el apartado 3 a continuación.

3. Resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos después de las dos rondas de consultas y las respuestas de los 22 expertos.

Pregunta	Valoraciones obtenidas					Media	Moda	Desviación Estándar
	5	4	3	2	1			
Area 1	52	129	82	23	0	3,73	4	0,36
Bloque 1	47	103	56	14	0	3,83	4	0,79
Bloque 2	5	26	26	9	0	3,41	3/4	0,76
Area2	251	344	190	25	4	3,99	4	0,40
Bloque 3	20	36	27	5	0	3,81	4	0,34
Bloque 4	20	29	16	1	0	4,03	4	0,34
Bloque 5	35	44	26	5	0	3,99	4	0,41
Bloque 6	4	37	21	3	1	3,61	4	0,48
Bloque 7	25	37	18	6	2	3,88	4	0,57
Bloque 8	56	40	13	1	0	4,37	5	0,39
Bloque 9	71	90	55	3	1	4,03	4	0,35
Bloque 10	20	31	14	1	0	4,06	4	0,57
TOTAL	303	473	272	48	4	3,91	4	0,50

Tabla 2. Resultados de las encuestas. Fuente: elaboración propia

A partir de los resultados anteriores, se calcularon los grados de consenso (DC) y de importancia (DI) y se plasmaron los resultados en el gráfico de importancia (IG) (Khader, 2018). Estos índices estadísticos se calcularon siguiendo la escala Likert:

$$DI = (100 \times L1) + (75 \times L2) + (50 \times L3) + (25 \times L4) + (1 \times L5) \quad (1)$$

Donde, L1 a L5 representan los valores asignados a las valoraciones “máxima importancia” a “irrelevante”, respectivamente, conforme a la tabla 3.

Máxima importancia	Importante	Moderado	No importante	Irrelevante
5	4	3	2	1

Tabla 3. Tabla de pesos en la escala Lickert. Fuente: (Khader, 2018)

Asimismo, para los valores de DC, se establece la siguiente escala:

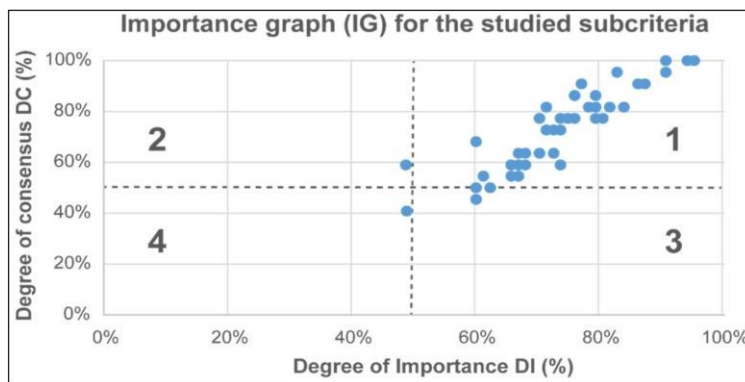
Categoría	(A)	(B)	(C)
Valoración	Máxima importancia e importante	Moderado	No importante e irrelevante

Tabla 4. Categorías para el cálculo de DC. Fuente: (Khader, 2018)

A continuación se muestran los resultados de DC y DI calculados:

Criterio – total grupo expertos		DI	DC	
AREA 1	Medio físico y fondo marino	68,27%	63,29%	
	B1: Régimen medio y extremo de oleaje en la elección de la tecnología	70,80%	68,18%	
AREA 2	B2: Naturaleza del fondo marino y de la ubicación seleccionada	59,85%	46,97%	
	Tecnología de aprovechamiento de la energía	74,97%	73,10%	
	B3: Recurso de oleaje disponible y su variabilidad	70,17%	63,64%	
	B4: Capacidad de generación de energía	75,76%	74,24%	
	B5: Eficiencia del sistema	74,77%	71,28%	
	B6: Sistema de evacuación de la energía	65,17%	62,12%	
	B7: Factores ambientales	71,90%	70,45%	
	B8: Factores logísticos	84,32%	87,27%	
			75,80%	73,18%
		B10: Factores sociales en el entorno	76,52%	77,27%

Tabla 5. Resultados de los valores DC y DI a partir de las valoraciones de los expertos. Fuente: elaboración propia



Gráfica 1. Gráfica del índice de importancia (IG) a partir de los valores de DC y DI. Fuente: elaboración propia

4. Discusión

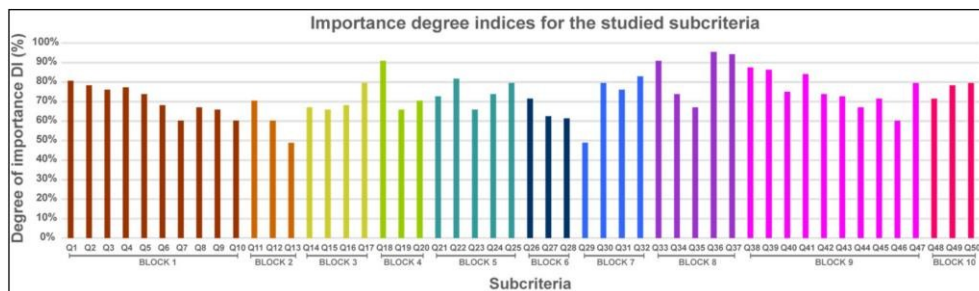
La tabla 2 ofrece los resultados de los valores medios y la desviación estandar de cada bloque y área de preguntas.

Por otro lado, la tabla 5 indica que los criterios logísticos son los más importantes a juicio de los expertos (DI = 84.32% y DC = 87.27%), por alcanzar los valores más altos de DI y DC.

En la mayor parte de los bloques evaluados el grado de consenso de los expertos es elevado, por encima del 70%, siendo unicamente en los bloques B2 y B6 que no superan ese valor.

En cuanto a áreas, existe mayor consenso en las cuestiones planteadas en el A2 que en el A1.

En cuanto a los valores particulares de cada pregunta, la gráfica a continuación muestra los resultados obtenidos.



Gráfica 2. Gráfico de barras que muestra el grado de importancia (DI) de todos los criterios analizados (P1 a P50) a partir de la consulta a expertos. Fuente: elaboración propia.

Se aprecia que la mayoría de los criterios incluidos en el B8 superan el 90% de DI, siendo considerados los más importantes. Asimismo, los criterios incluidos en el B9 también alcanzan valores altos de DI.

Los criterios que caen en los sectores 2, 3 y 4 de los gráficos del IG (Gráfica 1) son los menos importantes y al mismo tiempo con el menor consenso alcanzado en la consulta de expertos. Estos criterios están relacionados con el impacto paisajístico y el clima y la naturaleza de la ubicación y pertenecen principalmente a los bloques 1 y 2, ambos incluidos en el Área 1.

Continuando con los resultados obtenidos en la encuesta, existen criterios relacionados con la naturaleza del sitio de despliegue del dispositivo, ya que, al estar integrado en la infraestructura portuaria, no son importantes ni la profundidad, ni el material ni la pendiente del fondo marino. Por lo tanto, para una evaluación adicional de los proyectos portuarios, los criterios incluidos en el bloque 2 podrían no tenerse en cuenta. De hecho, ya en las respuestas dadas por los expertos, los criterios incluidos en el bloque 2 se consideraron los menos importantes.

Además, los criterios relacionados con la logística son considerados los más importantes y con el mayor nivel de consenso, lo cual puede inducir a que en el caso específico de las instalaciones portuarias se debe dar mayor peso a estos criterios. Asimismo, a la hora de determinar la zona donde se desplegará el dispositivo de energía undimotriz, existen ciertos criterios entre los evaluados que ya no son importantes o son menos importantes en la evaluación de este tipo de proyectos.

Se pone en relieve que los criterios que no obtienen un alto grado de importancia por parte de los expertos, en el caso particular de las instalaciones portuarias, tampoco son importantes, ya que la naturaleza de la ubicación no es importante a la hora de considerar una instalación adosada a los espigones expuestos de los puertos.

Ocasionalmente, los puertos se ven obligados a autoabastecerse de energía para independizarse energéticamente, garantizando así el suministro para las operaciones portuarias. En este caso, el criterio de costos de energía no se encuentra entre los más relevantes.

Considerando el caso de los puertos y en base a los resultados obtenidos en (Têtu, 2021) es evidente que según las opiniones de los expertos los factores logísticos y, debido a su influencia directa en CAPEX (Costes de capital – Capital expenditures) y OPEX (Costes de Operación – Operation expenditures), los factores económicos, son los más importantes en la evaluación de proyectos de energía undimotriz, y en su aplicación al estudio de caso influyen en los siguientes conceptos de costes:

- WEC (estructura y elementos móviles), estimado en el 38% del CAPEX
- Equilibrio de la planta, estimado en el 33% del CAPEX
- Instalación y puesta en marcha, estimada en el 13% del CAPEX
- Desmantelamiento, estimada en el 10% del CAPEX
- Gastos de operación y mantenimiento, estimados en el 94% del OPEX (hasta el 9% del CAPEX).

Los criterios logísticos jugarían un papel más importante en la evaluación de la viabilidad de los proyectos, ya que una disminución en el CAPEX y, por tanto, en el OPEX de los proyectos debido a un menor coste de la logística asociada a los proyectos podría validar la clasificación de los factores sociales dentro de los tres criterios más importantes a considerar.

Esto, unido a que el principal motivo de la ejecución de estos proyectos por parte de las entidades gestoras portuarias es la accesibilidad a las energías limpias para el autoconsumo, hace que las instalaciones de energía undimotriz en los puertos sean una alternativa interesante en el futuro para la descarbonización de los puertos.

5. Conclusiones

Este trabajo tiene como objetivo identificar los criterios más importantes para evaluar la viabilidad de los proyectos de generación de energía undimotriz y la aplicación de la metodología al caso de la implementación del WEC en los puertos.

Para ello, y a partir de la literatura existente, se han identificado dos áreas de interés, formadas a su vez por diez bloques que contienen hasta 50 criterios que previamente se han considerado de interés en la literatura revisada y que han sido sometidos a la consulta de expertos en la materia para que puedan calificar estos últimos según su importancia.

En el 60% de los criterios consultados, los expertos alcanzaron un elevado nivel de consenso en su valoración del grado de importancia de los criterios, mientras que en el 12% el consenso alcanzado no fue tan alto.

Los expertos coincidieron en que los criterios más importantes son los correspondientes a la logística, la viabilidad económica y el impacto social de los proyectos. Estos resultados son generalmente aplicables a todos los proyectos. Sin embargo, a la hora de trasladar los resultados obtenidos al caso de instalaciones ubicadas en puertos, estos criterios, aunque de gran importancia, lo son menos, ya que los puertos como plataformas logísticas facilitan estas tareas, y por tanto su impacto en la economía del proyecto es menor.

Por otro lado, y ligado a lo anterior, los factores económicos tampoco siguen el patrón de beneficio habitual de los proyectos comerciales, ya que en función de la necesidad existente de producción accesible de energía renovable, la rentabilidad podría ser un objetivo secundario frente a la posibilidad de obtener energía limpia para autoconsumo. También los criterios sociales, vinculados a factores relacionados con el trabajo y la mejora de la imagen corporativa, adquieren gran relevancia que no se ha reflejado en los resultados obtenidos.

Como consecuencia de lo anterior, se ha cuestionado a los expertos sobre su opinión sobre las instalaciones a nivel general, sin especificar ninguna tecnología o ubicación en particular. Estos expertos han sido cuidadosamente seleccionados entre aquellos cuya trayectoria está de alguna manera vinculada al estudio o desarrollo de instalaciones de generación de energía oceánica y particularmente del oleaje.

La evaluación de los proyectos de energía undimotriz no puede valorarse de forma única, ya que dependiendo del uso al que se dedique la energía y de la naturaleza del promotor, habrá que plantearse dar más peso en la ecuación final a unos criterios sobre otros.

Los puertos ofrecen infraestructuras donde se podría desplegar el WEC. En este caso, factores como la eficiencia o la disponibilidad de recursos podrían ser compensados por otros como la capacidad de supervivencia, el fácil acceso para instalar y mantener las operaciones y la evacuación de energía en términos de importancia para los expertos.

Teniendo en cuenta los criterios esenciales de logística, selección de PTO (Sistema de evacuación de energía – Power take-off), supervivencia y producción de energía para la evaluación de las instalaciones del WEC, los puertos podrían dar una respuesta adecuada a ellos, ya que las ubicaciones que ofrecen los puertos podrían resolver las incertidumbres creadas por estos criterios.

Además de las ventajas de instalar WECs en los puertos, cuando lo más importante es asegurar el suministro de energía y lograr la independencia energética, la viabilidad económica del proyecto debe equilibrarse con la primera, para obtener la realidad de la viabilidad del proyecto en su conjunto.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, las ventajas que los puertos pueden ofrecer al desarrollo de proyectos de energía undimotriz son evidentes: los costes logísticos, y por tanto el CAPEX y el OPEX pueden reducirse significativamente, compensando así posibles deficiencias que eventualmente podrían producirse debido a la menor disponibilidad del recurso.

A partir de este momento, el camino está abierto para una mayor investigación en este tipo de proyectos, no solo desde el lado de la viabilidad técnico-económica, sino también desde el lado del uso y social, con el fin de encontrar la respuesta al problema planteado en este artículo.

Referencias

- ENGINEERING COMMITTEE ON OCEANIC RESOURCES. (2003); Working Group on Wave Energy Conversion. Wave Energy Conversion; Elsevier Science Ltd.: Annapolis, MD, USA.
- EUROPEAN MSP PLATFORM. <https://maritime-spatial-planning.ec.europa.eu/practices/ocean-multi-use-action-plan> (Accedido 23 Diciembre 2021).
- FALNES, J. (2007). A Review of Wave-Energy Extraction. *Mar. Struct.*, 20, 185–201.
- GIELEN, D.; BOSHELL, F.; SAYGIN, D.; BAZILIAN, M.D.; WAGNER, N.; GORINI, R. (2019). The role of renewable energy in the global energy transformation. *Energy Strategy Rev*, 24, 38–50.
- LEISHMAN, J.M.; SCOBIE, G. (1976). *The Development of Wave Power, a Techno-Economic Study*; National Engineering Laboratory: East Kilbride, UK.
- LINSTONE, H.A.; TUROFF, M. (2002) *The Delphi Method: Techniques and Applications*. With a foreword by Olaf Helmer; Addison-Wesley Pub. Co.: New Jersey, NJ, USA, 2002; Disponible online: https://www.academia.edu/19827335/The_Delphi_Method_Techniques_and_Applications (Accedido 23 Diciembre 2021).
- MCCORMICK, M.E. (1981). *Ocean Wave Energy Conversion*; Wiley: New York, NY, USA.
- SHAW, R. (1982). *Wave Energy: A Design Challenge*; Ellis Horwood Ltd.: Chichester, UK.
- SHENG, W.; LI, H.; MURPHY, J. (2017). An Improved Method for Energy and Resource Assessment of Waves in Finite Water Depths. *Energies*, 10, 1188.
- STAHL, A. (1982). The utilization of the power of ocean waves. *Trans. Am. Soc. Mech. Eng.*, 13, 438–506.
- TETU, A.; FERNANDEZ CHOZAS, J. (2021). A Proposed Guidance for the Economic Assessment of Wave Energy Converters at Early Development Stages. *Energies*, 14, 4699.
- UNITED NATIONS. <https://www.un.org/sustainabledevelopment/wp-content/uploads/2017/05/Ocean-fact-sheet-package.pdf> (Accedido 28 Diciembre 2021).

Metodología para la estimación en tiempo real de las emisiones procedentes de buques, a partir de datos AIS

Developing a methodology to estimate ship emissions based on AIS data

María Eugenia Prieto Estévez^a, Enrique Tortosa Solvas^b, Laura Crespo García^c y Pedro Castaño Martínez^d

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, meprieto@cedex.es; ^bDirección de Planificación y Desarrollo de Puertos del Estado, etortosa@puertos.es; ^cCentro de Estudios de Técnicas Aplicadas, CEDEX, Laura.Crespo@cedex.es y ^dCentro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, pedro.castano@cedex.es.

Abstract

To help reduce maritime transport environmental effects, there is a need to increase knowledge of ship emissions, such as greenhouse gases, air and water pollutants or underwater noise, paying special attention to port environments.

Therefore, to better quantify the atmospheric emissions from sea-going vessels, CEDEX has developed a methodology for real-time estimation of ship emissions, on behalf of the Spanish State Ports Authority. Achieved methodological developments will be applied to the study requested by the Spanish Directorate-General for Merchant Shipping, aimed at carrying out the systematic assessment of vessel atmospheric emissions in Spanish jurisdictional waters.

Keywords: *methodology, air pollution, maritime transport, real time emissions estimation, AIS.*

Resumen

Con el fin de contribuir a la reducción del efecto que produce el transporte marítimo sobre su entorno, se hace necesario conocer las emisiones producidas por los buques, como son los gases de efecto invernadero, los contaminantes de la atmósfera y del agua o el ruido, poniendo especial atención a los entornos portuarios.

Así, con objeto de cuantificar la cantidad de emisiones atmosféricas procedentes de buques en tiempo real, el CEDEX ha desarrollado una metodología por encargo de Puertos del Estado, que está siendo implementada en la herramienta Shiplocus, de la Red AIS de Puertos del Estado.

Palabras clave: *metodología, contaminación del aire, transporte marítimo, estimación de emisiones en tiempo real, AIS.*

1. Introducción

Con el fin de contribuir a la reducción del efecto que produce el transporte marítimo sobre su entorno, se hace necesario conocer las emisiones producidas por los buques, como son los gases de efecto invernadero, los contaminantes de la atmósfera y del agua o el ruido, poniendo especial atención a los entornos portuarios.

Así, con objeto de cuantificar la cantidad de emisiones atmosféricas procedentes de buques en tiempo real, el CEDEX ha desarrollado una metodología por encargo de Puertos del Estado, que está siendo implementada en la herramienta Shiplocus, de la Red AIS de Puertos del Estado.

En general, estas emisiones son producidas a partir de la combustión del combustible a bordo de los buques generando cantidades considerables de SO₂, NO_x, CO₂, COVNM y material particulado.

La metodología se basa en la determinación de la cantidad instantánea de combustible que consume cada barco en una primera fase y, a continuación, se calculan las emisiones que produce ese consumo de combustible. Está orientada a los buques que se encuentran navegando por las costas españolas y, especialmente, realizando las operaciones que se llevan a cabo en entornos portuarios. También se ha considerado el cálculo de los buques atracados conectados a la red eléctrica del puerto.

Se incluye una amplia tipología de buques: graneleros, tanques, portacontenedores, carga general, buques de pasaje, Ro-Ro, dragas, remolcadores, embarcaciones de recreo, pesqueros, etc.

2. Metodología de estimación de gases contaminantes

La metodología se basa en la determinación de la cantidad instantánea de combustible que consume cada barco en una primera fase y, a continuación, se calculan las emisiones de gases contaminantes y de efecto invernadero que produce ese consumo de combustible. Está orientada a los buques que se encuentran navegando por las costas españolas y, especialmente, realizando las operaciones que se llevan a cabo en entornos portuarios. También se ha considerado el cálculo de los buques atracados conectados a la red eléctrica del puerto.

2.1. Fuentes de datos

Las fuentes de datos que se utilizan para llevar a cabo las estimaciones en la metodología son las siguientes:

- Base de datos IHS Markit, IHS en adelante. Ofrece más de 100 campos de datos en más de 130 000 barcos con más de 100 GT, entre los que se encuentran las características principales del buque, su potencia y tipo de motor principal o el tipo de combustible que utiliza.
- Registro europeo de la flota pesquera (EUFVR). El registro de la flota de la UE es una base de datos en la que deben registrarse todos los buques pesqueros que enarbolan el pabellón de un país de la UE. Este registro se encuentra disponible para su descarga en la página web de la Unión Europea: https://webgate.ec.europa.eu/fleet-europa/search_en.
- Sistema AIS (Automatic Identification System). El objetivo fundamental del sistema AIS es permitir a los buques comunicar su posición y otras informaciones relevantes para que otros buques o estaciones puedan conocerla y evitar colisiones. La información de carácter dinámico que se puede obtener del buque incluye su velocidad, rumbo o estado actual de navegación además de otra información de carácter estático que se refiere a características y datos del buque que a su vez permiten el enlace con otras bases de datos.
- Cuarto estudio IMO sobre emisiones GEI (“Fourth IMO Greenhouse Green Study 2020”)
- Guía EMEP EEA 2013, actualizada a 2019 para buques

2.2. Tipología de buques

En este estudio, se han desarrollado cuatro metodologías de cálculo de emisiones adaptadas a la operativa de los diferentes buques. Estas metodologías son: Mercantes, Remolcadores, Pesqueros y Buques Varios.

2.2.1. Buques Mercantes

Son los buques más contaminantes debido a que son los de mayor envergadura y los que mayor distancia navegan en sus travesías. Por esta razón, a esta tipología de buques es a la que se les ha dedicado mayor atención en el desarrollo de la metodología. Los buques de mercantes que hemos considerado según recoge el estudio elaborado por la Organización Marítima Internacional (IMO) titulada “Fourth IMO Greenhouse Green Study 2020” son: quiniqueros, gaseros, petroleros, buques de transporte de otros líquidos, graneleros, portacontenedores, buques de carga general, buques de carga refrigerada, buques Ro-Ro, cruceros, ferries de pasaje y ferries Ro-Pax.

2.2.2. Buques Remolcadores

Los tipos de buques que se van a considerar en esta metodología son los remolcadores de puerto, de altura y de salvamento marítimo.

2.2.3. Buques Pesqueros

Se consideran los buques pesqueros que faenan en aguas españolas y cuyas artes se identifican con ayuda del registro europeo de buques de pesca (EUFVR).

2.2.4. Buques Varios

En este tipo de buques se van a distinguir entre: buques dragas, embarcaciones de recreo, barcos de prácticos y amarres, barcos de búsqueda y rescate, lanchas MARPOL, buques ‘bunkering’, y resto de buques para los que no entren en ninguna de las categorías anteriores.

2.3. Fases de navegación

Las fases de navegación se determinan a partir de los mensajes dinámicos del buque obtenidos de la red AIS, que incluyen su ubicación geográfica y su velocidad instantánea. En algunos casos es necesario conocer la velocidad de servicio del buque y si el buque se encuentra en la zona I o II de algún puerto.

Las cuatro principales fases de navegación consideradas son: ‘Atraque’, ‘Fondeo’, ‘Maniobra’ y ‘Crucero’. El cálculo de la fase de ‘Maniobra’ es distinta en función del tipo de buque.

En el caso de los buques remolcadores, búsqueda y rescate y ‘bunkering’ es necesario saber si tienen cerca otros buques a los que estén dando asistencia para determinar correctamente su fase de navegación.

2.4. Determinación de carga y potencia instantánea de motor principal

Con objeto de determinar el consumo de combustible instantáneo de cada buque, se obtiene la ubicación geográfica y la velocidad instantánea de cada buque a partir de los datos AIS.

Con estos datos y con la información disponible de cada uno de ellos en la base de datos IHS Markit, se calcula la potencia instantánea desarrollada por el buque. El modo de calcularla difiere en función del tipo de buque que se trate.

2.4.1. Mercantes y Buques varios

En fase de ‘Crucero’ se realiza el cálculo de la potencia instantánea teniendo en cuenta, el ajuste por calado y un factor de sobrecarga debido al ‘sea margin’:

$$P_i = k \cdot V_i^3 \left(\frac{T_i}{T_{ref}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 1.25 \quad (1)$$

El factor k es la relación entre potencia y velocidad al cubo del buque y V_i , T_i y T_{ref} son la velocidad instantánea, el calado instantáneo y el calado de referencia respectivamente

En la fase de ‘Maniobra’ se considera una carga media del motor del 20% y en ‘Atraque’ o ‘Fondeo’ una carga nula.

2.4.2. Remolcadores

Se estima una carga media del motor en cada fase obtenida de los perfiles de operatividad de los mismos. ‘Crucero’: 20%, ‘Maniobra’: 35% y ‘Atrache’: 0%.

2.4.3. Pesqueros

En fase de ‘Crucero’ y ‘Faena/Virado de aparejos’ de los pesqueros no arrastreros la potencia instantánea se calcula con la fórmula:

$$P_i = 0,9 \left[0,7 \cdot \left(\frac{V_i}{V_s} \right)^3 + 0,2 \right] \cdot P_{m\acute{a}x} \quad (2)$$

Siendo V_i y V_s las velocidades instantánea y de servicio respectivamente y $P_{m\acute{a}x}$ la potencia máxima que puede desarrollar el motor. Mientras que, la carga del motor en estas fases de los pesqueros no arrastreros se estima en un 75%

En las fases ‘Atrache’ y ‘Fondeo’ se considera una carga nula.

2.5. Determinación de carga y potencia instantánea de motor auxiliar y caldera

La potencia instantánea de los motores auxiliares y la caldera se obtienen de los valores reflejados en el Cuarto Estudio de Gases de Efecto Invernadero de la OMI. Estos valores, son constantes en función del tipo y tamaño del barco para cada fase de navegación.

La decisión de utilizar estos datos en la metodología desarrollada se debió a la escasez de información sobre potencia auxiliar y de caldera instalada en el buque y su consumo instantáneo durante su operativa.

2.6. Tipo de combustible

Los tipos de combustibles utilizados en la metodología han sido:

- Fueloil pesado (HFO): Si el buque dispone de ECGS (Exhaust Gas Cleaning System)
- Combustible destilado: Marine Diesel Oil (MDO) o Marine Gasoil (MGO)
- Gas natural licuado (GNL)

Para determinar el tipo de combustible que emplea un buque se ha utilizado la información disponible en IHS.

2.7. Estimación de consumo instantáneo de combustible

La determinación del consumo de combustible instantáneo del motor principal de un buque en tiempo real se realiza a partir del dato de consumo de IHS, en caso de que lo tenga, o del consumo específico de combustible ($SFOC$)

A partir de las potencias instantáneas (P_i) del motor principal, auxiliares y caldera y teniendo en cuenta que el periodo de muestreo del cálculo de combustible es de 15 minutos, el consumo instantáneo de combustible (C_i) se calcula con la siguiente fórmula:

$$C_i \left(\frac{\text{toneladas}}{15 \text{ minutos}} \right) = \frac{SFOC \left(\frac{g}{kWh} \right) \cdot P_i (kWh) \cdot \left(\frac{15}{60} \right)}{1,000,000} \quad (3)$$

2.8. Determinación de emisiones de gases contaminantes y de efecto invernadero

Una vez determinada la cantidad de combustible que consume el buque, se aplican los factores de emisión correspondientes a cada contaminante y gases de efecto invernadero con objeto de obtener la cantidad de gases emitidos por el buque a la atmósfera.

Los principales gases de efecto invernadero y contaminantes atmosféricos asociados al tráfico de buques son: CO₂ (dióxido de carbono) y CO₂eq (unidades equivalentes de dióxido de carbono), óxidos de nitrógeno (NO/NO₂ y NO_x), material particulado (PM-10 y PM 2,5), COVNM (compuestos orgánicos volátiles no metánicos) y SO₂ (anhídrido sulfuroso o dióxido de azufre).

2.8.1. Gases de efecto invernadero (GEI)

Los gases de efecto invernadero que han sido considerados en esta metodología son: dióxido de carbono (CO₂), metano (CH₄) y óxido nitroso (N₂O), que permiten el cálculo de dióxido de carbono equivalente (CO₂eq). Los gases de efecto invernadero distintos del dióxido de carbono emitidos por el buque son convertidos a su valor de dióxido de carbono equivalente (CO₂eq) multiplicando la masa del gas en cuestión por su potencial de calentamiento global. De manera que:

$$CO_2eq = (Masa\ CO_2) \cdot 1 + (Masa\ CH_4) \cdot 25 + (Masa\ N_2O) \cdot 298 \quad (4)$$

El cálculo en CO₂eq se hace necesario para permitir comparar las emisiones de GEI de los combustibles tradicionales y los combustibles alternativos, como puede ser el Gas Natural Licuado (GNL). El GNL emite menos CO₂ por unidad de energía, pero mayor proporción de metano con mayor potencial de calentamiento, y por tanto el CO₂eq del GNL es mayor que el de otros combustibles tradicionales.

El CO₂ es el GEI más abundante en la combustión, se asume que durante la combustión todo el carbono contenido en el combustible se transforma a CO₂, el factor de emisión de los diferentes combustibles depende del carbono contenido en ellos. Parte del carbono puede aparecer en forma de material particulado y de COVNM, pero en estos cálculos se asume que esta proporción es mínima y por tanto despreciable.

2.8.2. Óxidos de Nitrógeno (NO_x)

Estos óxidos son el NO₂ y el NO que son conocidos como NO_x.

Se generan por la combustión de los carburantes a altas temperaturas en un motor de combustión interna. Por consiguiente, el factor de emisión depende del tipo de motor donde tiene lugar la combustión y de su año de fabricación. Cuando el motor opera a velocidades bajas durante un largo periodo y a temperaturas altas, el motor resulta más eficiente, pero emite mayor proporción de óxidos de nitrógeno. La relación de NO₂/NO_x varía entre 0,05 y 0,1, es decir el NO₂ emitido oscila entre el 5-10% del total de NO_x (ENTEC, 2010).

2.8.3. Material particulado (PM, PM10 y PM2,5)

El material particulado tiene su origen en los inquemados del combustible, por combustión incompleta. Se asume que las PM_{2,5} de origen primario se corresponden con el 90% del total del material particulado, y las PM₁₀ con el 95% del total del Material particulado. El contenido de material particulado está relacionado con el contenido en azufre de los combustibles. La peligrosidad del material particulado depende de su tamaño, a menor tamaño más peligroso, y de la composición de compuesto y metales pesados que llevan asociadas. Por ello el material particulado es peligroso a cualquier concentración.

2.8.4. Los hidrocarburos o compuestos orgánicos volátiles no metánicos (COVNM)

Se asume que los compuestos orgánicos volátiles no metánicos representan el 99% del total de los hidrocarburos. Endresen, 2003 (ENTEC, 2010) distribuye el 11,36% para el CH₄ y el 88,64% de los COVNM. Los HC tienen su origen en el combustible no quemado en los motores y en las emisiones fugitivas evaporadas del combustible.

2.8.5. Dióxido de Azufre (SO₂)

El origen de SO₂ está relacionado con el contenido en azufre del combustible empleado en los buques de navegación, se asume que todos los sulfuros contenidos en el combustible se convierten a SO₂ en la combustión. El Real Decreto 61/2006 recoge las siguientes concentraciones de emisiones de SO₂ según zonas portuarias:

- En las aguas territoriales, zonas económicas exclusivas y zonas de control de la contaminación situadas dentro de las zonas de control de emisiones de SO_x no se podrán utilizar combustibles para uso marítimo cuyo contenido de azufre en masa supere el 0,10 %.

En la metodología se ha tomado el valor de la máxima concentración permitida que corresponde a un factor de emisión de 2 kg de SO₂/tonelada de combustible en las Zona I y Zona II del puerto.

- En las aguas territoriales, zonas económicas exclusivas y zonas de control de la contaminación situadas fuera de las zonas de control de emisiones de SO_x no se podrán utilizar combustibles para uso marítimo cuyo contenido de azufre en masa supere el 0,50 %.

En la metodología se ha tomado el valor de la máxima concentración permitida que corresponde a un factor de emisión de 10 kg de SO₂/tonelada de combustible.

3. Validación de la metodología con el Reglamento MRV

El Reglamento (UE) 2015/757 de 29 de abril de 2015 (Reglamento MRV) introdujo un sistema europeo de seguimiento, notificación y verificación (sistema MRV) de las emisiones de CO₂ procedentes del transporte marítimo. El objetivo es aumentar la transparencia sobre las emisiones de los buques y crear un incentivo para su reducción.

A partir del 1 de enero de 2018, los armadores deben supervisar y notificar las emisiones de CO₂ de los buques con arqueo bruto superior a 5000 GT. Estas reglas se aplican a las emisiones de CO₂ de los trayectos de los buques que navegan, atraquen o salgan de puertos sujetos a la jurisdicción de un Estado Miembro.

A partir de 2019, y hasta el 30 de abril de cada año, las Compañías deberán enviar a la Comisión Europea un Informe de Emisiones por cada buque. Estos informes están disponibles en la web de la EMSA (Agencia Europea de Seguridad Marítima) y se han tomado varios de ellos para validar los cálculos de la metodología desarrollada por el CEDEX, centrándose en los datos agregados en un año de consumo de combustible y emisiones de CO₂ de estos buques que han navegado todo el año por zonas con cobertura AIS casi en la totalidad del tiempo de navegación.

Se realizaron comparaciones entre diversos tipos de barcos y aquí se muestran dos: ferries y portacontenedores.

3.1. Buques tipo ferry

Los ferries son fácilmente comparables porque hay disponibilidad de datos AIS a lo largo de todo el año y las estimaciones de potencia instantánea de la metodología para ellos es acertada debido a que no hay demasiada variabilidad de la carga transportada lo que supone consumos homogéneos. Además, estos buques no tienen consumo de calderas lo que supone una aproximación menos.

El buque Tenacia fue uno de los seleccionados. Es tipo ferry Ro Pax y tiene datos de consumo en IHS. Los trayectos que realizó el buque Tenacia en el año 2019 son los que se muestran en la siguiente figura:



Fig. 1 Trayectos buque “Tenacia” (2019)

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 1. Comparativa del buque Tenacia (2019)

	EMSA	CEDEX	Desviación (%)
Consumo de fuel (t)	14757	12933	-12,36 %
Emisiones de CO ₂ (t)	46036	41463	-9,93 %
Horas de navegación (horas)	4863	4798	1,33 %

A la vista de los resultados parece que el dato de consumo de combustible de IHS es inferior al que realmente consumió el buque.

Otro buque ferry fue el Forza de similares características que dio como resultado la siguiente tabla:

Tabla 2. Comparativa del buque Forza (2018)

	EMSA	CEDEX	Desviación (%)
Consumo de fuel (t)	17094	19715	15,33 %
Emisiones de CO ₂ (t)	53280	63205	18,63 %
Horas de navegación (horas)	5420	5281	-2,56 %

En este caso las desviaciones son del mismo orden de porcentaje, pero de signo opuesto.

3.2. Buques tipo portacontenedores

El buque JositaB es un portacontenedores que navegó en aguas españolas durante todo el año 2019. Aunque, ha realizado viajes a las islas Canarias, solamente no se tienen datos AIS durante el 4,8 % del año. Se han prorrateado esos datos, pero hay que considerarlos como parte de la desviación de la comparativa.

Los trayectos que ha realizado se muestran en la siguiente figura:



Fig. 2 Trayectos buque JositaB (2019)

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3. Comparativa del buque JositaB

	EMSA	CEDEX	Desviación (%)
Consumo de fuel (t)	9176	7631	-16,82 %
Emisiones de CO ₂ (t)	28658	24467	-14,62 %
Horas de navegación (horas)	5200	4543	-12,62 %

Estos valores confirman que el valor de consumo de IHS sería inferior a la realidad, aunque en este tipo de buques la validación tiene mayor complejidad debido a que los consumos varían mucho en función del número de contenedores refrigerados que transporta el buque, dato que desconocemos en tiempo real, aunque se podría compensar si el buque manda el dato de calado por AIS.

4. Implantación de la metodología en SHIPLOCUS

Aplicando la metodología desarrollada, se añade una nueva funcionalidad a la herramienta de la Red AIS SHIPLOCUS, que permite a los usuarios visualizar en tiempo real las estimaciones de las emisiones que producen los buques, mostrando las cantidades emitidas de gases de efecto invernadero y de cada contaminante para cada buque.



Fig. 3 SHIPLOCUS: Emisiones en el puerto de Vigo

Así, el usuario puede visualizar las cantidades acumuladas emitidas de cada contaminante por todos los buques que están o han estado en una zona portuaria en la última hora, en las últimas doce horas, en las últimas veinticuatro horas o en los últimos siete días. También puede obtener informes del histórico de datos almacenados de las cantidades emitidas en cada zona, con la posibilidad de filtrar por tipo de buque, durante el periodo de tiempo que desee. Estos informes incluyen gráficos y la posibilidad de exportar los datos para su posterior tratamiento con otras herramientas. Esta herramienta puede facilitar el cálculo de la huella de carbono de los puertos.

Referencias

- ENTEC (2010). *Defra. UK Ship Emissions Inventory. Final Report*. London: Entec UK Limited.
- España. Real Decreto 61/2006, de 31 de enero, por el que se determinan las especificaciones de gasolinas, gasóleos, fuelóleos y gases licuados del petróleo y se regula el uso de determinados biocarburantes. *BOE*, 17 de febrero de 2006, núm. 41, p. 6342-6357.
- EUROPEAN ENVIRONMENT AGENCY (2019). *EMEP/EEA air pollutant emission inventory guidebook 2019 (EEA Report No 13/2019)*. Luxembourg: Publications Office of the European Union. ISBN 978-92-9480-098-5.
- INTERNATIONAL MARITIME ORGANIZATION (2021). *Fourth IMO Greenhouse Gas Study 2020. Final Report*. London: International Maritime Organization.

Obra de refuerzo del dique de abrigo del Puerto de Bermeo

Reinforcement of the Bermeo harbor breakwater

Saioa Rezabal Arocena^a, Borja Zugazti Bernardo^a, Néstor Urrutxua Miguel^b, Nerea Ramos Gómez^c y Alberto García Morales^c

^aDirección de Puertos y Asuntos Marítimos del Gobierno Vasco, Dirección de Obra, puertos-bizkaia@euskadi.eus

^bTYPSA, Jefe de Unidad Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, nurrutxua@typsa.es

^cTYPSA, Supervisión de Obra Asistencia Técnica a la Dirección de Obra, nramos@typsa.es, agarcia@typsa.es

Abstract

Over the years the breakwater at the port of Bermeo (Bizkaia) has suffered several damages due to the increasingly frequent storms on the Cantabrian coast. In 2015, the Basque Government commissioned TYPSA to draw up the Bermeo Port Breakwater Reinforcement Project. Subsequently, the works are carried out, differentiated into two phases.

In the first phase (2016-2017), the reinforcement of the seawall was carried out, micropiling the seawall so that it works monolithically and the reinforcement of the main mantle with 40, 60 and 80 t blocks, the placement of these blocks is carried out with land means using 200 and 600 t cranes supported on shoring.

In the second phase (2021), the inner mantle will be reinforced with 40 ton blocks and the submerged area of the nose with 80 ton blocks. In order to carry out these works and reduce the impact on the town of Bermeo, all the blocks were placed using maritime means.

The blocks were manufactured with high-density concrete using iron and steel aggregates, making the most of a waste product and allowing smaller blocks to be placed for the same damage index (Nod).

Keywords: Reinforcement, breakwater, steel aggregate, revaluation, blocks, screed, micropiling

Resumen

Durante años el dique de abrigo del puerto de Bermeo (Bizkaia) ha sufrido varios daños debido a los temporales cada vez más frecuentes en la costa cantábrica. En 2015 el Gobierno Vasco encarga a TYPSA la redacción del Proyecto de Refuerzo del Dique de Abrigo del Puerto de Bermeo. Posteriormente, se realizan las obras, diferenciadas en dos fases.

En la primera fase (2016-2017) se ejecuta el recrecido del espaldón, micropilotando el espaldón para que trabaje de forma monolítica y el refuerzo del manto principal con bloques de 40, 60 y 80 t, la colocación de dichos bloques se realiza con medios terrestres utilizando grúas de 200 y 600 t apoyadas sobre cimbra.

En la segunda fase (2021) se realiza el refuerzo del manto interior mediante bloques de 40 t y la zona sumergida del morro con bloques de 80 t. Para la realización de estos trabajos y disminuir las afecciones al pueblo de Bermeo, la totalidad de los bloques se colocaron empleando medios marítimos.

La fabricación de los bloques se realizó con hormigón de alta densidad mediante el empleo de áridos siderúrgicos, poniendo en valor un residuo y permitiendo colocar bloques más pequeños par un mismo índice de avería (Nod).

Palabras clave: Refuerzo, dique, árido siderúrgico, revalorización, bloques, recrecido, micropilotaje.

1. Introducción

El puerto de Bermeo se encuentra localizado entre el cabo Matxitxako y el pueblo de Mundaka (famoso por sus olas de calidad internacional), y es uno de los ocho puertos del Gobierno Vasco en Bizkaia, siendo el más expuesto al oleaje y con mayores alturas de ola debido al importante calado, sobrepasando los 20 m en la zona del morro del dique.

El dique de abrigo de Bermeo ha sido construido en diferentes fases durante el pasado siglo, prolongándose su longitud hasta los 700 m actuales a medida que aumentaban las necesidades del puerto, principalmente, con la construcción de los muelles comerciales de Erroxape



Fig. 1 Ortofoto y vista panorámica del Puerto de Bermeo. Fuente: TYPSA (2016)

Durante años, el dique de abrigo puso en evidencia el infra-dimensionamiento del diseño para soportar sin daños los temporales, por lo que en septiembre de 2015 la Dirección de Puertos y Asuntos Marítimos del Gobierno Vasco encargó a TYPSA la redacción del “Proyecto de Refuerzo Integral del Dique de Abrigo del Puerto de Bermeo”.



Fig. 2 Rebase espectacular y oleaje incidente en temporal del 2014. Fuente: TYPSA (2014)

2. Proyecto de refuerzo integral del dique de abrigo del Puerto de Bermeo

Un aspecto muy importante en el diseño del refuerzo del dique de abrigo es la compleja propagación del oleaje incidente hasta el dique, debido principalmente a los efectos de difracción en el cabo Matxitxako y la refracción y asomeramiento que se produce en la compleja batimetría en las inmediaciones del dique de Bermeo.

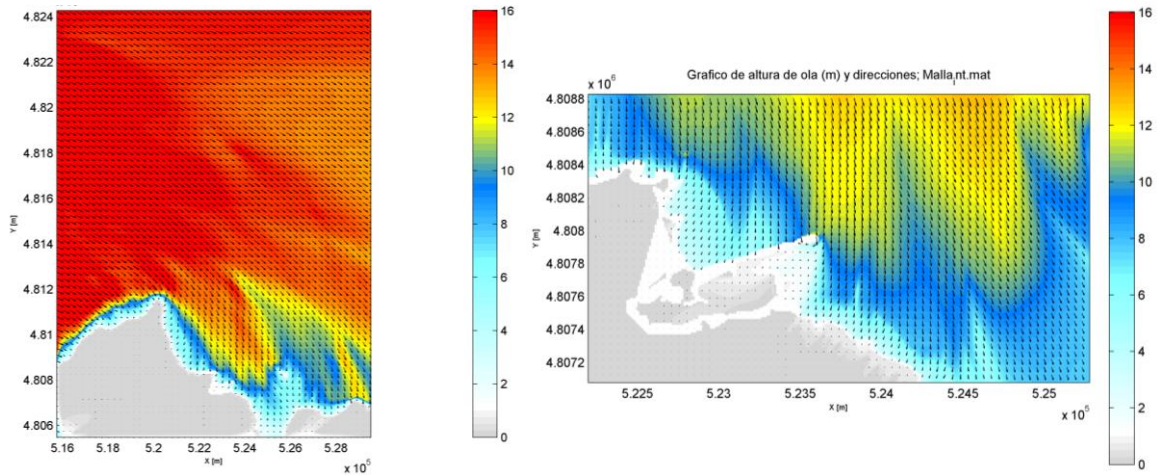


Fig. 3 Propagación del oleaje desde aguas profundas hasta el dique de Bermeo. Fuente: TYPESA (2016)

Para conocer con exactitud el estado actual del dique y el comportamiento de la solución proyectada se realizó un ensayo en modelo físico 3D en la Universidad de A Coruña (GEAMA).



Fig. 4 Ensayo en modelo físico en la Universidad de A Coruña. Fuente: TYPESA (2016)

Los resultados obtenidos en los ensayos en modelo físico pusieron de manifiesto la precaria situación de estabilidad en la que se encontraban algunos tramos tanto del manto principal como del espaldón del dique. Por lo que se planteó un aumento de la cota del espaldón y colocación de bloques en el manto principal aumentando la cota de coronación de la berma. Como novedad, y debido a la falta de espacio del dique para que pudieran trabajar grúas de gran capacidad, se utilizó hormigón de alta densidad frente al hormigón convencional o a la piedra caliza. Con esta medida se puso en valor un residuo (árido siderúrgico proveniente de la valorización de las escorias negras de horno eléctrico) y se utilizaron bloques más pequeños para un mismo Nod (índice de averías), ya que al aumentar la densidad podemos disminuir el peso y, por tanto, las dimensiones del bloque.

Tabla 1. Cálculo del peso de los bloques (toneladas) para un mismo Nod. Fuente: TYPESA (2016)

Nod=0,20					
Densidad (t/m3)	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Morro
2,35	40	56	76	130	160
2,70	23	32	43	79	107
2,75	20	30	40	73	98
2,90	-	-	-	60	80

Obviamente, el proyecto constructivo ha tenido en cuenta el efecto del cambio climático en el nivel del mar de diseño, lo que se traduce en un mayor oleaje para el cálculo de los elementos de refuerzo del dique.

El 9 de febrero de 2016, en fase de redacción del proyecto de refuerzo, un fuerte temporal produjo la rotura de 35 m del espaldón del dique, por lo que el Gobierno Vasco encargó a TYPSA la redacción del "Proyecto de Emergencia y la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra del refuerzo del dique de abrigo del puerto de Bermeo".



Fig. 5 Rotura del espaldón durante el temporal del 9 de febrero de 2016. Fuente: TYPSA (2016)

El nuevo proyecto de emergencia debía reconstruir la rotura del espaldón y buscar una solución, con alcance parcial y rápida, para evitar futuras roturas, todo ello siendo compatible con el proyecto original de refuerzo integral del dique de abrigo. Por ello, se analizaron con detalle los puntos más débiles del dique y se diseñaron soluciones para cada zona del mismo, incluyendo micropilotaje en el espaldón para mejorar su monolitismo, así como su recrecido y protección con bloques de alta densidad, de hasta 2,90 t/m³.

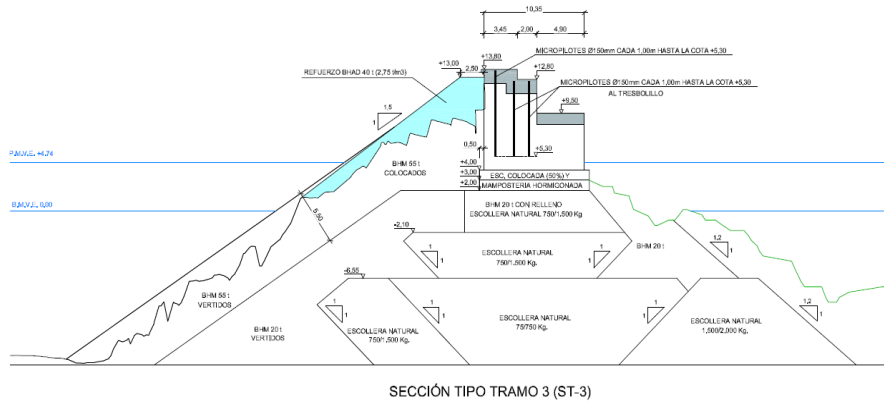


Fig. 6 Sección tipo proyectada tramo 3. Fuente: TYPSA (2016)

3. Obras de refuerzo

3.1. Obra de emergencia

La obra comenzó en junio de 2016 y se prolongó durante un año. Primero se empezó con las labores de micropilotaje con 1.028 micropilotes, utilizando para ello cinco micropilotadoras trabajando conjuntamente. Debido a las reducidas dimensiones de ciertas partes del espaldón fue necesario el montaje de cimbras auxiliares donde poder apoyar la maquinaria.



Fig. 7 Avance en las labores de micropilotaje. Fuente: TYPSA (2016)

Concluidas las labores de micropilotaje se procedió al recrecido del espaldón mediante el empleo de hormigón convencional. La dificultad de acceso derivó en que los rendimientos que se obtuvieron fueron bajos (30 m³/h).

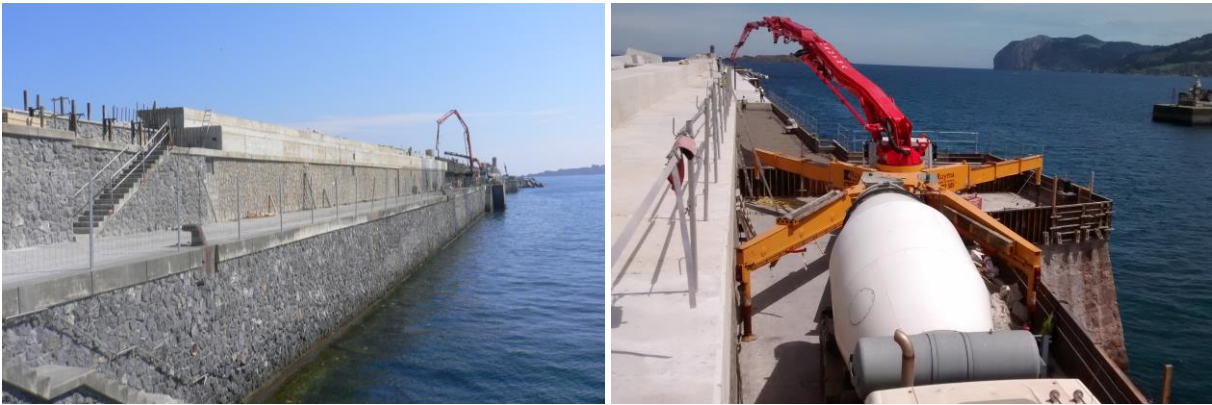


Fig. 8 Avance en las labores de recrecido del espaldón. Fuente: TYPSA (2016)

Simultáneamente a los trabajos anteriores, se fabricaron los bloques de alta densidad con árido siderúrgico, habilitándose para ello un parque de bloques a 10 km de Bermeo. Este tipo de hormigón es muy sensible a cualquier cambio climático o de dosificación haciendo necesario el control de la temperatura del hormigón en fresco y aplicación de un correcto curado para evitar las fisuras por retracción térmica durante el proceso de fraguado.



Fig. 9 Vista del parque de bloques. Fuente: TYPSA (2016)

Una vez fabricados los bloques se transportaban de manera mixta (terrestre y marítima) limitando al máximo el tránsito de vehículos pesados por el interior de Bermeo, por lo que los bloques se transportaban en góndolas de transporte especial hasta la zona comercial del puerto de Bermeo, donde se cargaban en una pontona y se llevaban hasta la zona de acopio en el trasdós del dique.



Fig. 10 Labores del transporte de bloques al dique de Bermeo. Fuente: TYPSA (2016)

La fase más delicada de la obra era la colocación de los bloques de 40, 60 y 80 t. Como en los anteriores tajos, las reducidas dimensiones del dique impedían que los bloques se colocasen con la grúa apoyada en el propio dique. Para los bloques de 40 t se montó una grúa de 200 t sobre una cimbra. Para los bloques de 60 t, la operación era similar, pero con una grúa de 600 t, con una oruga sobre el espaldón y otra sobre una cimbra de 8,0 m de altura. Finalmente, los bloques de 80 t se colocaron con la grúa de 600 t apoyada sobre el propio dique aprovechando el sobrancho existente en el morro.



Fig. 11 Labores de colocación de bloques mediante grúa sobre cimbra. Fuente: TYPSA (2016)

3.2. Obra de refuerzo – Fase II

Durante la segunda fase, que comenzó en enero y finalizó en octubre de 2021, se realiza el refuerzo del manto interior mediante bloques de 40 t (424 ud., densidad 2,75 t/m³) y refuerzo de la zona sumergida del dique con bloques de 80 t (93 ud., densidad 2,90 t/m³). Se llegaron a emplear 14.000 t de árido siderúrgico, contribuyendo por tanto a valorizar un residuo de las acerías de horno eléctrico, en sustitución de árido calizo proveniente de cantera.



Fig. 12 Labores de fabricación y acopio en el parque de bloques. Fuente: TYPSA (2016)

Con el objetivo de disminuir las afecciones a la zona más urbana del puerto de Bermeo, la totalidad de los bloques se colocaron empleando medios marítimos. Para ello, se empleó una pontona modular de 27 m de eslora y 22 m de manga sobre la que apoyaba una grúa de 300 t.

El rendimiento medio en la colocación de bloques de 40 t en el manto del talud interior del dique fue de 16 a 20 unidades diarias en función de los condicionantes meteorológicos; en los bloques de 80 t el rendimiento fue de 4 a 8 unidades diarias.



Fig. 12 Carga y colocación de bloques con pontona modular. Fuente: TYPESA (2016)

Con esta actuación se dota al dique de la estabilidad y refuerzo necesarios para aguantar los temporales cada vez más frecuentes en la costa cantábrica.

Relevancia del transporte transversal de sedimentos en el óvalo valenciano

Relevance of onshore-offshore sediment transport in the Valencian Oval

Leonardo Monzonís Forner^a, Fernando Pérez Burgos^b, M^a Josefa Solernou Sanz^c y Miguel Ángel Aragón Babiloni^d

^aServicio Provincial de Costas en Castellón, , lmonzonis@miteco.es; ^bServicio Provincial de Costas en Castellón , fpburgos@miteco.es, ^cServicio Provincial de Costas en Castellón , mjsolernou@miteco.es y ^dServicio Provincial de Costas en Castellón , maragon@miteco.es.

Abstract

The standard model with which sediment transport is usually approached breaks down the phenomenon into two movements: longitudinal and on-shore off shore. Longitudinal transport, parallel to the coast, is attributed to the configuration of the variations of the coast in plan. The on-shore off-shore transport, perpendicular to the coast, is assigned the governance of the beach profile in section. What we try to see in this article is whether this standard model is adequate to deal with certain transportation problems that occur on a larger scale than the usual maritime engineering projects; o, on the contrary, has some limitations to deal with larger physiographic units such as the Valencian oval.

Keywords: *sediment transport, longshore, onshore-offshore, closure depth, transport barrier, delt, oval.*

Resumen

El modelo estándar con el que se aborda habitualmente el transporte de sedimentos descompone el fenómeno en dos movimientos: el longitudinal y el transversal. Al transporte longitudinal, paralelo a la costa, se le atribuye la configuración de las variaciones de la costa en planta. Al transporte transversal, perpendicular a la costa, se le asigna el gobierno del perfil de la playa en sección. Lo que tratamos de ver en este artículo es si este modelo estándar es adecuado para tratar ciertos problemas de transporte que se produce a una mayor escala que la de los proyectos usuales de ingeniería marítima; o, por el contrario, tiene algunas limitaciones para tratar unidades fisiográficas mayores como el óvalo valenciano.

Palabras clave: *transporte de sedimentos, transporte longitudinal, transporte transversal, profundidad de cierre, barreras al transporte, delta, óvalo.*

1. Introducción

El transporte litoral de sedimentos está siendo ampliamente tratado, tanto en artículos científicos, en los que se aborda desde un punto de vista teórico, como en proyectos constructivos de ingeniería marítima, en los que se enfoca la cuestión desde un punto de vista práctico para resolver determinados problemas concretos.

El modelo estándar con el que se aborda habitualmente el transporte de sedimentos descompone el fenómeno en dos movimientos: el longitudinal y el transversal.

Al transporte longitudinal, paralelo a la costa, se le atribuye la configuración de las variaciones de la costa en planta.

Al transporte transversal, perpendicular a la costa, se le asigna el gobierno del perfil de la playa en sección.

Lo que tratamos de ver en este artículo es si este modelo estándar es adecuado para tratar ciertos problemas de transporte que se produce a una mayor escala que la de los proyectos usuales de ingeniería marítima; o, por el contrario, tiene algunas limitaciones para tratar unidades fisiográficas mayores tales como el óvalo valenciano.

La hipótesis de partida es que el transporte transversal tiene también relevancia en el transporte de sedimentos a lo largo de la costa y que esto puede tener importantes implicaciones en el análisis de las fuentes sedimentarias deltaicas y de las instalaciones portuarias.

2. El modelo estándar del transporte litoral de sedimentos

El transporte litoral de sedimentos es un fenómeno complejo cuyo aspecto elemental es el movimiento de cada grano de material. Un grano que está en unas determinadas coordenadas acaba en una posición distinta en un cierto intervalo de tiempo. Lógicamente, se han tenido que utilizar técnicas de análisis simplificadoras que eviten el estudio del movimiento de cada uno de los granos. La estrategia que utiliza el modelo que podemos denominar estándar es la considerar dos movimientos básicos posibles del grano. Un movimiento longitudinal, en el que el grano acaba en una posición distinta de la inicial pero en la que el movimiento se produce aproximadamente paralelo a la costa; y un movimiento transversal, en el que el grano acaba en una posición distinta, pero habiéndose movido en una dirección aproximadamente perpendicular a la costa. Una hipótesis básica adicional del modelo es que el movimiento longitudinal se produce en una determinada franja, hasta una cierta profundidad denominada de cierre longitudinal, y que el movimiento transversal se produce en una franja mayor, hasta una profundidad denominada de cierre total.

El movimiento longitudinal se considera el principal en su franja y es el que determina el caudal sedimentario a los efectos de conocer la evolución de un tramo de costa en planta; y, en su caso, del dimensionamiento de las estructuras necesarias para su estabilización, regeneración o ampliación.

El movimiento transversal se considera que es el movimiento responsable de las variaciones que sufre el perfil de la playa, esto es, de los cambios que se producen en la profundidad de cada uno de los puntos del perfil debidos a los distintos estados de mar. Estos movimientos se consideran los significativos en las variaciones estacionales e hiperanuales de la costa, dando lugar, por ejemplo, a la formación y movimiento de las barras sumergidas.

El modelo estándar es pues fructífero en el tratamiento de algunos problemas típicos de la ingeniería de costas. La cuestión es si este modelo puede dar cuenta también de otros fenómenos de alcance, que se producen en la escala de las unidades fisiográficas; y, en concreto, si es mejorable para que pueda incrementarse su utilidad en el análisis de los movimientos sedimentarios en el conjunto de tramos de costa como el óvalo valenciano.

En el óvalo valenciano son dos al menos los procesos litorales para los cuales el modelo estándar no da una respuesta plenamente satisfactoria. El primero de ellos es el efecto de las grandes instalaciones portuarias como barreras al transporte sedimentario; el segundo, es la relación del delta del Ebro con el óvalo valenciano. Vemos en el siguiente apartado cuales son las limitaciones del modelo estándar para analizar estos procesos.

3. Limitaciones del modelo estándar. Instalaciones portuarias y deltas fluviales. Aplicación al óvalo valenciano

3.1. Las instalaciones portuarias como barreras al transporte

Una característica del óvalo valenciano, en especial en su tramo norte, es la combinación de un transporte neto elevado con la presencia de barreras al transporte, algunas de ellas muy importantes. De la aplicación del modelo estándar resulta que la longitud de los diques de los puertos es tal que se supera la profundidad de cierre longitudinal y, por lo tanto, estos diques constituyen una barrera total al transporte. El caso es que este efecto de barrera total no se produce y el modelo debe dar cuenta de ello.

Un primera cuestión es el factor tiempo. La acumulaciones de material a barlovento (al norte de los diques en el caso del óvalo valenciano) van modificando progresivamente la posición de la profundidad de cierre y con ello la barrera total deja de serlo con el tiempo. Esto exige en todo caso la incorporación de un típico modelo de simulación temporal al modelo estándar, lo que es principio solucionable. Más complejidad tiene, sin embargo, el análisis del movimiento real del sedimento en el entorno de los diques portuarios.

Hay al menos tres factores que hay que introducir en el análisis del movimiento del sedimento en el entorno portuario:

- (1) Que los puertos no son instalaciones lineales, sino que tienen una configuración espacial con una superficie que ocupa una determinada longitud de la costa. Esto significa que el sedimento tiene que superar toda esa longitud para salvar la barrera portuaria, siguiendo una trayectoria no predecible con el modelo estándar.
- (2) Que tiene un bocana, y un canal de acceso que se draga de forma sistemática, que añaden complejidad a la trayectoria y que pueden convertirse en puntos de sumidero.
- (3) Que se forma una flecha una vez superados los diques del puerto, cuyo material puede incorporarse finalmente a la playa ubicada al sur de la instalación.

Todo ello hace que el análisis del movimiento del sedimento en el entorno del puerto sea un ejercicio complejo, para cuyo tratamiento pueden seguirse no obstante unas pautas.

De un modo práctico puede ser estudiado mediante el seguimiento de la batimetría de detalle, obtenida con regularidad, fijando secciones de control y calculando los balances sedimentarios.

Desde el punto de vista teórico, el estudio de las trayectorias que sigue el sedimento en este entorno ha tener en cuenta que en las profundidades en las que se producen los movimientos el oleaje no está en rotura, y por lo tanto, los movimientos tienen menos que ver con los procesos que se producen en el transporte longitudinal que con los procesos que se asocian con el transporte transversal (shoaling). De ahí la relevancia del transporte transversal en este caso.

La consecuencia para la práctica de la ingeniería portuaria y costera es que las ampliaciones de los puertos han de tener en cuenta estos movimientos del sedimento, y que no es suficiente con la determinación de la profundidad del dique con respecto de la profundidad de cierre sino es que necesario introducir algunas consideraciones importantes en la modelación. Deben tenerse en cuenta los efectos que la nueva superficie portuaria, considerada en todas sus dimensiones: perpendicular, paralela a la línea de costa y profundidad de los diques, puede ocasionar sobre el caudal de sedimentos que circula por el frente de la barrera.

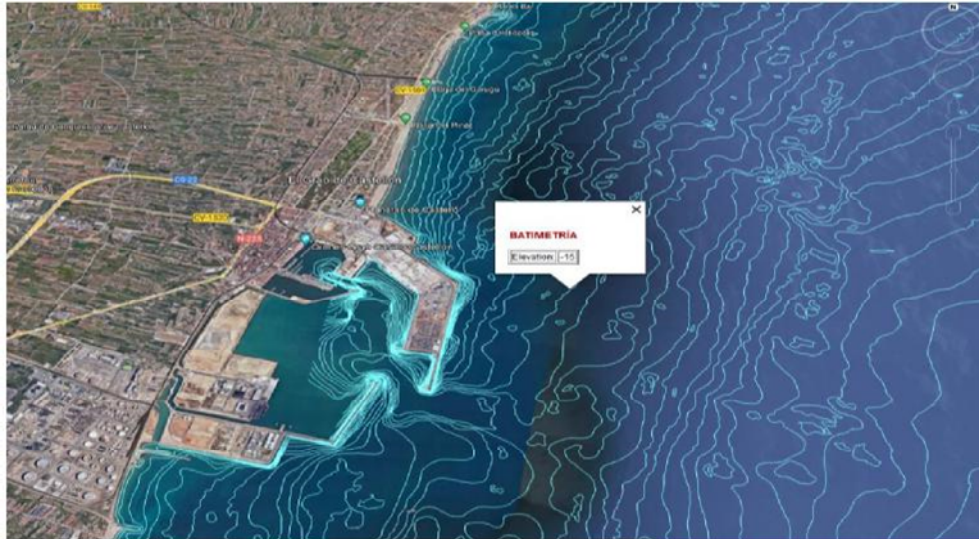


Fig. 1 Batimetría en el entorno del Puerto de Castelló de la Plana

3.2. El problema del delta del Ebro

La acumulación sedimentaria del delta del río Ebro está siendo tratada ampliamente en la literatura técnica. Los estudios se centran principalmente en el problema de la regresión del delta como un resultado de la disminución, en las últimas décadas, de los aportes sedimentarios que llegan al delta, transportados por la corriente fluvial del río.

A pesar de la profundidad y rigor con estos estudios abordan el problema, no suelen entrar, sin embargo, en la relación entre el delta y el óvalo valenciano.

Obviar esta relación se justifica sobre la base de que si el transporte longitudinal es el principal responsable del transporte que se produce a lo largo de la costa, entonces, dada la configuración del delta, incluidos los lóbulos, y dada la profundidad de cierre longitudinal, hasta aproximadamente la batimétrica de 5 metros, no se produce la incorporación de sedimentos desde el delta a la costa norte del óvalo valenciano (ver figura 2, franja azul oscuro).

Esto significa que el delta sería, de acuerdo con esta argumentación, un sistema cerrado, que habría crecido en extensión indefinidamente. Esto no ha sido así precisamente porque en las últimas décadas se ha estado produciendo una disminución drástica en los aportes. Pero este crecimiento continuado está bien estudiado en su evolución histórica, al menos en los últimos dos mil años.

Ahora bien, si consideramos una franja de transporte que incluya el transporte transversal, que alcanza al menos hasta la batimétrica de 10 metros, entonces la conexión entre el delta y la costa del óvalo al sur de éste se produce de un modo claro (ver figura 2, franja azul claro).

De acuerdo con esta segunda hipótesis, el transporte transversal no se estaría produciendo sólo de un modo perpendicular a la costa, en cada subdivisión de la misma, sino que estaría contribuyendo a un desplazamiento neto del sedimento hacia el sur. Todo ello, basado en la compleja configuración del extremo sur del delta, y en particular, en la configuración del lóbulo del Trabucador.

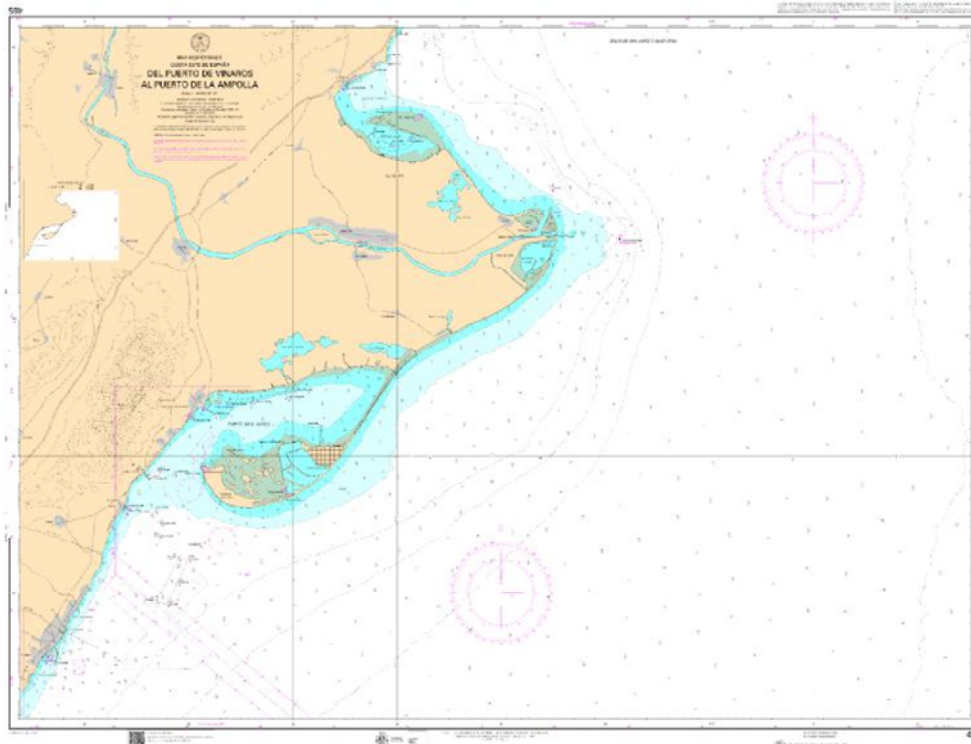


Fig. 2 Batimetría en el entorno del Delta del Ebro

Que el delta sea un sistema cerrado o que tenga salidas de material hacia el sur tiene evidentes consecuencias sobre el tipo de soluciones que se adopten en el futuro para combatir la regresión del delta. Estas soluciones deben dar cuenta de sus implicaciones sobre el óvalo valenciano. Esto es, las soluciones que se adopten no deben disminuir el transporte de arena hacia el sur.

El dato observacional que apunta a que la hipótesis de que la conexión se produce es la presencia de arena de idénticas características a las del delta en una amplia franja de la playa sumergida, en el óvalo valenciano.

4. Conclusiones. Líneas abiertas de investigación

Hemos visto aquí una muy breve presentación de dos problemas concretos que se dan en el óvalo valenciano: las barreras portuarias al transporte de sedimentos y la conexión entre el delta del Ebro y la costa continental del óvalo.

En ambos casos hemos visto que la interpretación de los procesos de transporte observados, aplicando lo que hemos llamado modelo estándar de transporte de sedimentos, tiene limitaciones.

También hemos visto que tiene más rendimiento explicativo considerar una franja total ampliada de transporte, que englobe el transporte longitudinal y el transporte transversal, y que los procesos vinculados al transporte transversal, que se producen a profundidades mayores que las de rotura del oleaje, tienen relevancia en estas explicaciones.

Las consecuencias de ampliar la franja en la que se produce transporte neto a lo largo de la costa son importantes en los dos casos.

En el caso de las instalaciones portuarias porque obliga a considerar que estas ocupan una superficie de la costa, en la que la longitud de la instalación paralela a la costa es significativa, y que no es suficiente con valorar la profundidad máxima a la que llega el dique considerado sólo como una barrera lineal que se adentra en el mar, para analizar el modo en que los sedimentos sobrepasan la instalación.

En el caso del delta del Ebro las consecuencias son todavía más importantes. Ampliar la franja en la que se produce transporte implica que el delta ya no puede considerarse como un sistema cerrado. Es un sistema abierto que aporta sedimentos al óvalo valenciano y, por lo tanto, las acciones que se acometan para combatir la regresión en el delta deben tener en cuenta cómo afectan a la salida de material hacia el sur.

En ambos casos, el conocimiento de los procesos que están funcionando es crucial para la toma de decisiones estratégicas.

Las dos líneas de investigación que se abren, teniendo en cuenta estas hipótesis, son las siguientes:

- 1.- Implementación de un estudio sistemático de las variaciones batimétricas, estableciendo secciones de control, para lo cual hay que implementar de modo previo los trabajos de campo que sirvan de soporte al trabajo de gabinete.
- 2.- Adaptar los modelos de simulación existentes a estos entornos singulares, considerando trayectorias para los transportes de sedimento con direcciones oblicuas en toda la franja en la que se produce transporte, de tal modo que los fenómenos vinculados con el transporte perpendicular a la costa en el modelo estándar, pueden dar también trayectorias con transporte neto en el sentido dominante del transporte. Hacia el sur en el caso del óvalo valenciano.

Referencias

CEDEX MITRED (2021). “Plan para la protección del delta del Ebro”
https://www.miteco.gob.es/es/costas/participacionpublica/planparalaprotecciondeltadelebro_img_signedfe_tcm30-522381.pdf [Consulta: 11 de enero de 2022]

MINISTERIO PARA LA TRANSICION ECOLOGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO. « Costas y Medio Marino. Protección de la costa. Ecocartografías”. <https://www.miteco.gob.es/es/costas/temas/proteccion-costa/ecocartografias/default.asp> [Consulta: 11 de enero de 2022]

Dinámica sedimentaria en la ría de Avilés

Sediment dynamics in the Avilés estuary

M^a Jesus Martín Soldevilla^a, Jose Francisco Sanchez^a, Patricia Martín Gomez^a, Ana Lloret Capote^a, Laura Ruiz Mateo^a y Olga M^a Sánchez Luzón^b

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), Madrid. maria.j.martin@cedex.es, jose.f.sanchez@cedex.es, patricia.martin@cedex.es, ana.lloret@cedex.es, laura.ruiz@cedex.es;

^b Autoridad Portuaria de Avilés. osanchez@puertoaviles.com

Abstract

The study will serve as a basis for evaluating the alternatives for the management of dredged material and draw up an action plan to manage the most polluted fraction in a sustainable way. Its results will also have an impact on the protection actions of Salinas beach, located in the same coastal system, and which has suffered erosion processes for years.

Keywords: *methodology, assessment, currents, pollution, dredging.*

Resumen

El estudio servirá de base para evaluar las alternativas de gestión del material dragado y elaborar un plan de acción para gestionar de forma sostenible la fracción más contaminada. Sus resultados también incidirán en las acciones de protección de la playa de Salinas, ubicada en el mismo sistema costero y que ha sufrido procesos de erosión durante años.

Palabras clave: *metodología, evaluación, corrientes, contaminación, dragados.*

1. Introducción

El puerto de Avilés está situado en la desembocadura de la ría de Avilés, lo cual obliga a su Autoridad Portuaria (APA) a realizar cada año un dragado de mantenimiento de calados en el canal de acceso, al objeto de poder mantener su actividad portuaria. Estos dragados se realizan mayoritariamente en su zona exterior, denominada zona de barra, y con menor frecuencia en zonas interiores (Figura 1). En el mismo sistema litoral de la ría se encuentra la playa de Salinas, sobre la que se han realizado actuaciones recientes de protección de la costa, y que debe ser tenida en cuenta como factor determinante de algunas alternativas de gestión del material dragado.

El planteamiento de estas alternativas requiere determinar los patrones sedimentarios de la zona mediante la modelización hidrodinámica con modelos acoplados que consideren la evolución simultánea del campo de oleaje, el nivel del mar y las corrientes asociadas a la rotura de las olas, el viento y la propagación de la onda de marea.

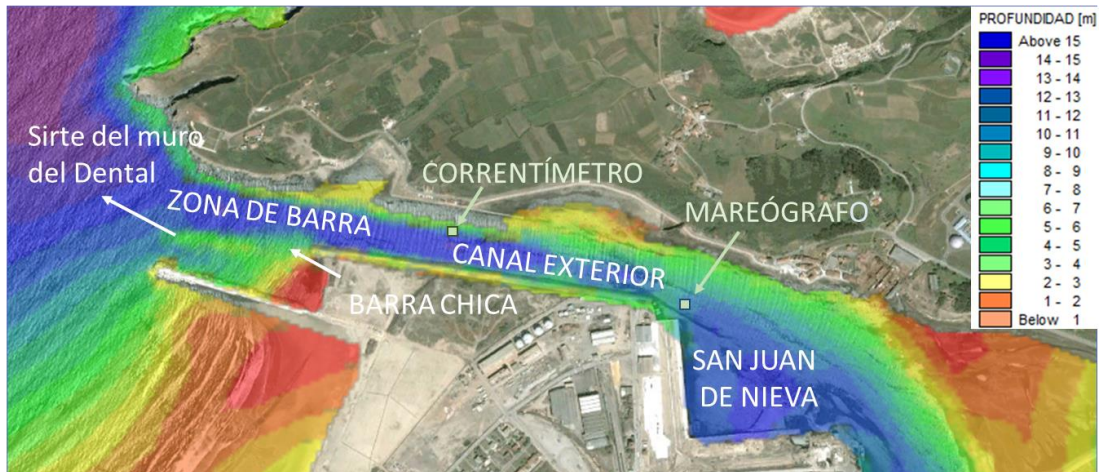


Fig.1 Puerto de Avilés. Zona de Estudio

2. Descripción del estudio

Aunque el dominio reproducido se extiende, en longitud, desde las proximidades de la Ría de San Esteban de Pravia al W, hasta Cabo de Peñas al E, y desde la isobata de 50m hasta el fondo del canal interior, el análisis de resultados se ha centrado en la zona delimitada entre la entrada a la ría y el fondo Sur del canal interior. En esta zona se encuentra el mareógrafo de la autoridad portuaria y se instaló un correntímetro, cuya información fue empleada para la calibración de los modelos numéricos y seleccionar los escenarios más representativos de la circulación de zona (Figura 1).

Para optimizar el coste computacional sin reducir la representatividad de los resultados, el dominio de cálculo ha sido discretizado en 4 submallas. Una malla exterior con elementos de unos 350m de lado anidada a una malla de aproximación con elementos de unos 55m. Esta malla se une con la malla de detalle de 28m que se extiende desde la bocana de entrada /salida del canal hasta el fondo de la ría. Para la zona comprendida entre la zona de barra y todo el canal exterior, se incluye una discretización más fina con elementos de tamaño máximo de 15m de lado (Figura 2).

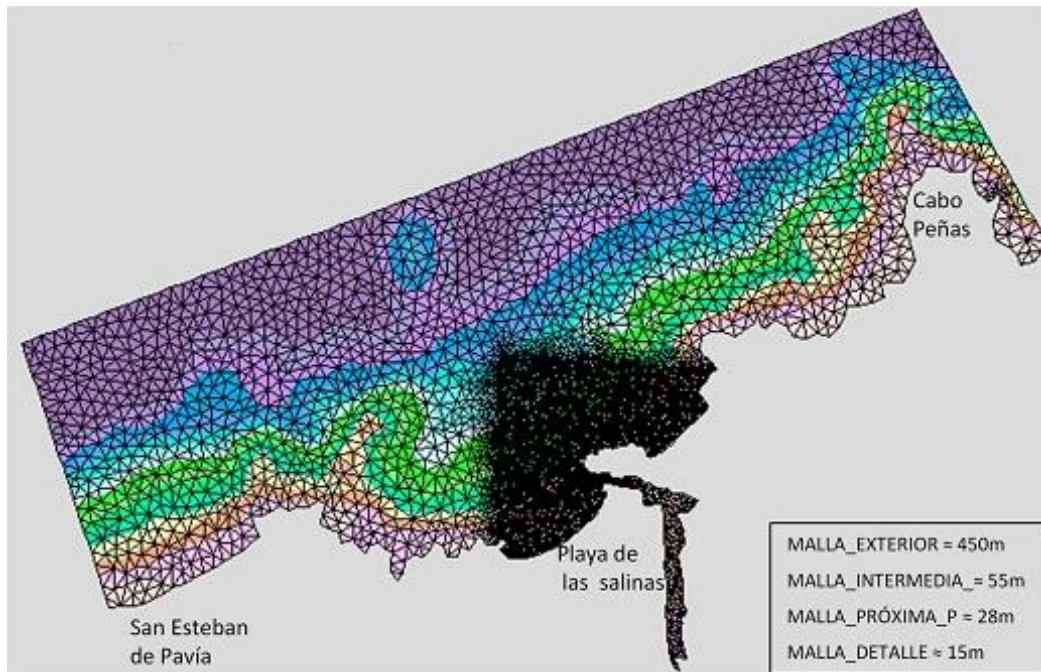


Fig. 2 Discretización espacial del dominio de simulación

Con el fin de considerar las condiciones más representativas, las simulaciones se han realizado con mareas vivas, medias y muertas. Estas condiciones han sido definidas a partir de los datos de corrientes registrados en la campaña de toma de datos realizada entre el 11/11/2020 al 12/12/2020 y los del nivel del mar procedentes del mareógrafo del puerto en el mismo periodo de tiempo. En este periodo de tiempo se registraron mareas vivas, medias y muertas coincidentes con oleajes de cierta envergadura y vientos de cierta intensidad.

La evolución simultánea de estos agentes climáticos en el periodo de medida del correntímetro se presenta en la figura 3. reseñando con trama verde el periodo de tiempo reproducido tanto en la calibración del modelo hidrodinámico como en el análisis de la dinámica sedimentaria. En dicha figura se aprecia que los oleajes sintéticos a 50m de calado en el periodo de simulación analizado alcanzaron alturas de ola significantes de casi 4.0m, periodos entre 13s -15s y dirección media de procedencia centrada en el NW (Figura 3.a). El viento asociado a este oleaje alcanzó velocidades de casi 14.0m/s y su dirección de procedencia osciló entre el WNW- WSW, en los primeros días, rolando posteriormente al SSE-NE (Figura 3.b).

La evolución de la onda de marea en este periodo de tiempo varió de 4.7m, característico de las mareas vivas de esta zona, a 2.5 m, representativa de mareas muertas. Entre estos dos estados de marea se produjeron mareas medias (Tabla 1)

Los oleajes que inciden del exterior y el viento fueron definidos con los datos sintéticos suministrados por Puertos del Estado. Los puntos utilizados se sitúan a unos 50m de profundidad tal y como corresponde al borde N exterior del dominio de simulación. Para reproducir los flujos de marea (nivel de la superficie libre y corrientes) se han utilizado los datos suministrados por el modelo de predicción global de marea del Danish Hydraulic Institute

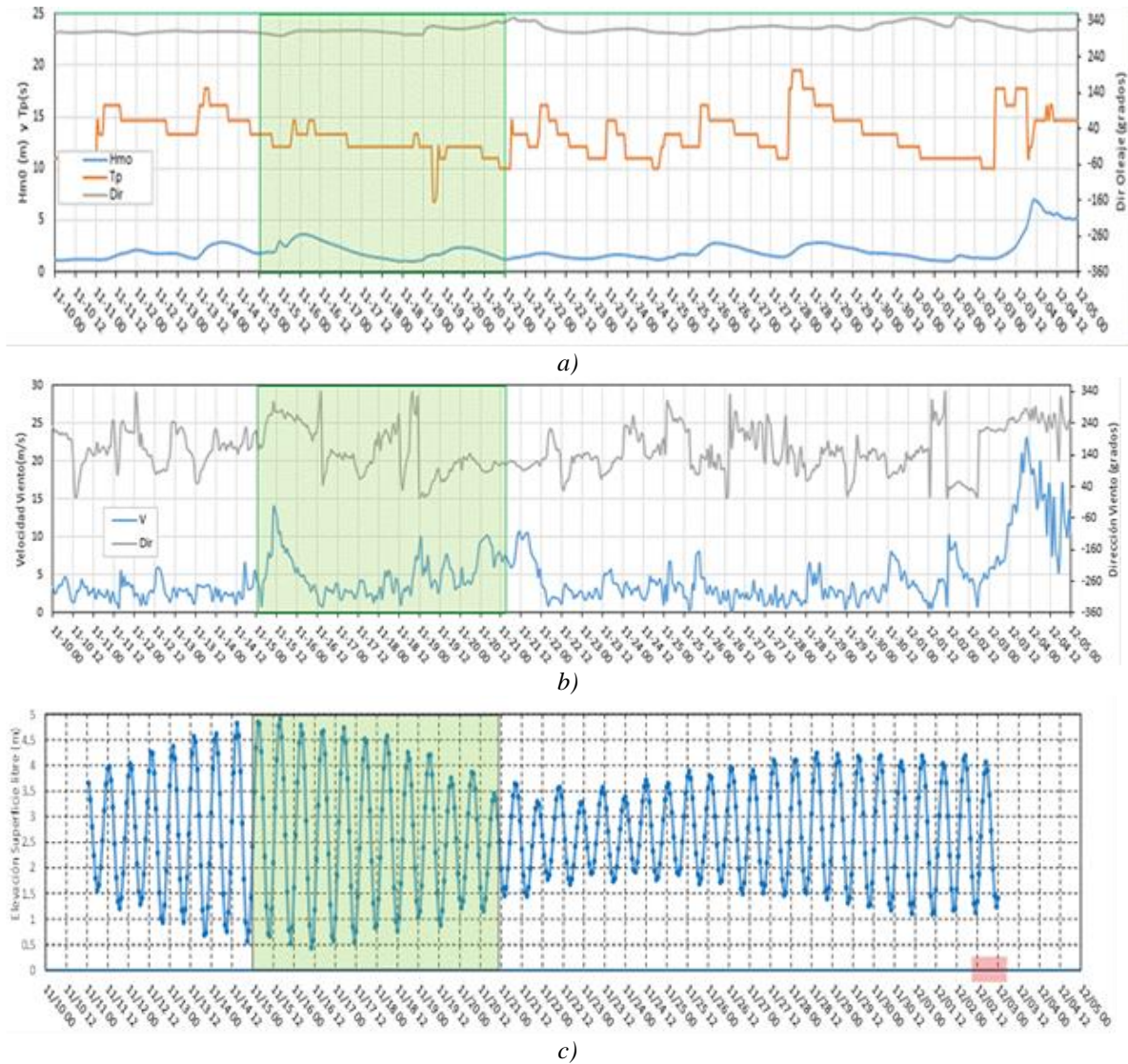


Figura 3 Evolución de las condiciones climáticas acaecidas en el periodo de medida
a) Oleaje b) Viento c) Nivel de la superficie libre del mar

La dirección de procedencia de los estados de mar considerados se corresponde con la dirección reinante y dominante de la zona de estudio tal y como se puede apreciar en la rosa de oleaje que se recoge en la Figura 4.a y las correspondientes de viento son también de las más frecuentes, Figura 4.b

Horas en UTC

Días del mes	Julio		Agosto		Septiembre		Octubre		Noviembre		Diciembre	
	0 ^h	12 ^h	0 ^h	12 ^h	0 ^h	12 ^h	0 ^h	12 ^h	0 ^h	12 ^h	0 ^h	12 ^h
11	0.51	0.48	0.42	0.39	0.35	0.38	0.44	0.51	0.78	0.86	0.84	0.88
12	0.46	0.44	0.38	0.38	0.43	0.49	0.59	0.68	0.93	0.99	0.92	0.94
13	0.43	0.43	0.40	0.42	0.57	0.64	0.77	0.85	1.04	1.07	0.96	0.97
14	0.44	0.45	0.46	0.51	0.72	0.80	0.94	1.01	1.09	1.09	0.96	0.95
15	0.47	0.50	0.57	0.63	0.88	0.95	1.07	1.12	1.08	1.05	0.93	0.90
16	0.53	0.57	0.69	0.75	1.01	1.07	1.14	1.16	1.01	0.95	0.86	0.82
17	0.61	0.65	0.81	0.87	1.10	1.13	1.15	1.12	0.89	0.82	0.77	0.72
18	0.69	0.73	0.92	0.96	1.13	1.12	1.08	1.02	0.75	0.68	0.67	0.63
19	0.77	0.80	0.99	1.02	1.09	1.04	0.95	0.87	0.61	0.55	0.58	0.54
20	0.83	0.86	1.03	1.03	0.98	0.91	0.78	0.69	0.49	0.45	0.50	0.47

Tabla 1. Coeficientes de Marea en 2020 del Puerto de Avilés en el periodo de simulación
Fuente: Autoridad Portuaria de Avilés

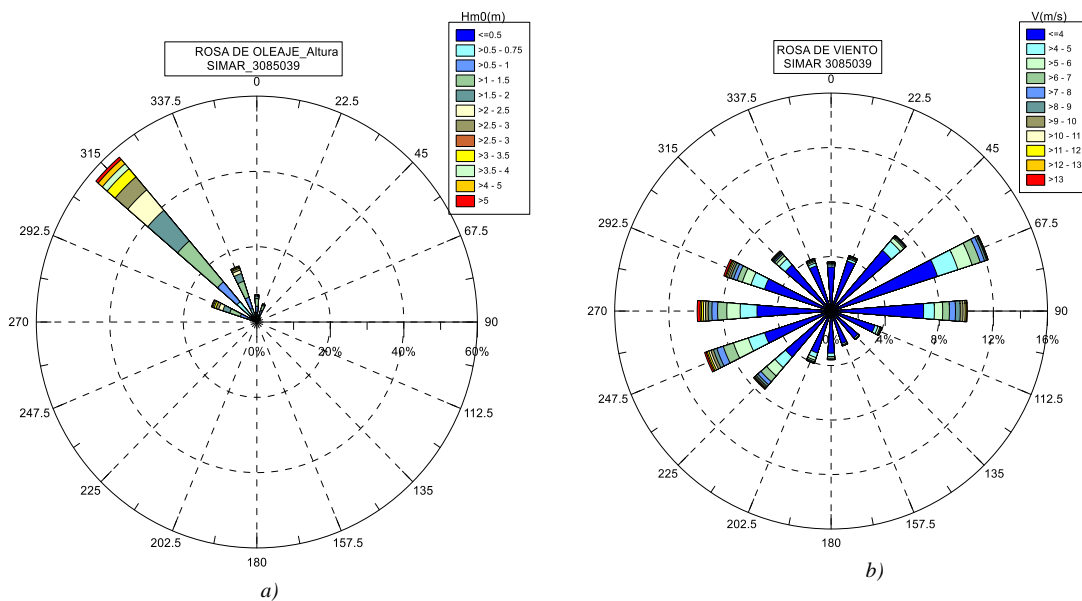


Figura 4. Rosas de a) Oleaje b) viento.
Punto Simar 3085039

3. Simulaciones hidrodinámicas

La calibración de las corrientes se ha centrado en el interior de la ría particularizando para el punto de malla más próximo a la posición del correntímetro considerando las mismas capas que las empleadas en las medidas (ver Figura 5). Teniendo en cuenta la distancia del equipo al fondo ($\approx 0.30\text{m}$) y la profundidad de la zona de fondeo del correntímetro (13.0m), en los resultados numéricos se han considerado 12 capas con una discretización vertical de 1.0m respecto a la posición de fondeo.

Para la evolución de la marea, la comparación se ha realizado con el punto de malla más próximo al mareógrafo del puerto.

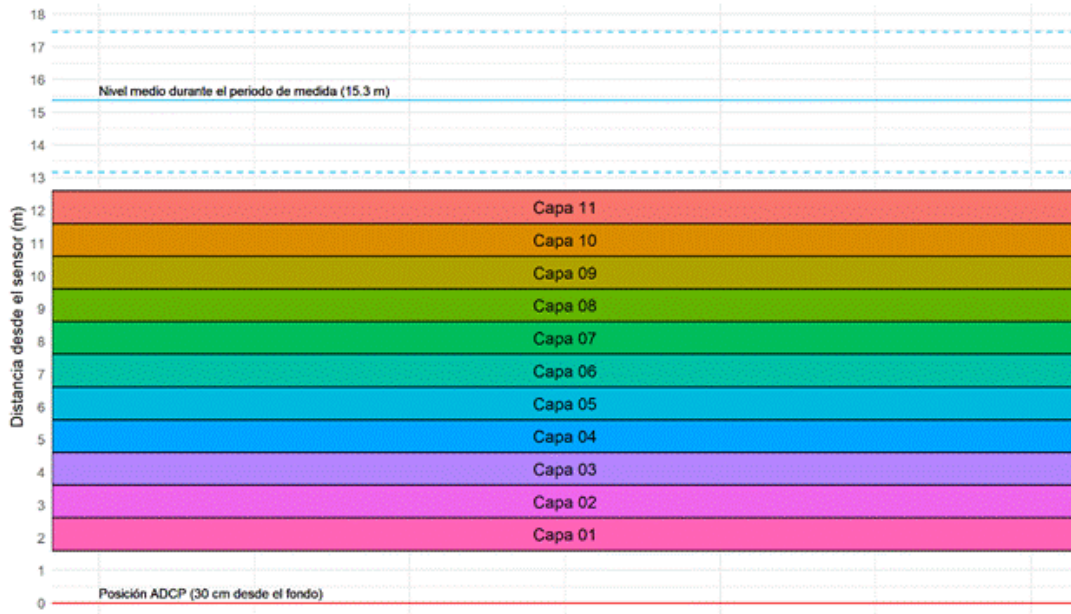


Figura 5. Esquema de las capas utilizadas en el procesamiento de las corrientes

La comparación de las corrientes registradas en la campaña de medida y los resultados numéricos para las capas 1 y 7 situadas a 2.3m y 8.3m del fondo respectivamente, se recogen en la Figura 6a/b. La dirección de avance de las corrientes y la evolución de la marea se muestra en la Figura 6.c/d.

En general los resultados muestran un gran acuerdo con las medidas apreciándose las mayores diferencias en la capa más próxima al fondo (con mayores efectos de contorno y peor calidad de la medida) en condiciones de mareas muertas.

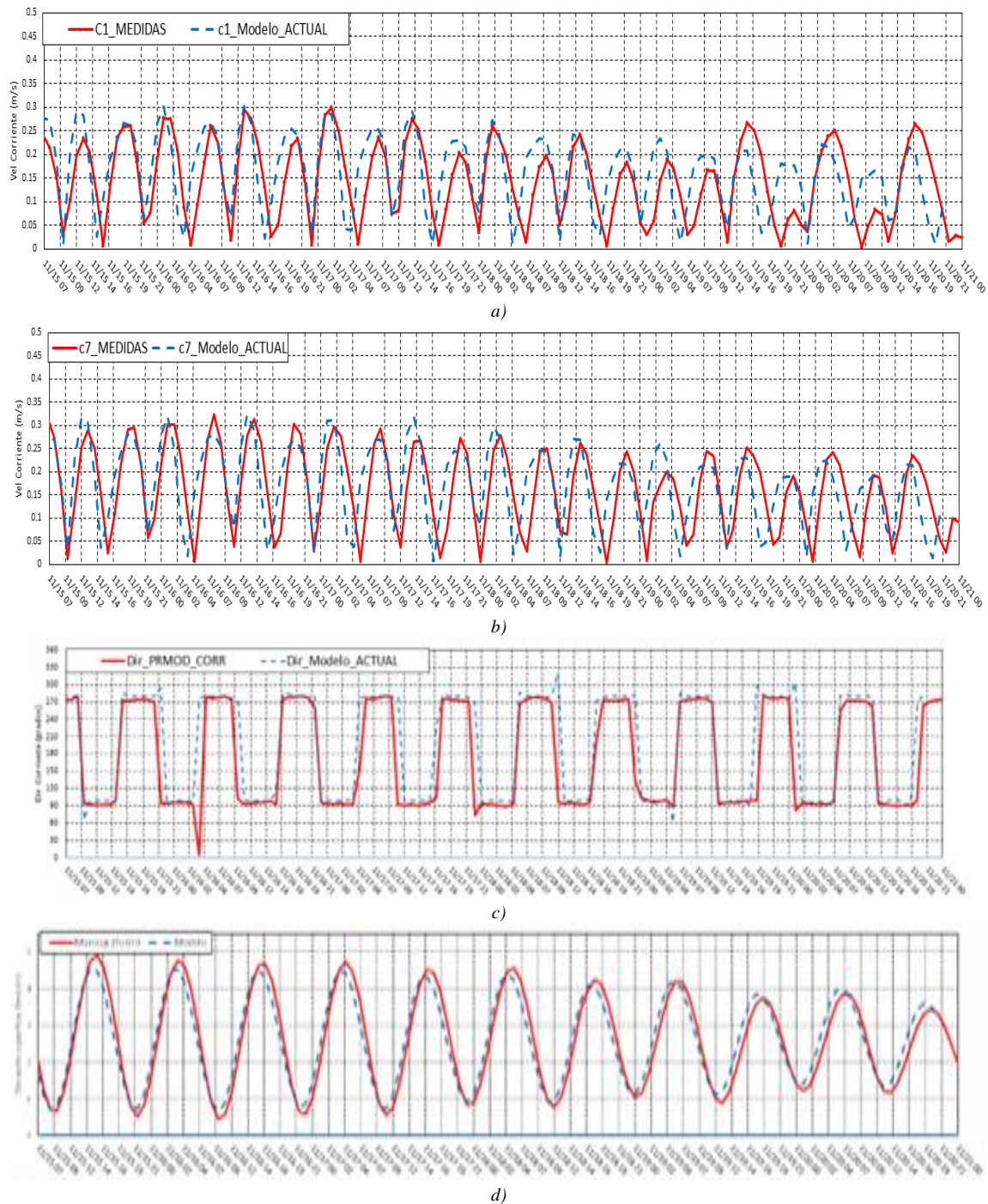


Figura 6. Comparación resultados con medidas
 Evolución de: Intensidad de corriente en profundidad registrada (—) y Numérica (- -)
 a) 2.5m b) 8.5m, c) Dirección de avance de la corriente, d) Evolución nivel del mar

Para analizar el esquema de la dinámica sedimentaria de la ría se ha efectuado la representación, en dos dimensiones, de las corrientes en la zona de estudio para 3 estados de marea. Los estados de marea considerados son los correspondientes al nivel medio del paso de la pleamar a la bajamar (Figura 7.a), la estoa de la bajamar consecutiva (figura 7.b) y el nivel medio siguiente del paso a la pleamar (Figura 7.c).

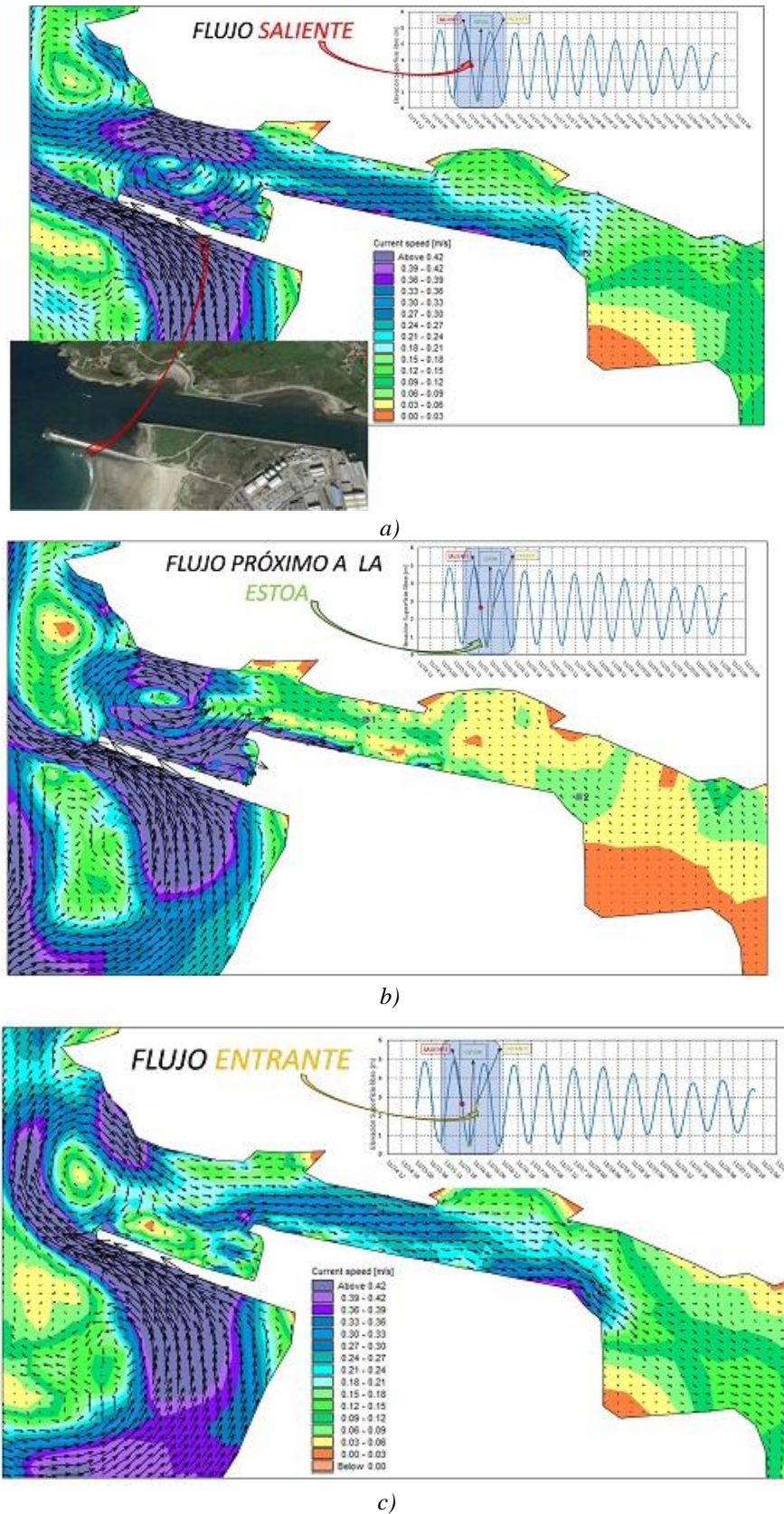


Figura 7. Evolución de las corrientes en distintos estados de marea
 a) Nivel medio del paso de pleamar a bajamar; b) Estoa de bajamar; c) Nivel medio del paso de bajamar a pleamar

En dichas figuras se aprecia como los restos de escollera sumergida situada a la entrada de la ría, entre el espigón de contención de arena y el canal de acceso, generan un patrón de circulación complejo en los instantes de refluo (Figura 7.a), y también en las estoas (Figura 7.c), con la formación de un vórtice cuyo centro de giro se localiza en la zona de escollera sumergida. Este patrón de circulación está fundamentalmente condicionado por la rotura del oleaje incidente, la presencia del espigón de contención de arenas y los restos de escollera sumergida.

Simultáneamente, desde el punto de arranque del espigón por su cara sur, fluye una corriente intensa y paralela al espigón hacia mar adentro, que arrastra el material acumulado por las corrientes longitudinales de la playa del Espartal (ver Figuras 7.a/b/c). Una vez fuera de la influencia más directa del espigón, a unos 10 m de profundidad, parte de este material es depositado en la zona de remanso que se genera frente al morro de la estructura (ver Figuras 7.a/c), quedando a disposición del vórtice citado en el párrafo anterior. Así, la recirculación que se produce en la entrada de la ría transporta el material al interior del canal, pudiendo acabar depositándose en la zona de la barra chica.

Debe notarse que las imágenes mostradas en las Figuras 7.a a 7.c corresponden a situaciones de oleaje relativamente intenso (con alturas de ola significante próximas a los 4 m a 50 m de profundidad), que es cuando se producen los patrones de circulación que justifican que se produzcan las acumulaciones descritas en la barra chica. En condiciones de menor oleaje no se producen los mismos patrones de circulación, y además las corrientes son de menor intensidad y no tienen suficiente capacidad de transporte como para arrastrar el material acumulado.

4. Simulaciones de transporte de sedimentos

Para verificar si el esquema circulatorio establecido en el estudio de corrientes reproducía el patrón sedimentario obtenido de las batimetrías disponibles, se han efectuado simulaciones de transporte de sedimentos alimentadas por los resultados de las simulaciones hidrodinámicas.

Teniendo en cuenta la información disponible y los resultados suministrados por el modelo de transporte, la comparación se ha centrado en la variación del nivel del fondo. Estos resultados han sido comparados, en términos cualitativos, con la variación de profundidad de la zona de barra y canal exterior obtenida por diferencia de los resultados de las campañas batimétricas realizadas en abril de 2016 y abril de 2019, es decir un periodo de 3 años.

La variación de profundidad resultante de la diferencia de ambas campañas para las 7 zonas más exteriores en las que está zonificada la zona de la barra se muestra en la figura 8.a. En dicha figura valores negativos (rojos y amarillos en la escala cromática) indican zonas donde se ha producido erosión y positivos (azules y verdes) las zonas con acreción o acumulación.

Una representación similar se ha realizado con los resultados numéricos de la situación actual (Figura 8.b) manteniendo el criterio de asignación de colores a las zonas de erosión (rojas y amarillas) y acreción (azules y verdes).

En la comparación de los resultados numéricos con los de las campañas batimétricas, debe tenerse en cuenta la diferencia entre el periodo de tiempo de referencia de los datos de campo (3 años) y los resultados numéricos (6 días).

A pesar de la diferencia temporal, la variación del fondo procedente de los resultados numéricos de la situación actual muestra, a grandes rasgos, una tendencia similar a la obtenida en las campañas batimétricas, con las mayores acumulaciones del material en la margen sur de las zonas 6 y 7 situadas entre el tacón del muelle sur y los restos de escollera sumergida. En las zonas más interiores la variación del fondo es poco significativa tanto en las medidas como en los resultados numéricos.

Sin embargo, en las zonas 3 a 5, los datos de campo muestran una acumulación de material entre estas zonas que disminuye progresivamente al desplazarse al oeste en las zonas 3, y 4, y hacia el este en la zona 5. En los resultados numéricos estas acumulaciones se desplazan al E y se localizan en la margen norte de las zonas 5 y 6.

En las zonas 1 y 2 la evolución del sedimento obtenida con los datos de campo difiere ligeramente de los resultantes de la simulación.

En estas zonas se localizan los vórtices que se generan en la entrada y en la zona de la barra, siendo la evolución del flujo y el transporte del material del fondo muy complejo y sensible a pequeñas variaciones en los oleajes incidentes y el estado de marea.

Por otro lado, las simulaciones numéricas se han realizado con mareas vivas, medias y muertas, oleajes del NW y vientos que variaron de cierta intensidad, sin ser extremos, a relativa bonanza. Entre el periodo de las campañas de batimetría acaecieron temporales de distinta intensidad, condiciones medias y de calma asociados a distintas direcciones de procedencia, aunque con predominio de la dirección NW.

Durante los 3 años que transcurrieron entre las campañas de datos, tanto solo el 2.7 % de veces se superaron alturas de ola de 4.0 m, pero la máxima altura de ola significativa fue de 8.9 m. Esta altura corresponde a un periodo de retorno de 45 años.

Aun con estas diferencias en las condiciones climáticas consideradas, y la diferencia de periodos de tiempo, un hecho que se constata tanto en la realidad como en el modelo numérico es que los sedimentos en el interior del canal de E/S quedan atrapados mayoritariamente en la margen sur de las zonas 6 y 7 y que las zonas más interiores del canal no modifican prácticamente sus calados.

El sedimento que se acumula parece penetrar por la discontinuidad del fondo entre el tacón de cierre de la margen sur del canal exterior y los restos de escolera sumergida situados en la entrada. Cabe señalar que esta escolera sumergida, procede de los restos del Muro del Dental, antiguo dique de encauzamiento de la ría, dañado por un temporal en 1936 (Ruiz-Seisdedos y Navarro-Bidegain, 2002)¹.

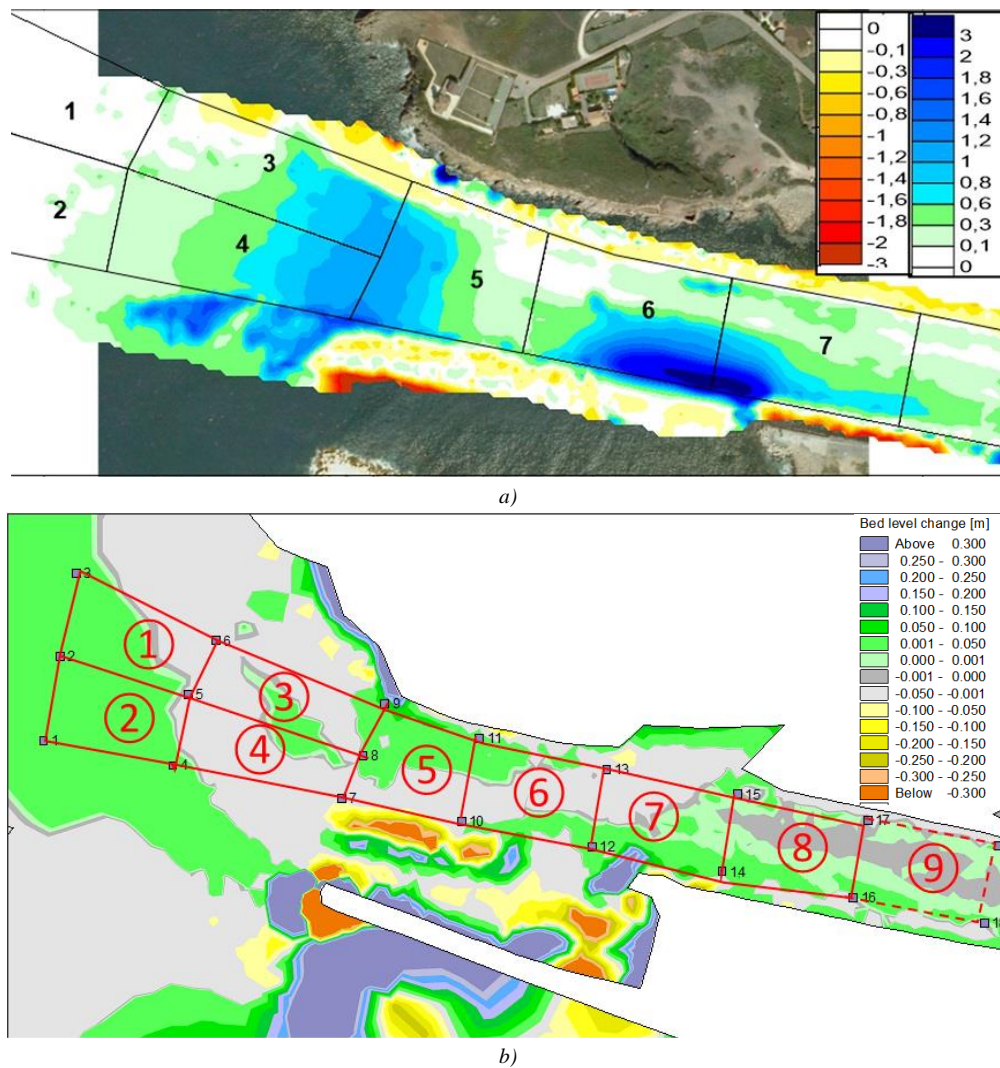


Figura 8. Variación del fondo en el entorno de la entrada a la ría de Avilés
 a) Campaña de datos entre abril 2016 a Abril 2019; b) Resultados numéricos

5. Conclusiones

Los resultados numéricos obtenidos y la información disponible indican que el esquema de circulación de la ría de Avilés y el patrón sedimentario asociado está fundamentalmente condicionado por la rotura del oleaje incidente en los restos de escollera sumergida y la presencia del espigón y tiene un papel fundamental en el arrastre del material depositado en el interior.

Esta situación corroboraría que la mayor parte del material acumulado en la bocana de entrada/salida proviene del lado mar.

Agradecimientos

Se agradece al Puerto de Avilés, la información suministrada y a Puertos del Estado los datos de oleaje facilitados.

Referencias

RUIZ-SEISDEDOS, M y NAVARRO-BIDEGAIN, A (2002) *Dique de la bocana del Puerto de Avilés. Una historia de ingeniería marítima. Autoridad Portuaria de Avilés.*

ANÁLISIS DE LA DINÁMICA SEDIMENTARIA EN EL ENTORNO DE LA DESEMBOCADURA DE LA RA DE AVILÉS Y TRABAJOS DE CAMPO. RESULTADOS DE LOS TRABAJOS DE CAMPO. (2017). Cedex: Clave CEDEX 23-420-0-001

Ensayos en modelo físico para el estudio de rebase en la segunda playa del Sardinero

Scale experiments for overtopping study in the second Sardinero beach

Melva Martín-Hidalgo^a y José Francisco Sánchez-González^b

^a Centro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, melva.martin@cedex.es; ^b jose.f.sanchez@cedex.es.

How to cite: Martín-Hidalgo, M.; Sánchez-González, J.F. 2022. Ensayos en modelo físico para el estudio de rebase en la segunda playa del Sardinero. XVI Jornadas Españolas de la Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022.

This study is an extension of a previous work, which was carried out by CEDEX for the Ministry of Environment in 2019. The aim of the first study was to analyse the effectiveness of the solution proposed in the project of the Ministry of Environment. An increase in the overtopping on the promenade, produced by the projected jetties, was detected in the experimental tests. Several alternatives to the Project solution were proposed. However, the most effective solution was not considered acceptable because it modifies the impact on the landscape.

For that reason, a second report was done with the objective of delving into the study of the overtopping through a physical model in a larger scale. Alternatives were proposed to reduce the overshoots to admissible values. In addition to the physical model tests, a numerical model which uses the SPH method, SPHERIMENTAL, was used to analyse the overtopping.

Keywords: *Overtopping, scale model, numerical model, SPH, promenade, reflected wave, Sardinero, Santander.*

Este estudio es una ampliación de un trabajo anterior realizado por el CEDEX para la DGCM. El objetivo de este primer trabajo fue analizar la eficacia de la solución propuesta en el proyecto de la DGCM “Corrección del efecto de erosión localizada en el extremo oeste de la Segunda playa del Sardinero, T.M. de Santander (Cantabria)”. Durante la realización de los ensayos se detectó un aumento considerable de los rebases producidos por los espigones proyectados en el Paseo Manuel García Lago, planteándose varias alternativas a la del Proyecto. Sin embargo la más efectiva no fue considerada aceptable por modificar la estética del Paseo.

Por ello, se planteó este nuevo trabajo con el objetivo de profundizar en el estudio de los rebases que producen los espigones proyectados en modelo físico a una mayor escala, buscando alternativas para reducir los citados rebases a valores admisibles. Además de los ensayos en modelo físico, se ha estudiado los rebases mediante el modelo numérico SPHERIMENTAL, que emplea el método SPH.

Palabras clave: *rebases, modelo físico, modelo numérico, SPH, paseo, onda corredera, Sardinero, Santander.*

En la segunda playa del Sardinero, conocida localmente como del Chiqui (por la proximidad del hotel del mismo nombre), se produce un problema erosión debido a las reflexiones del oleaje y la formación de una onda corredera a lo largo del muro que conforma el actual paseo Manuel García Lago, que en adelante será referido como el “Paseo”. Además de la erosión en la zona del Paseo, también se produce actualmente rebases del mismo, principalmente en la zona del Mirador, (la zona más exterior), cuando coincide temporales más o menos energéticos con niveles del mar elevados.

Por ello la Dirección General de la Costa y el Mar (DGCM) encargó un primer estudio, “Ensayos en Modelo Físico 3D con Fondo móvil de las obras para la corrección del efecto de erosión localizada en la segunda playa del Sardinero (T.M. Santander)” para analizar la efectividad del proyecto de la DGCM “Corrección del efecto de erosión localizada en el extremo oeste de la Segunda playa del Sardinero, T.M. de Santander (Cantabria)”. El Proyecto propone construir tres espigones perpendiculares al muro del actual Paseo (Fig. 1), de manera similar a los espigones preexistentes en la zona y que se demolieron durante la ejecución del proyecto de saneamiento de la Bahía de Santander, en 2001.

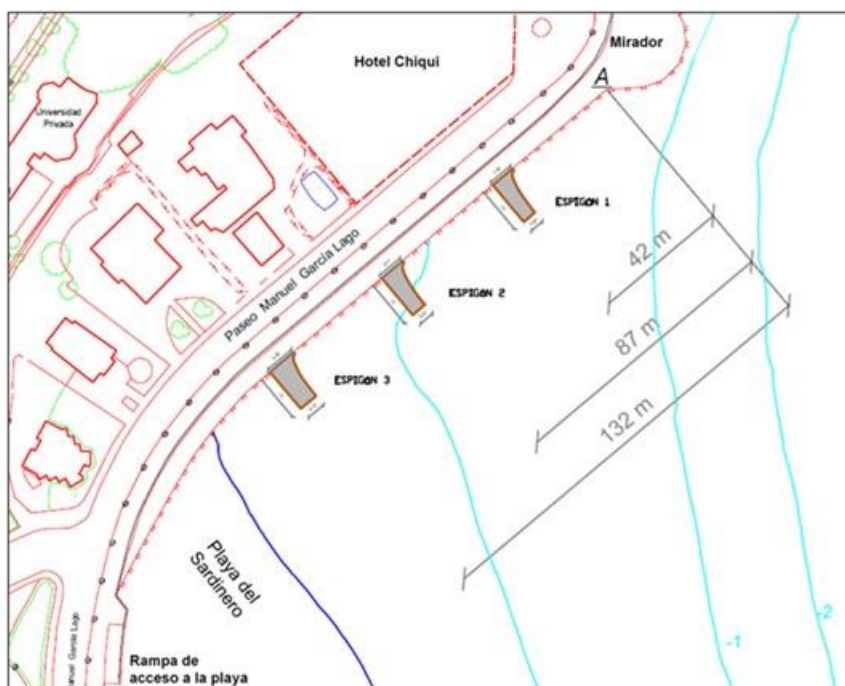


Fig. 1 Plano de situación de los tres espigones. Fuente: planos del Proyecto

En dicho estudio se detectó un aumento considerable de los rebases producidos por los espigones proyectados en el Paseo, por lo que en una segunda fase de estudio se analizaron los rebases. Se plantearon varias alternativas a la del Proyecto en el estudio de rebases, obteniendo una solución que los reducía por debajo de los rebases actuales. La alternativa consiste en aumentar la cota del Paseo en 80 cm en una longitud de 30 m en la zona del espigón nº 1, situado más exterior, próximo al Mirador. A pesar de que la alternativa propuesta reducía los rebases por debajo de los actuales, no fue considerada aceptable por modificar la estética del Paseo, lo que motivó el realizar un segundo estudio.

En el segundo trabajo realizado por el CEDEX para la DGCM y que se presenta en esta ponencia es: “Ensayos en modelo físico para el estudio de Rebases en la Segunda Playa del Sardinero”. El objetivo es profundizar el estudio de los rebases que producen los espigones proyectados en modelo físico a una mayor escala, buscando alternativas para reducir los citados rebases a valores admisibles. Este estudio se ha realizado mediante un modelo físico 3D, con fondo fijo, a escala 1:10, en un canal de oleaje de 6.5 m de anchura y 45 m de longitud del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX. Con el fin de optimizar la generación del oleaje y la ocupación del canal, el modelo comprende desde la batimétrica -4.5 hasta la -0.5. Teniendo en cuenta la escala del modelo físico, sólo se ha reproducido la parte del Paseo más próxima al

Mirador, donde se situará el Espigón nº1, el más exterior, zona donde se observaron mayores rebases en el estudio anterior.

Además de los ensayos en modelo físico se ha estudiado los rebases mediante el modelo numérico SPHERIMENTAL, que a partir del método SPH permite discretizar cualquier fluido en partículas, y resolver mediante las técnicas de promediado las ecuaciones de Navier-Stokes de forma tridimensional. El estudio de rebases con el modelo numérico SPHERIMENTAL se planteó inicialmente como un apoyo al modelo físico, para definir la orientación del modelo físico y analizar las alternativas al Proyecto antes de construirlas y ensayarlas en el modelo físico.

2.1. Características generales de los ensayos

El modelo físico del Sardinero se ensayó el canal de oleaje irregular de 6.5 m de ancho y 45 m de longitud del Laboratorio de Experimentación del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX. Como se ha indicado anteriormente, el modelo se construyó a escala 1:10, con objeto de que el canal pueda albergar holgadamente la zona de estudio, Fig. 2. Para optimizar la generación de oleaje y la ocupación del tanque, se estableció una orientación de N75.5E para el frente de palas de generación. La orientación de las palas se definió gracias a la modelización numérica, con SPHERIMENTAL.

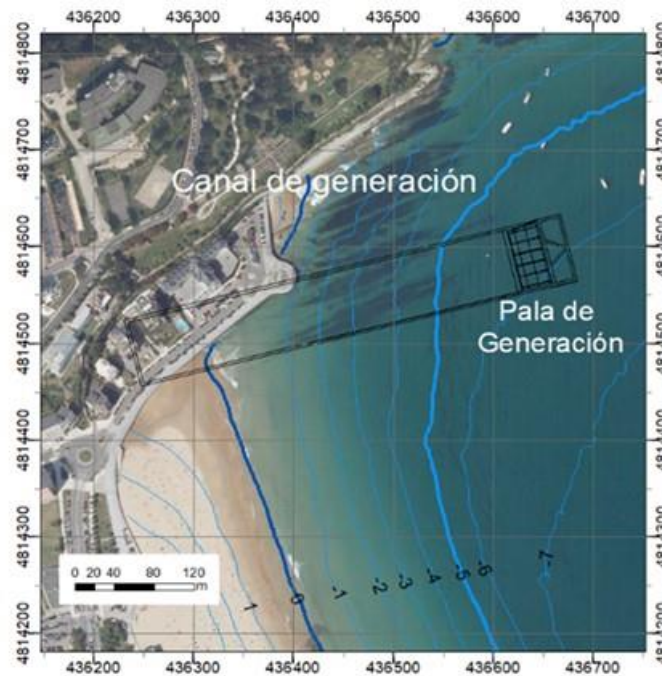


Fig. 2 Plano de situación de la zona de estudio, representando el tanque de oleaje multidireccional sobre la batimetría de noviembre de 2014 realizada por el CEDEX, y la Ortofoto del PNOA de 2014

En este caso las batimétricas se ha simplificado y el ángulo que forma con los frentes suavizado levemente, tal y como puede observarse en las figuras siguientes. Las batimétricas empiezan en la cota -4.5 m, y llegan a la cota -0.5, donde se situó una rampa de pendiente V:H=1:10 para disipar el oleaje, tal y como lo hace la playa real. La zona de generación se situó a la cota -11.5, desde donde se llega hasta la cota -4.5 mediante una rampa de pendiente aproximada V:H \approx 1:7. En la Fig. 3 se muestra un detalle de la fase de ejecución del modelo físico.



Fig. 3 Construcción de las batimétricas del modelo

2.2. Geometría de los ensayos

En cuanto a la geometría del modelo se ensayaron 9 situaciones, y todas tienen en común la batimetría anterior y la geometría del Paseo. En la Tabla 1 se resumen las Situaciones ensayadas.

Tabla 1. Situaciones estudiadas en este estudio

Situación	Descripción
S1	Situación actual
S2	Situación de Proyecto
S3A	Modificaciones en el botaolas: Sin botaolas
S3	Modificaciones en el botaolas: Geometría del botaolas nueva
S3C	Modificaciones en el botaolas: Botaolas coronado a la +4.15 m
S4A	Geometría del espigón modificada: botaolas retranqueado, con alineación recta y coronado a la + 3.75 m
S5B*	Modificando la cota de coronación del Espigón nº1: Cota: +2.80 m
S5C	Modificando la cota de coronación del Espigón nº1: Cota: +2.36 m
S6	S5C y 4º espigón coronado a la +0.55 m

*No se ha incluido la S5A ya que se modelizó numéricamente pero no se ensayó en modelo físico

En esta Ponencia solo se hace referencia a la situaciones S1 (actual), S2 (proyecto), S5C (Modificando la cota del espigón a la +2.36 m) y la S6 (S5C añadiendo un cuarto espigón coronado a la +0.55m), ya que las demás alternativas dieron peores resultados que la situación de Proyecto S2.

2.2.1. S1: Situación actual

El ensayo de la situación actual se ha realizado con el objeto de analizar el rebase que se produce actualmente en el Paseo, sin realizar ninguna actuación, y sirve como referencia para las demás situaciones.

Para la definición de la batimetría se tuvo en cuenta los bajos rocosos (lajas) situados en el extremo de la playa frente al muro del Paseo y el entorno de la playa de Molinucos que son apreciables en Ortofotografía del PNOA de 2014, siendo visible también en fotografías realizadas durante la visita a Santander en el marco de este estudio y en otras fotografías recogidas en el Proyecto, ver Fig. 2 y 4. La situación más desfavorable para el rebase es que la formación rocosa del fondo esté al descubierto debido a la erosión del fondo, por lo que en el modelo físico se ha considerado esta situación, y se ha aumentado la profundidad en 0.5 m respecto a la batimetría realizada en 2014, tal y como puede verse en la Fig. 6.



Fig. 4 Fotografía de febrero de 2018 donde se observan las lajas en la zona del paseo, a la derecha



Fig. 5 Modelo físico correspondiente a la Situación 1, donde se pueden apreciar los dos perfiles del Paseo

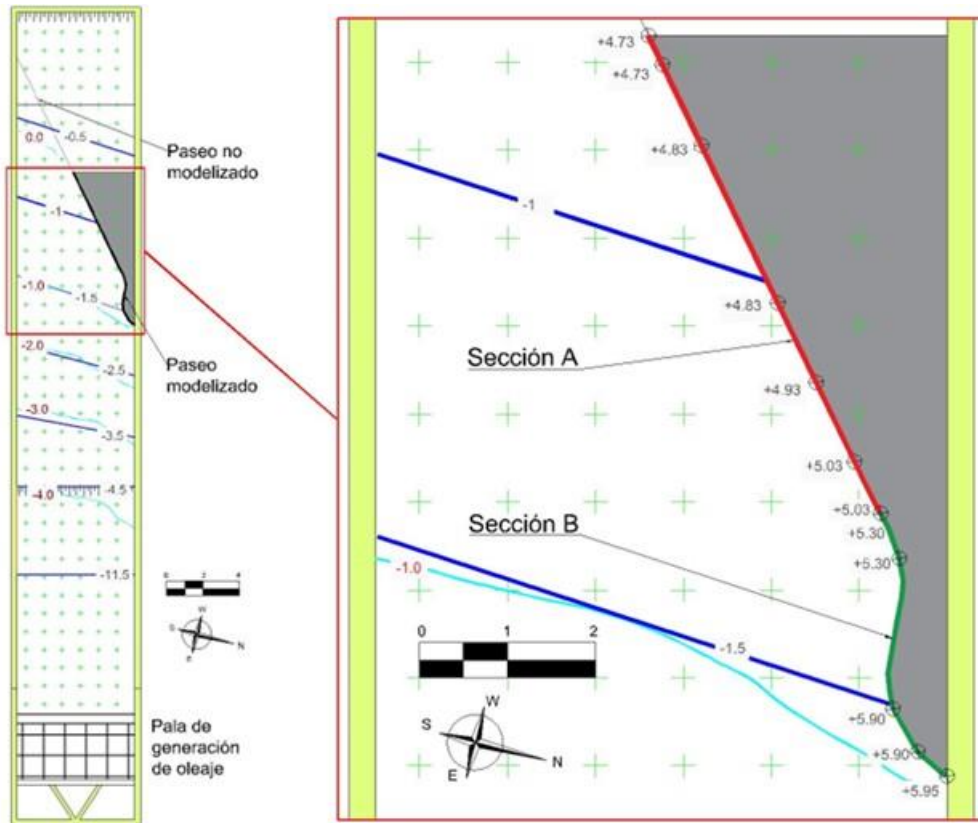


Fig. 6 Plano del modelo de la Situación 1. Se muestran las batimétricas originales (cian) y las de modelo (azul oscuro). Se indican las Secciones tipo A y B. Las cotas de coronación del paseo y de las batimétricas se muestran en prototipo para facilitar la comprensión del plano

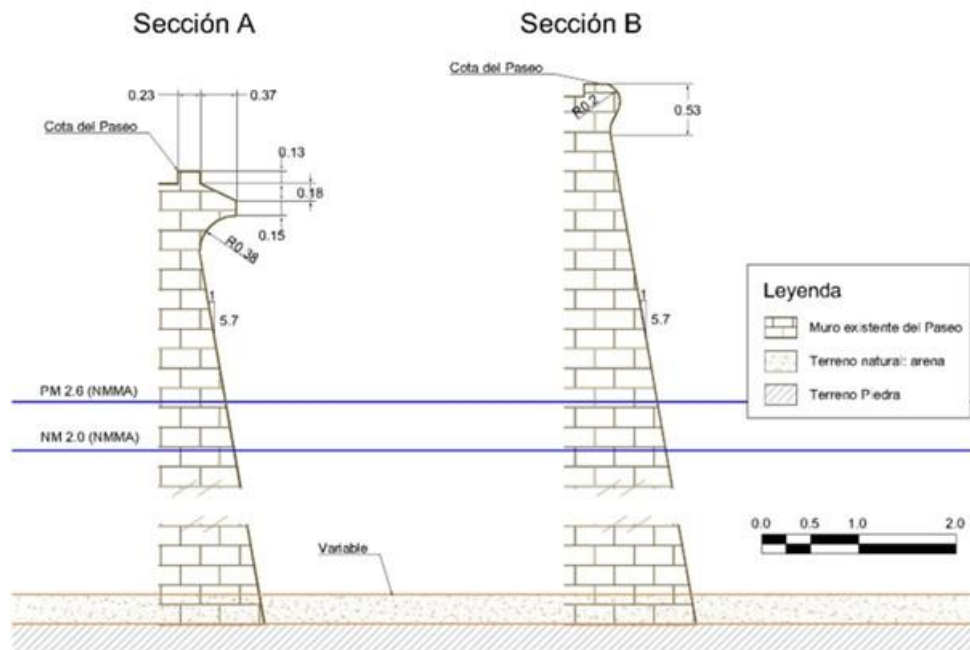


Fig. 7 Secciones tipo A y B del Paseo en escala real o de prototipo

2.2.2. S2: Obras proyectadas

La Situación 2 corresponde a la de Proyecto, con la colocación de tres espigones perpendiculares al muro del Paseo. En el Modelo físico se ha reproducido únicamente el Espigón nº 1, así como la misma batimetría y el Paseo que en la Situación 1.



Fig. 8 Modelo físico de la Situación 2, y detalle del Espigón 1

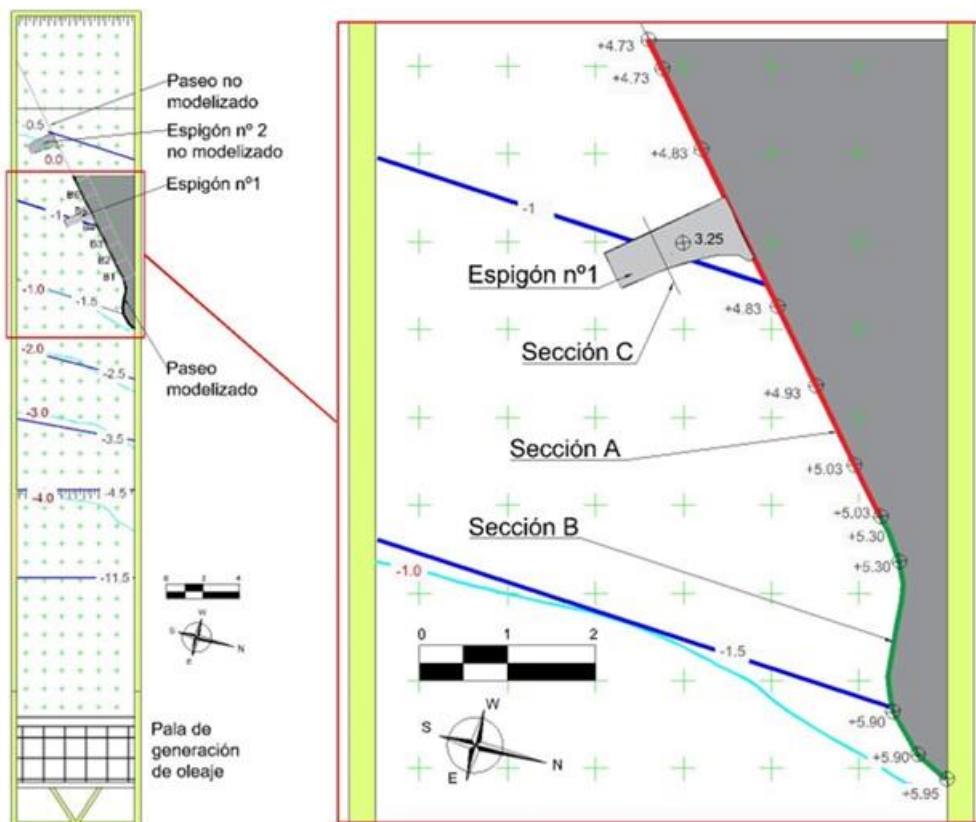


Fig. 9 Plano del modelo de la Situación 2. Se muestran las batimétricas originales (azul) y las de modelo (verde)

2.2.3. S5C: Modificación de las obras proyectadas: Cota del espigón: +2.36m

Modificación de la geometría del Espigón nº 1, que consiste en reducir la cota de coronación del espigón hasta la cota +2.36 m. La planta sigue siendo la misma que en la Situación 2, Fig. 8. El modelo del espigón con la cota reducida se puede observar en la Fig. 10 (derecha)

2.2.4. S6: Modificación de las obras proyectadas: Geometría de la Sección 5C y nuevo espigón

La Situación 5C donde el Espigón nº 1 estaba coronado a +2.36 m, dio mejores resultados que la Situación 2, la de Proyecto. Sin embargo, se observó en el modelo físico que aquellas olas que llegaban al espigón sin romper, seguían produciendo rebases en el Paseo. Por ese motivo, se procedió a modificar esta situación colocando un cuarto espigón, Espigón nº 0, al principio del Paseo y más próximo al Mirador, con el fin de provocar la rotura del oleaje. La estructura que se colocó tenía la misma planta que el Espigón nº 1, pero coronado a la +0.55 m.



Fig. 10 Detalle del espigón 1, en la Situación 2 (izquierda) y en la Situación 5C (derecha)

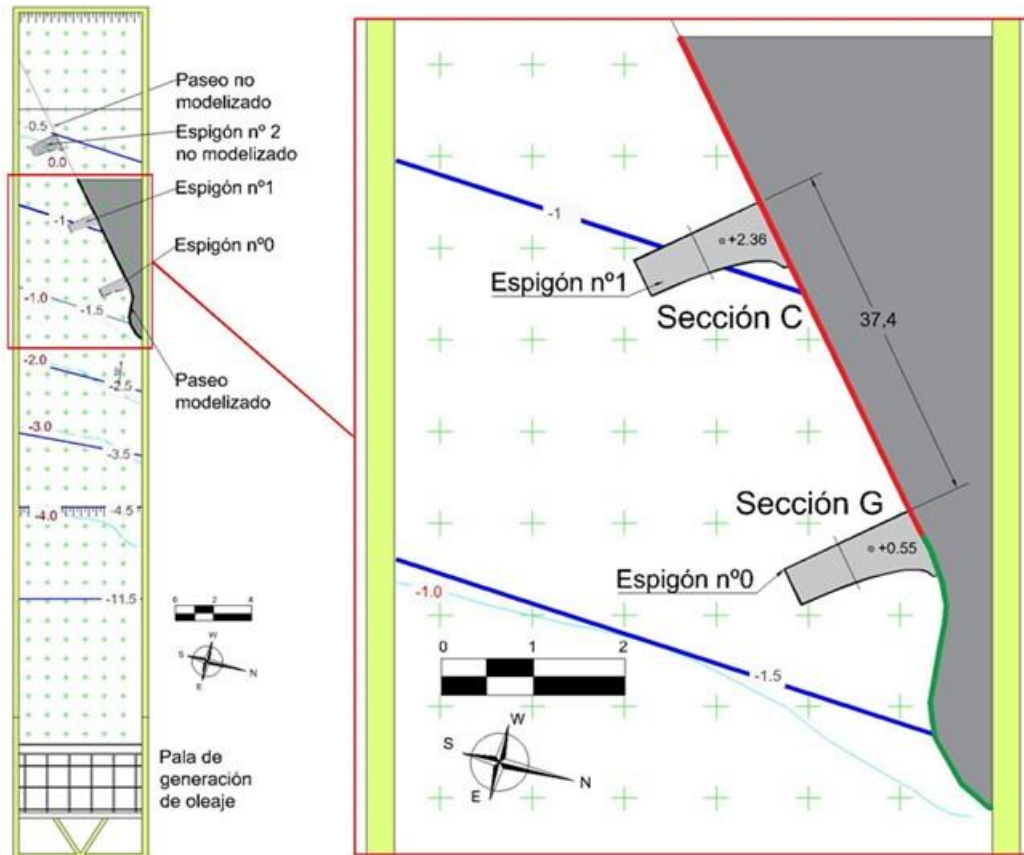


Fig. 11 Planta de la Situación 6 donde se incorpora a la Situación 5C un nuevo espigón coronado a la +0.55 m, a escala de prototipo



Fig. 12 Modelo físico de la Situación 6, donde se incorpora a la Situación 5C un nuevo espigón coronado a la +0.55 m, a escala de prototipo

2.3. Condiciones climáticas de ensayo

Para la selección de los estados de mar a ensayar se ha tenido en cuenta las principales conclusiones obtenidas en el estudio de clima marítimo que se resumen a continuación:

- Los oleajes dominantes proceden del cuarto cuadrante, en concreto de los sectores WNW y NW, con una frecuencia de presentación conjunta de casi el 80%. Les siguen, pero con una frecuencia mucho menor, los oleajes del NNW y N. Aún menor es la frecuencia de presentación de los oleajes del primer cuadrante (NNE y NE).
- La altura de ola en aguas profundas también es mucho mayor para los sectores WNW y NW, disminuyendo progresivamente hacia el NE.
- Con respecto a la zona de interés, se propagaron los oleajes de 4 sectores, desde el NW al NNE cada 22.5°. De estos resultados, llama la atención que las alturas de ola propagadas hasta la playa son mayores para los oleajes del primer cuadrante. No obstante, la diferencia no es tan relevante como en aguas profunda; así, el valor de H_{S12} propagado hasta la playa varía entre los 2.9 m para el sector NNE y 2.3 m para el NW.
- Al igual que sucede con la altura de ola propagada, los frentes de ola en la zona de interés son bastante similares para todas las direcciones.
- Los niveles de pleamar oscilan entre 0.8 y 2.9 m, concentrándose la probabilidad entre 1.5 y 2.1 m. Para niveles de pleamar más elevados, la probabilidad disminuye, siendo solo de un 3.6% los niveles de pleamar que superan los 2.5 m, por lo que se puede considerar un nivel del mar extremo.

También se tienen en cuenta las conclusiones del estudio anterior:

- Se realizó una serie de ensayos con alturas de ola crecientes, hasta alcanzar el oleaje de altura de ola significativa sólo superada 12 h al año ($H_{S12,0}=7.5$ m; $T_P=16$ s). En todos los estados de mar ensayados se consideró el periodo de pico de 16 s.
- Los niveles del mar ensayados en el estudio anterior fueron 2.00, 2.25 y 2.50 m, obteniendo para para 2.25 m coincidente con estados de mar muy energéticos y para el nivel 2.50 m para estados de mar menos energéticos se producían tasas de rebase por encima de 2-4 l/s m, en cambio para el nivel 2.00 m la tasa de rebase se reducía drásticamente.

En definitiva, como el rebase es muy sensible a la altura de ola en la zona y el francobordo de la estructura estudiada, en este estudio se planteó ensayar una serie de alturas de ola crecientes (8 estados de mar) hasta alcanzar el oleaje de altura de ola significativa sólo superada 12 h al año ($H_{S12,0}=7.5$ m; $T_P = 16$ s). Con el fin de analizar el efecto del periodo en el rebase se consideraron 3 estados de mar de altura creciente hasta la misma altura de ola pero para el periodo de pico de 14s ($H_{S12,0}=7.5$ m; $T_P = 16$ s).

Para analizar el efecto del francobordo se consideraron los niveles del mar más elevados analizados en el estudio anterior, un nivel de pleamar elevado (2.25 m) y un nivel del mar extremo de (2.50 m). En algunos casos también se ensayará otros niveles donde se prevé que se produzca menos rebases como es el de 2.00 m y 0.50 m.

2.4. Instrumentación y medidas

2.4.1. Medida del oleaje

Durante todos los ensayos el oleaje generado se controló mediante una sonda situada en el fondo plano (en la batimétrica -11.5 m). El objetivo de esta sonda es la de comprobar que las características del oleaje se ajustan a las condiciones previstas. Además de la sonda situada frente a la zona de generación se colocaron 3 sondas más, una colocada, al inicio de la batimetría del modelo y otras dos sondas más próximas al Espigón nº1. Una de las sondas situadas próximas al Espigón nº1 se colocó en la misma localización que el estudio anterior, con el fin de la altura de ola pie de dique. La otra sonda se situó tras el con el fin de obtener la agitación, y comprobar que no aumente con las alternativas analizadas.



Fig. 13 Sonda situada próxima al Espigón 1 en la misma situación que en el ensayo anterior y detrás del mismo

2.4.2. Medida del volumen de rebase

El estudio del rebase en el Paseo se realizó midiendo el volumen de agua en un conjunto de depósitos distribuido a lo largo del paseo G^a Lago con el fin de comprobar el efecto del Espigón nº1 proyectado. Estos 6 coinciden con los dispuestos en el estudio anterior. En este estudio además de medir el volumen total al final de cada estado de mar, que es lo que se realizó en el estudio de 2019, se ha registrado la serie temporal del volumen a lo largo de cada ensayo. Con la serie temporal se puede obtener el volumen del rebase máximo, que es el otro indicador junto con la tasa de rebase que utiliza el Manual Europeo de Rebases (EurOtop, 2018) para definir los límites de rebase aceptables. Para medir la serie temporal del volumen, se ha realizado con una sonda capacitiva en cada depósito y se ha obtenido multiplicando el área del depósito por la altura de la lámina de agua en cada instante.

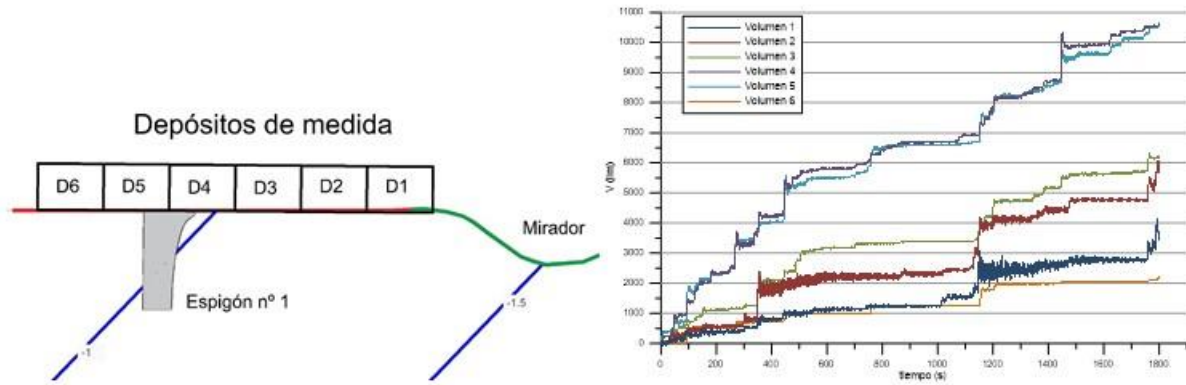


Fig. 14 Izquierda: Disposición de los depósitos de medida. Derecha: ejemplo de las series temporales de volumen acumulado

En el estudio del incremento de rebases como consecuencia de las obras proyectadas (comparativa entre la Situación 1, actual, y la Situación 2, de Proyecto), se obtuvieron los siguientes resultados:

- En la Situación 1 el mayor rebase se produce en el depósito D2, próximo a la zona del Mirador, frente al Hotel Chiqui. Los rebases decrecen con la distancia a este depósito, debido a que el oleaje está limitado por el fondo y rompe, perdiendo altura rápidamente.
- En el estudio anterior el depósito D1 era donde se producían los mayores rebases. La diferencia con este estudio se debe a que se ha construido el Paseo de manera más precisa y reproduciendo las diferentes cotas de coronación del Paseo en los diferentes depósitos.
- En la Situación 2, el rebase en los depósitos D4 y D5, situados frente al Espigón nº 1 aumenta de manera muy brusca, obteniéndose valores de rebase por encima de los obtenidos en el depósito D2.

En el estudio de las alternativas al Proyecto para reducir el rebase en el Paso García Lago en el entorno del Espigón nº 1 se estudiaron diferentes alternativas, de las cuales solo disminuyó el rebase en las que se redujo la cota de coronación del espigón, siendo la Situación 5C el espigón nº 1 coronado a la +2.36 m la que obtuvo mejor resultados.

Posteriormente, en la Situación 6 se añadió a la Situación 5C un cuarto espigón, más próximo al Mirador coronado a la +0.55 m que redujo considerablemente los rebases, incluso por debajo de los límites admisibles, ver Fig. 15. Esta estructura tiene la misma geometría en planta que los demás espigones, siendo también una estructura de tipología vertical. Sin embargo, al estar sumergida durante la pleamar podría ser sustituida por una estructura en talud, que produjera la misma rotura del oleaje.

Es importante destacar que la agitación tras el espigón en la Situación 1, la actual, es superior a la Situación 2 y a las otras alternativas a la de Proyecto estudiadas. La variación de la agitación de las Situaciones 5C y 6 respecto a la Situación 2 no es significativa, por lo que es esperable que el comportamiento de la obra siga reduciendo la erosión en la playa.

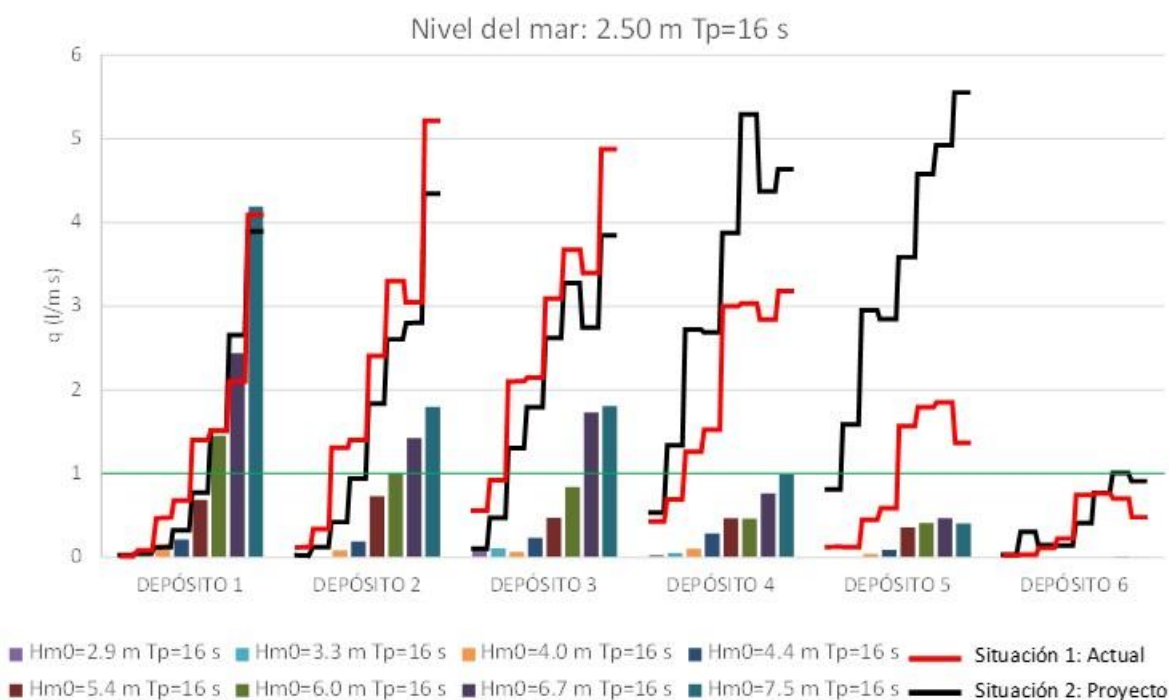


Fig. 15 Tasa media de rebase de la Situación 6, para los ensayos con nivel del mar 2.5 m. Se indica con la línea verde la tasa de rebase admisible

Las obras del Proyecto incrementan de manera significativa el riesgo de rebases en el Paseo, especialmente frente al Espigón nº 1, el más exterior, por lo que se considera necesario algún tipo de alternativa para reducir estos riesgos.

En este trabajo se han analizado varias actuaciones, obteniendo dos alternativas al Proyecto que mejoran su comportamiento:

1. La primera alternativa consiste en reducir la cota de coronación del Espigón nº1 a la +2.36 m. En esta situación se reducen los rebases por debajo de la situación de Proyecto, pero no de la situación actual.
2. La segunda alternativa consiste en incorporar a la alternativa anterior un cuarto espigón de baja cota de coronación próximo al Mirador. En los ensayos realizados este espigón estaba coronado a la cota +0.55 m. En esta situación se reduce el rebase por debajo de la situación actual y en general por debajo de los umbrales admisibles que marca el Manual Europeo de Rebases (Eurotop, 2018).

Los resultados de la segunda alternativa obtenida en este estudio reducen el rebase por debajo de la situación actual. Estos resultados son comparables a los obtenidos en el estudio de 2019, citado más arriba, para la alternativa consistente en la construcción de un muro sobre el Paseo en el entorno más próximo al Espigón nº 1 (de 80 cm de altura y 30 m de longitud a escala de prototipo en los ensayos realizados).

El presente trabajo se ha realizado por encargo de la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar (del Ministerio de Transición Ecológica y el Reto Demográfico, en el marco de cooperación de la Encomienda de Servicio Técnico al Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para la investigación aplicada, desarrollo tecnológico e innovación en materias competencia de la Dirección General (2017-2020).

Análisis del desplazamiento de cajones durante la construcción de la 2ª Fase Prolongación Dique Reina Sofía Sur en Las Palmas

Analysis of the concrete caissons displacement during the execution works of the Reina Sofía South Breakwater 2nd Phase Extension in Las Palmas.

Pintado Gorordo, Clara^a; Bordón Guerra, Antonia^b; López Mentado, Araceli^c; Corredor Molguero, Antonio^d

^aSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). C/ Rafael Cabrera 18 Las Palmas de G.C. clara.pintado@ohla-group.com; ^bAutoridad Portuaria de Las Palmas. Tomás Quevedo Ramírez, s/n Las Palmas de G. C. abordon@palmasport.es; ^cAutoridad Portuaria de Las Palmas. Tomás Quevedo Ramírez, s/n Las Palmas de G. C. alopez@palmasport.es; ^dSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Pº de la Castellana 259D, Madrid acorred@ohla-group.com.

Abstract

During the execution works of the Reina Sofía South Breakwater 2nd Phase Extension in Las Palmas, a storm displaced two of the caissons, which were anchored in their final position and completely ballasted with seawater a distance close to 4 meters the first and 0.5 meters the second one. This presentation shows the analysis of the storm carried out and summarizes the conclusions drawn from the study.

Keywords: *Concrete caisson displacement, marine works, meteocean analysis ...*

Resumen

Durante la construcción de la 2ª Fase Prolongación Dique Reina Sofía Sur, en Las Palmas, se produjo un temporal durante el cual, dos de los cajones que se encontraban fondeados en su posición definitiva y lastrados completamente con agua de mar, fueron desplazados una distancia cercana a los 4 metros el primero y 0.5 metros el segundo. Esta presentación muestra el análisis del siniestro llevado a cabo y resume las conclusiones extraídas de dicho estudio.

Palabras clave: *Desplazamiento de cajones de hormigón, trabajos marítimos, clima marítimo.*

1. Descripción del proyecto

Las obras consisten en la prolongación del actual dique Reina Sofía en su tramo sur, en una longitud de 409,45 metros, mediante la fabricación e instalación de 7 cajones de hormigón de mismas dimensiones.



Fig. 1. Planta general de la obra. Fuente: Puerto de Las Palmas (2018)

Los 7 cajones tienen 59 metros de eslora, 24 metros de manga, 29,4 metros de puntal, y están formados por celdas cuadradas interiores de 4.40 metros de lado.

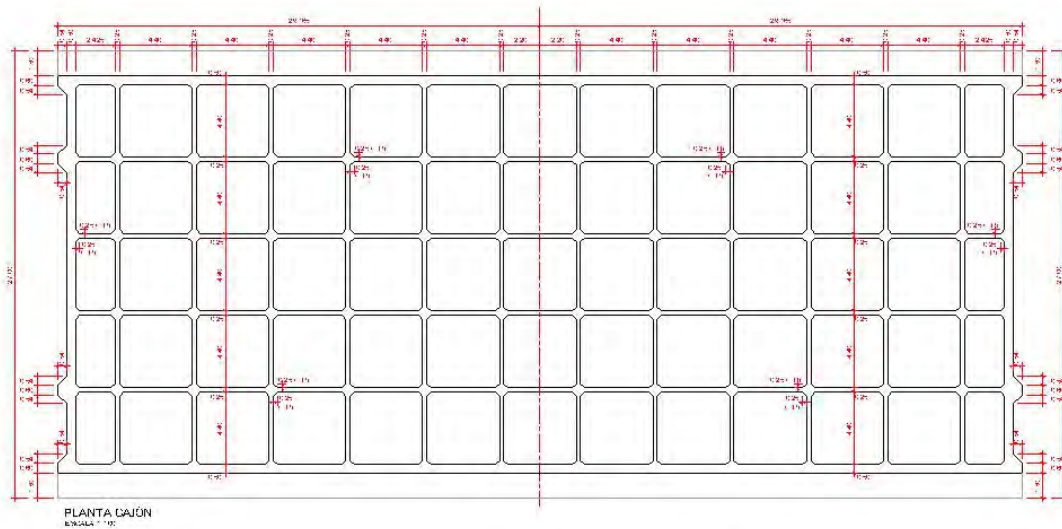


Fig. 2. Esquema geométrico de los cajones. Fuente: Puerto de Las Palmas (2018)

La banqueta de cimentación esta coronada a la cota -25,00 y tiene un ancho total de 57,55 metros, con una berma de 23,00 metros en el lado de atraque y 6,00 metros en el lado exterior.

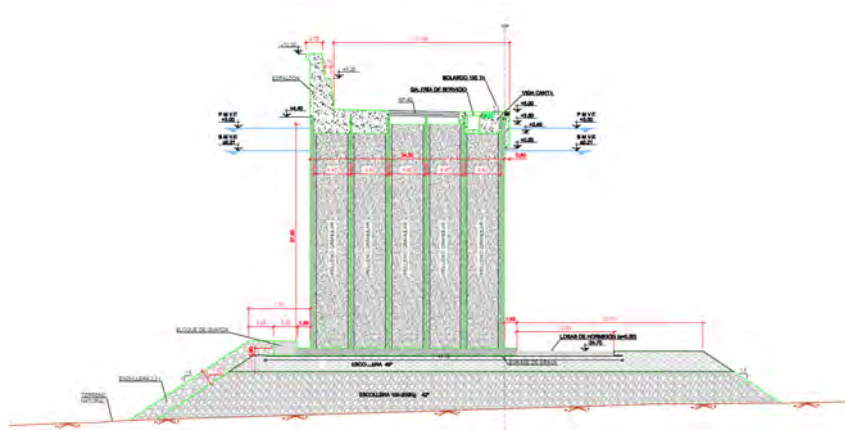


Fig. 3. Sección tipo del dique. Fuente: Puerto de Las Palmas (2018)

2. Detalles del siniestro

El día 5 de diciembre de 2020, los cajones número 1, 2 y 3 se encontraban fondeados en su posición definitiva y lastrados completamente con agua y sólo el primero de ellos estaba parcialmente relleno por medios terrestres con material granular. La siguiente imagen muestra la situación.

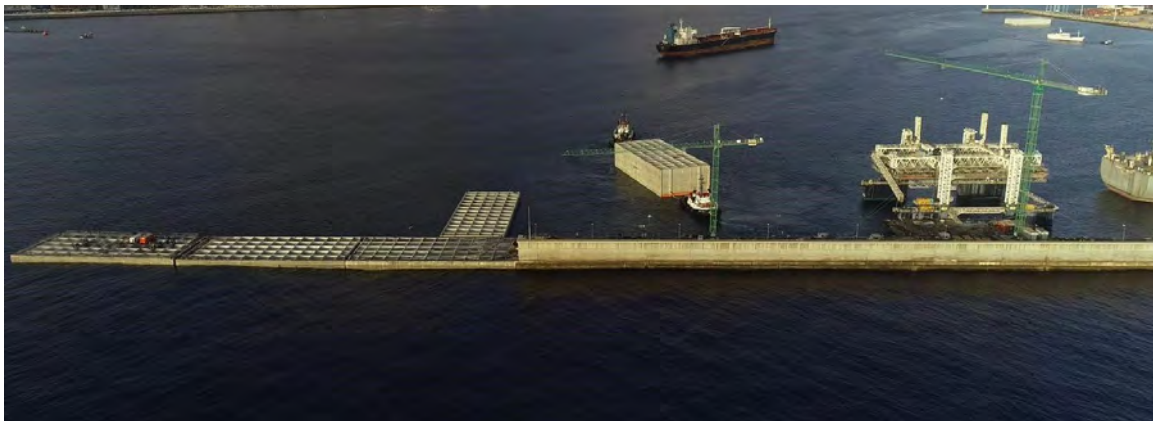


Fig. 4. Situación de los cajones antes del temporal. Fuente: SATO (2020)

Durante los días 6 y 9 de diciembre, un temporal de oleaje de superior a los 3,0 metros de altura de ola azotó el puerto de Las Palmas. El resultado fue un desplazamiento cercano a los 4 metros en el situado en el cajón extremo, y un desplazamiento de 0,5 metros en el número 2.

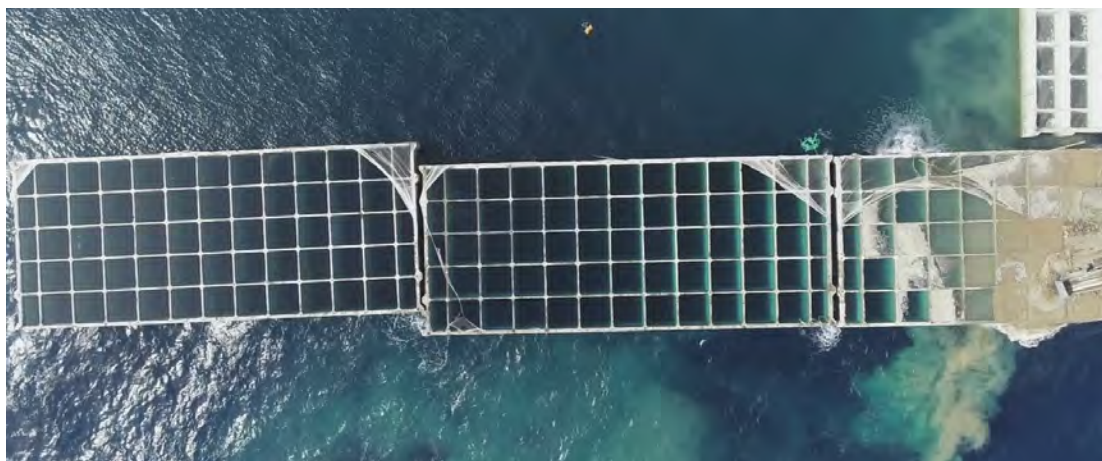


Fig. 5. Situación de los cajones después del temporal. Fuente: SATO (2020)

En una primera inspección visual sobre el terreno, se detectó que los cajones habían sido desplazados de su posición de fondeo, pero no presentaban apenas variación en la cota de coronación inicial considerándose, por tanto, que el desplazamiento se debió a un deslizamiento de los mismos sobre la banqueteta. Esto se confirmó durante las siguientes inspecciones submarinas donde se apreció que la banqueteta apenas había sufrido daños más allá del arrastre del material del enrase de coronación y la extracción de algunas piezas superficiales de la banqueteta de escollera.

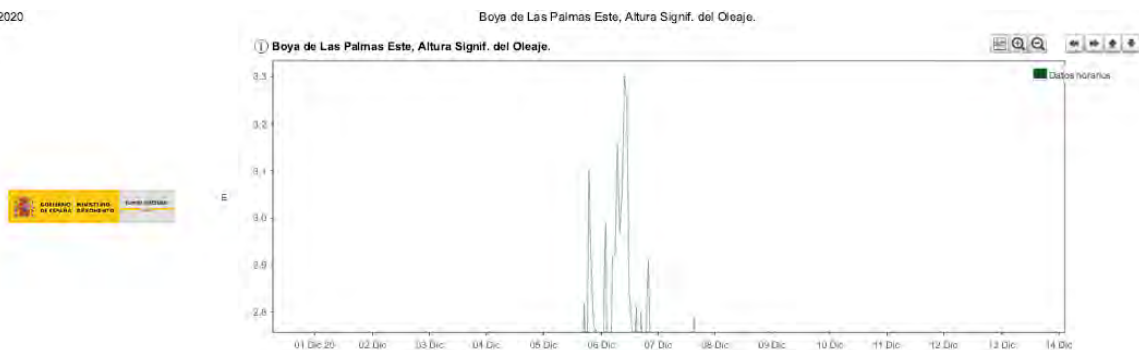


Fig. 6. Arrastre superficial de la grava de enrase. Fuente: SATO (2020)

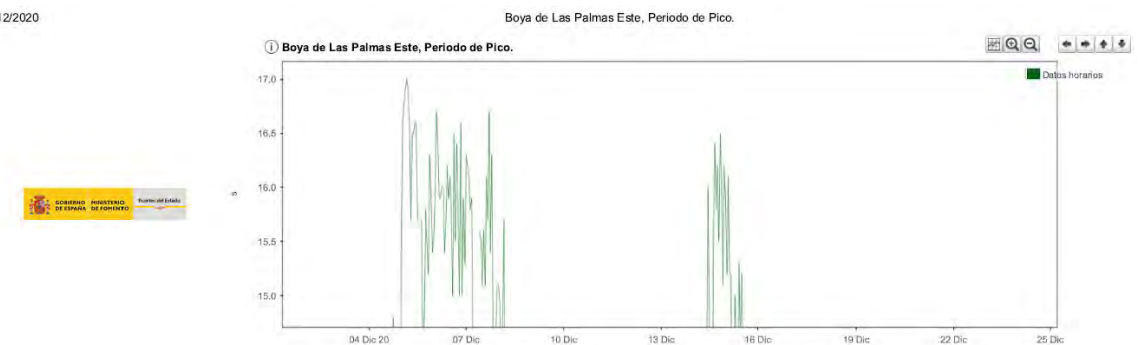
3. Caracterización del temporal

De los registros de datos de climatología marítima disponibles en la zona, se analizaron las medidas de la boya Las Palmas Este al considerarse sus mediciones más fieles que otras alternativas (SIMAR). En este sentido, el análisis de clima marítimo realizado para el proyecto establecía que las condiciones de oleaje de esta boya eran similares a las que se daban en las inmediaciones del dique Reina Sofía.

18/12/2020



18/12/2020



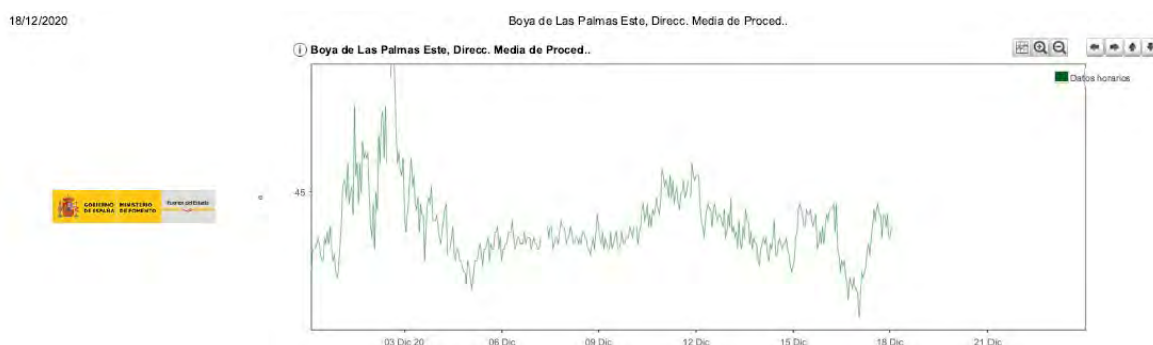


Fig. 7. Registro de H_s T_p y dirección de la boya Las Palmas Este. Fuente: PPEE (2020)

Estudiando con detalle el registro durante las fechas del temporal, se extrajeron las condiciones más severas ocurridas el día 6 de diciembre a las 10:00h.

- Altura de ola significativa: 3,30 m
- Dirección de incidencia: N35°
- Periodo de pico: 16,2 s

Para tener en cuenta la transformación del oleaje entre la boya y el dique, se utilizaron los resultados del estudio de propagación proyecto. En el cuadro siguiente se pueden ver los coeficientes de propagación, así como la modificación de la dirección del oleaje al acercarse al dique.

Tabla 1. Coeficientes de propagación. Fuente: Puerto de Las Palmas: (2018)

Sector	T_p	Boya		Dique	
		K_p	Dir, °	K_p	Dir, °
N	16	0.50	24	0.46	38
NNE	15	0.74	35	0.69	48
NE	12	0.91	47	0.86	55
ENE	14	0.87	63	0.91	75
E	14	0.86	83	0.93	93
ESE	14	0.92	98	0.94	104
SE	12	0.67	113	0.88	123

Según lo anterior, las condiciones meteoceánicas en el dique son las siguientes:

- Altura de ola significativa: 3,08 m
- Dirección de incidencia: N48°
- El periodo del oleaje se mantiene constante: 16,2 s

A partir del registro de Mareógrafo Las Palmas 2 se pudo obtener el valor máximo del nivel de mar en ese día. Una vez corregida la referencia entre el cero del mareógrafo y el cero del Puerto de Las Palmas el nivel fue la cota +2,25.

En cuanto a la probabilidad de ocurrencia de este temporal, el proyecto no realiza un estudio de oleaje en situaciones provisionales y, por tanto, no se analiza la estabilidad del cajón en dichas situaciones. Analizando las alturas de oleaje en las estadísticas incluidas en el anejo de clima marítimo, se observa que los oleajes para periodos de retorno en el entorno de 5 o 10 años, que podría corresponder a situaciones transitorias (1 año de vida útil) en

función del riesgo asumido, son ligeramente superiores a los acaecidos en el temporal. Sin embargo, el período estimado en proyecto es muy inferior al que realmente tuvo el temporal.

Este hecho denota su carácter excepcional, no tanto por la altura de ola como el período de oleaje. Como se verá, esta variable influye en gran medida en la estabilidad del cajón y por tanto, se manifiesta la necesidad de analizar de forma conjunta la altura de ola y el periodo si se desea estudiar la probabilidad de ocurrencia de un temporal y certificar su excepcionalidad.

4. Estudio de la estabilidad de los cajones durante el temporal

Considerando las condiciones climáticas anteriores se realizaron los cálculos del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de la sección tipo teniendo en cuenta las circunstancias específicas de esta situación:

- Se considera la densidad del relleno de celdas igual a la del agua.
- Se eliminan los pesos de superestructura y juntas.
- Se eliminan los coeficientes de ponderación de acciones empleando en el cálculo el valor 1,0, de modo que pueda realizarse un análisis forense de la situación.

Los resultados arrojan que la situación pésima corresponde al empuje de la cresta (de forma coherente a la dirección del deslizamiento observado) y el factor de seguridad resultante fue $F_d = 0,92 < 1,0$. Antes de realizar ninguna discusión referente a estos resultados, es importante realizar algunas matizaciones:

- El deslizamiento del cajón es un movimiento provocado de forma frágil por las olas máximas, no por la acción media del oleaje. No es posible conocer con precisión la ola máxima en este caso y se ha considerado un valor igual a $1,8 \cdot H_s$, siguiendo la práctica habitual.
- El coeficiente de rozamiento con el fondo es un valor incierto, con una influencia decisiva y directa en el deslizamiento del cajón. El resultado anterior considera el valor del proyecto de 0,625. Si se realiza el cálculo con un valor igual a 0,7, el resultado del coeficiente de seguridad sube, para el cajón ejecutado, a $F_d=1,03$. Esto parece indicar que el valor del coeficiente de rozamiento bien puede estar situado entre ambos valores.

5. Discusión sobre los factores que afectan a la estabilidad del cajón.

Dado que el análisis anterior indicaba que la situación podía volver a repetirse, si se daban de nuevo las condiciones adecuadas, se analizaron diversas opciones para mejorar la estabilidad de los cajones fondeados. Los factores en los que se puede influir son pocos, a saber:

- Coeficiente de rozamiento: Al estar la cimentación ya ejecutada y no era factible una mejora del coeficiente de rozamiento.
- Peso del cajón: están ejecutados los cajones y no es posible modificar la densidad del hormigón. La única manera de aumentar el peso del conjunto es incluir algún lastre sólido en el mismo previo al fondeo para ganar así estabilidad durante la fase de relleno provisional con agua. El lastre sólido puede ser material de cantera, arena de dragado u hormigón.

Para revisar la estabilidad que aportan las distintas soluciones, se realizaron cálculos con diferentes hipótesis partiendo de las siguientes premisas:

- Nivel del mar. Se consideró que un posible temporal puede suceder durante pleamares vivas y con cierta sobreelevación del nivel. Se ha considerado el nivel de la pleamar viva media observada incluido en el informe de la boya.
- Altura de ola. Se considera una variable en el estudio y se analizó cómo cambia la estabilidad en función de la altura de ola.

- Periodo del oleaje. Se ha comprobado que el periodo de la ola es una variable fundamental, por lo que se ha realizado el estudio para varios periodos (12, 14 y 16 s).
- Coeficiente de seguridad. La ROM establece un coeficiente de seguridad a deslizamiento $F_s \geq 1,1$ para esas situaciones temporales y transitorias.
- Peso de lastre adicional. Es la otra variable fundamental, ya que es el único factor en el que se podía actuar.

En la siguiente gráfica se observa cómo varían la altura de ola admisible para el coeficiente de seguridad establecido (1,10) en función del peso adicional de lastre y el periodo del oleaje considerado.

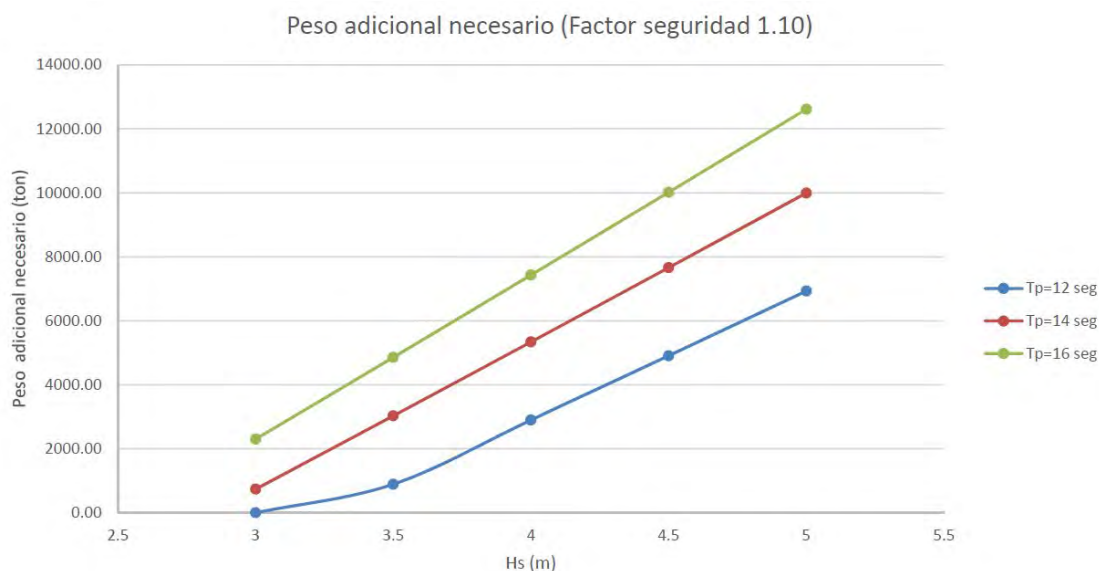


Fig. 8. Lastre necesario vs altura de ola. $F_s=1,10$. Fuente: SATO (2020)

Uno de los aspectos más llamativos de los resultados anteriores es la gran influencia que el periodo del oleaje tiene con respecto al lastre necesario para alcanzar determinado coeficiente de seguridad. Se puede ver cómo, el lastre necesario para mantener el mismo coeficiente de seguridad, si se incrementa de 12 a 16 segundos el periodo de pico, permite, manteniendo este constante, aumentar un 30% la H_s incidente.

6. Estimación de los daños y actuaciones realizadas.

Una vez analizadas las causas se evaluaron los daños del siniestro. Además del propio desplazamiento de los cajones, se produjeron una serie de daños adicionales que fueron valorados de manera cualitativa en una primera inspección submarina tras el temporal:

- Daños en enrase bajo el cajón y zonas aledañas debido al arrastre y acumulación de la grava y piedra melonera a modo de “caballón” que provocaron los cajones en su deslizamiento. Esto requería la retirada del material acumulado y la repetición la ejecución del enrase en las zonas afectadas (arranque del cajón nº. 4, el cajón nº.3, berma aledaña a cajones nº.2 y nº.3).
- Acumulación de material de relleno del cajón nº. 1 sobre la berma de la banqueta, debido al rebase del oleaje sobre el propio cajón.
- Desperfectos superficiales en los cajones desplazados en las zonas en que se produjo fricción entre ellos durante el movimiento.

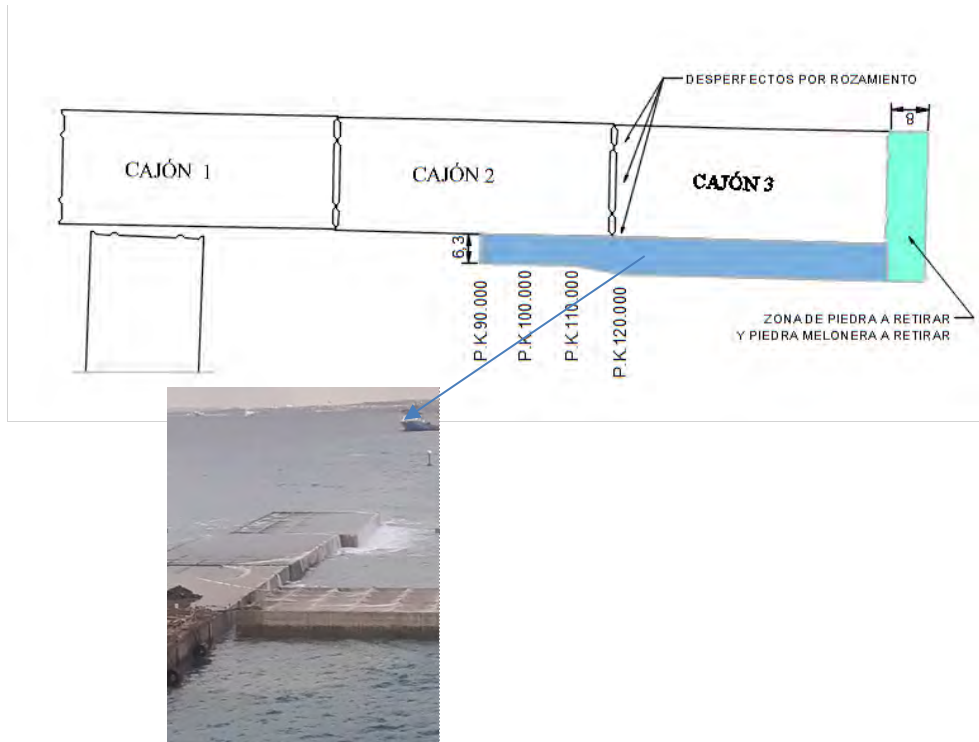


Fig. 9. Croquis de los trabajos a realizar. Fuente: SATO (2020)

Una vez analizados los daños, se decidió tratar de mantener el cajón nº.2 en la nueva posición, dado que el desplazamiento podría ser absorbido en la superestructura, y reflotar el cajón nº.3 para volver a colocarlo en su posición.

En primer lugar, se retiró el material arrastrado por el cajón en el arranque del cajón nº.4 manualmente con buzos, cuyo enrase estaba terminado, para que no interfiriera en la operación de reflote del cajón nº.3 cuando las condiciones meteorológicas lo permitiesen. Esto ocurrió el 19 de febrero de 2021, dos meses y medio después del temporal.

Una vez retirado el cajón, se valoraron los daños mediante inspección realizada por los buzos, corroborando lo ya visto en inicialmente, que una parte una parte muy significativa del material (escollera 100-200 kg y grava 40/70) había sido desplazado de su posición bajo el cajón y depositado como caballón en las zonas aledañas, viéndose afectada también la berma en la zona donde iban colocadas las losas de guarda.

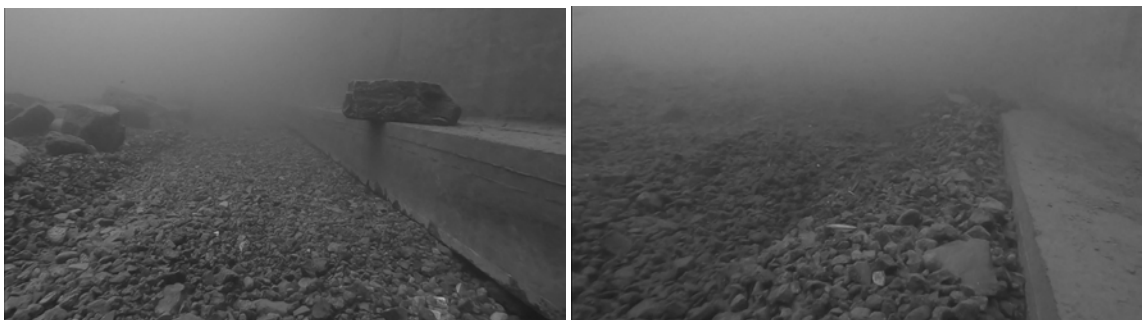


Fig. 10. Vista lado mar y lado tierra del enrase del cajón nº.3. Fuente: SATO (2020)

En un primer paso y para poder fondear el cajón, fue necesario nivelar y rehacer el enrase del cajón. A continuación, y una vez fondeado el cajón nº.3 (24 de marzo de 2021), se procedió a la reparación del enrase en sus zonas aledañas, concretamente en la berma de apoyo de las losas de guarda afectada. Tal y como se mencionó anteriormente, otra de las consecuencias fue el vertido de material granular, debido al rebase del oleaje, desde el

interior de las celdas del cajón al exterior sobre el enrase de la banquetta. Esto obligó a retirar este material y repasar manualmente el enrase una vez se reflotó el cajón de protección provisional situado en perpendicular al eje del dique (29 de abril de 2021) para la colocación de las losas de guarda.

Por su parte, el desplazamiento del cajón nº2 ocasionó una desviación sobre la línea teórica que pudo ser finalmente absorbida en la superestructura sin necesidad de reflotarlo, realizando un pequeño voladizo de la zapata sobre el paramento exterior del cajón, una vez comprobada su viabilidad técnica. Esto requirió el apoyo del encofrado de la zapata sobre consolas de trepa fijadas a la pared exterior del cajón mediante anclajes homologados.

Por último, dada la importancia del peso del cajón en la estabilidad del mismo y coincidiendo que la obra debía ejecutar un dragado de banquetta provisional, se decide lastrar con material sólido los cajones ya fondeados a los cuales no podía accederse por medios terrestres (cajones 4 a 7). Este material de dragado provenía de la retirada de la banquetta del cajón de protección provisional situado en perpendicular al eje del dique y ascendió a 9.539 m³.

7. Conclusiones

Una vez analizado el caso, puede concluirse que el temporal acaecido en diciembre de 2020 fue excepcional en cuanto al período de oleaje ocurrido, provocando el deslizamiento de los dos cajones fondeados en su posición definitiva lastrados sólo con agua de mar.

El deslizamiento del cajón es un movimiento provocado por las olas máximas y, tras el estudio de la estabilidad del cajón, el factor de seguridad resultante $F_d=0,92 < 1,0$ evidencia que el deslizamiento se produjo debido a los empujes causados por un estado de mar de un periodo excepcionalmente alto ocurrido el 6 de diciembre de 2020.

Por tanto, ante estos resultados, parece pertinente realizar un análisis de multivariante que evalúe el riesgo de ocurrencia de temporales de altos periodos, al menos en situaciones transitorias de obra como puede ser la aquí ocurrida, en las que los resguardos de seguridad son menores. Además, este análisis debería servir para ser incluido en la fase de redacción de proyecto y poder considerar así partidas opcionales como pueda ser el relleno parcial de celdas de cajón por medios marítimos antes de su fondeo.

Evaluación de los datos de oleaje de proyecciones climáticas en la costa española

Assesment of wave climate projections along the spanish coast

María Suárez Bilbao^a Melisa Menéndez García^a, Adrián Acevedo García^a, Marta Ramírez Pérez^a y Héctor Lobeto Alonso^a

^aIHCantabria - Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, Santander, España, maria.suarezbilbao@unican.es, ihdata@ihcantabria.com.

How to cite: Suárez Bilbao, M.; Menendez García, M.; Acevedo García, A.; Ramírez Pérez, M.; Alonso Lobeto, H. 2022. Evaluación de los datos de oleaje de proyecciones climáticas en la costa española. XVI Jornadas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022.

Abstract

A fundamental task to carry out an adequate assessment of the impacts associated with climate change on the coast is the generation of databases with sufficient spatio-temporal resolution to resolve coastal processes in detail. This need has led to the generation of wave projection databases with different spatial resolution. This study focuses on the analysis of three wave projection databases available for Spanish coast with different spatial resolution, and includes a review of the change signal obtained from each one in the significant wave height, as well as an evaluation of the particularities for their use along the Spanish coast. In line with the studies presented by the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), changes are estimated for 20-year future periods, short-medium (2026-2045) and long term (2081-2100), under two emission scenarios (RCP4.5 and RCP8.5). Due to the uncertainty associated with the future evolution of each scenario, the average change estimated from several climate models and robustness of the results obtained have been evaluated.

Keywords: downscaling, wave projections, climate change, databases.

Resumen

La necesidad de bases de datos de proyecciones climáticas con una resolución espacio-temporal suficiente para llevar a cabo una adecuada evaluación de los impactos asociados al cambio climático en la costa conlleva la generación de bases de datos de proyecciones de oleaje con diferente resolución espacial. Este estudio se centra en el análisis de tres bases de datos de diferente resolución espacial de proyecciones de oleaje disponibles para España, lo que incluye una revisión de la señal de cambio que cada una proporciona en la altura de ola significativa, además de una evaluación de las particularidades a considerar en su utilización a lo largo de la costa española. En línea con los estudios presentados por el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático en su Quinto Informe de Evaluación (IPCC-AR5), se estimaron los cambios en periodos futuros de 20 años, para el corto-medio (2026-2045) y para el largo plazo (2081-2100), ante dos escenarios de emisión (RCP4.5 y RCP8.5). Debido a la incertidumbre inherente a la evolución futura de cada escenario, se han estimado proyecciones de cambio climático procedentes de varios modelos climáticos y evaluado el ensemble de cambio medio así como la robustez en los resultados obtenidos.

Palabras clave: regionalización, proyecciones de oleaje, cambio climático, bases de datos.

1. Introducción

El marco conceptual para la evaluación del riesgo del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC), pone de manifiesto que el aumento en los niveles de riesgo se deben al efecto combinado de los cambios en tres elementos que son: la peligrosidad (asociada a cambios en el clima); la exposición (bienes y actividades que podrían verse afectados) y la vulnerabilidad (asociada a la susceptibilidad de los elementos expuestos a sufrir daños). En este sentido y entendiendo los cambios en la peligrosidad como los cambios en las condiciones climáticas y sus extremos, la generación de bases de datos de proyecciones climáticas con una resolución temporal y espacial suficiente para analizar el litoral en detalle es una tarea fundamental para llevar a cabo una adecuada evaluación de los impactos asociados al cambio climático en la costa. De entre todas las dinámicas marinas (como el oleaje y el nivel del mar) y atmosféricas (como el viento) que afectan a los impactos en la costa, en este trabajo se presenta un análisis de la evolución a futuro del parámetro del estado de mar del oleaje altura de ola significativa (H_s), a través de una evaluación de los cambios detectados en este parámetro en tres bases de datos de proyecciones climáticas de oleaje disponibles y desarrolladas por IHCantabria con la información climática de la fase 5 del Proyecto de Intercomparación de Modelos Acoplados (CMIP5).

Los cambios en el oleaje se obtienen a partir de proyecciones de cambio climático a nivel global y/o regional a través de la implementación de técnicas de regionalización conocidas como downscaling (reducción de la escala espacial). Las metodologías de downscaling mediante las cuales se generaron las bases de datos que se presentan en este trabajo son, en primer lugar, el downscaling dinámico y, en segundo lugar, el downscaling híbrido. El downscaling dinámico se basa la realización de simulaciones numéricas a través del anidamiento de mallas de diferente resolución espacial y presenta la ventaja de la resolución espacio-temporal completa y la resolución de los procesos físicos de propagación del oleaje. La principal desventaja de esta técnica de downscaling es el elevado coste computacional requerido para la obtención de series temporales con alta resolución temporal (ej. horaria) en cada celda de los dominios. El downscaling híbrido combina la aproximación dinámica con la estadística, implementando técnicas estadísticas para la reducción del número de casos a simular con modelo numérico. La reducción del tiempo de cómputo es una fortaleza de este tipo de metodología que hace abordable analizar un gran número de simulaciones climáticas.

En el ámbito del estudio del cambio climático, se requiere una caracterización del clima presente (representada por bases de datos históricas de hindcast o de reanálisis) y una estimación de la posible evolución futura del mismo en base a los diferentes escenarios de emisión que se representan mediante las proyecciones climáticas. Las bases de datos que se evalúan en este estudio representan dos escenarios de emisión en línea con los presentados en el IPCC-AR5, uno de estabilización de las emisiones (RCP4.5) y uno de crecimiento de las emisiones (RCP8.5) a fin de siglo. Los cambios en cada base de datos se estimaron además para periodos futuros de 20 años, para el corto-medio plazo (2026-2045) y para el largo plazo (2081-2100).

Debido a la incertidumbre inherente a la evolución futura para cada escenario de cambio climático, se generaron proyecciones climáticas de oleaje de diferentes simulaciones procedentes de varios modelos climáticos generando un ensemble multi-modelo y estimando finalmente el cambio medio resultante de las mismas, así como la robustez en los resultados de cambio.

Cuando se trabaja con proyecciones climáticas es fundamental además, estimar y corregir el sesgo climático de cada simulación, entendido éste como la diferencia sistemática entre una estadística climática simulada y la estadística climática real, medida y validada a partir de bases de datos históricas. Por lo general, eliminar estos sesgos es el primer paso hacia una información climática útil y, por lo tanto, un requisito previo para su uso posterior, por ejemplo, en estudios de impacto o para su uso en servicios climáticos.

2. Bases de datos de proyecciones de oleaje

Es importante mencionar que para la generación de bases de datos de proyecciones climáticas de oleaje se parte en primer lugar, de información procedente de Modelos Climáticos Globales (o modelos de circulación general, GCMs) y/o Regionales (RCMs). Los modelos climáticos simulan el intercambio de masa y energía de los

diferentes subsistemas climáticos y constituyen la herramienta más avanzada en la simulación de la respuesta del clima global al aumento en la concentración de gases de efecto invernadero. Estos modelos en sus salidas no proporcionan directamente el oleaje pero si los forzamientos necesarios para proyectarlo (ej. viento en superficie y cobertura de hielo). Los GCMs utilizan mallas de cobertura global, con una resolución horizontal que generalmente varía entre los 100 y 500 km y cuentan con entre 10 y 20 capas verticales en la atmósfera y hasta 30 capas en los océanos. La información procedente de los GCMs no puede utilizarse para ciertos estudios regionales en áreas de geografía compleja (ej. el estrecho de Gibraltar o la costa Mediterránea), ya que tienen baja resolución espacial, del orden de cientos de kilómetros. Por este motivo, es necesario disponer de información a menor escala espacial, lo que se consigue mediante el uso de los modelos climáticos regionales (RCMs). Estos modelos aumentan la resolución de los GCMs en un área limitada (usualmente a una escala 1/3 con respecto al modelo global).

Las bases de datos de proyecciones climáticas de oleaje disponibles para la costa española y evaluadas en este estudio representan tres escalas diferentes de resolución espacial, que son la escala global (resolución espacial >25 km), la escala regional (costa española, de resolución espacial ~10 km) y la escala costera (tramos costeros de diferentes comunidades autónomas españolas con resolución espacial 50-100 m). Estas bases de datos de proyecciones de oleaje evaluadas fueron generadas a partir de un ensemble compuesto por siete simulaciones de oleaje, obtenidas a partir de siete GCMs diferentes, para la información de oleaje generada en el Atlántico, y por ocho simulaciones climáticas obtenidas a partir de los forzamientos de ocho RCMs en la región Mediterránea. La elección de GCMs en el Atlántico se debe a que la correcta simulación de los oleajes en la costa Atlántica de España necesita tener en cuenta la zona de generación de los oleajes de fondo que alcanzan las costas españolas (ej. cuenca oceánica del Atlántico Norte). Por esto, al desarrollo de las bases de datos de oleaje de mayor resolución que se presentan en este estudio, le precede la generación de bases de datos de proyecciones de oleaje de resolución global. Las tres bases de datos o escalas espaciales que se presentan contemplan un periodo de referencia climático (1985-2005) y los periodos futuros corto-medio plazo (2026-2045) y largo plazo (1981-2100).

El sesgo climático de las proyecciones de oleaje que se presentan en este estudio se ha corregido aplicando a los parámetros del oleaje de cada modelo climático la técnica del mapeo de cuantiles empíricos (*Empirical Quantile Mapping*, EQM), uno de los métodos más actualizados hoy en día (Déqué, 2007 y Michelangeli, 2009). La técnica se basa en estudiar la distribución estadística de la variable objetivo a partir de datos históricos/observaciones y realizar un ajuste de la función de distribución de probabilidad empírica con los valores simulados durante el periodo de referencia climático de cada miembro del ensemble multi-modelo. Aplicando el ajuste de algunas de las características de la función de probabilidad a los periodos futuros de cada modelo climático se obtienen las proyecciones climáticas con el sesgo corregido.

Para cada una de las tres bases de datos de proyecciones de oleaje evaluadas en este estudio, se presenta en primer lugar, una breve descripción del método de downscaling de oleaje implementado en su generación y en segundo lugar, una descripción de la información del oleaje que aporta cada una de ellas.

2.1. Escala global

La base de datos de proyecciones de oleaje global que se presenta en este trabajo se denomina GOW (Global Ocean Waves) - Proyecciones y se ha generado implementando un downscaling dinámico con el modelo WaveWatchIII (WW3) versión 4.18 (Tolman, 2002) utilizando como forzamiento los datos de campos de viento superficiales y teniendo en cuenta los cambios en la cobertura de hielo de los distintos modelos climáticos. Para la generación de esta base de datos se diseñó en primer lugar, un dominio de cobertura global de 1°. El siguiente nivel de resolución espacial de la base de datos son los dominios Atlántico (anidado al grid global) y Mediterráneo de GOW-Proyecciones, con resolución de 0.5° y 0.25°, respectivamente, constituyendo el nivel más grosero para el que se evaluará la señal de cambio de la Hs en la sección 3 de este estudio.

Las bases de datos que constituyen GOW-Proyecciones globales proporcionan la siguiente información del oleaje:

- 1) Parámetros del estado de mar parámetros del estado de mar (altura de ola significativa H_s , periodo de pico T_p , periodo medio T_m y dirección media de procedencia del oleaje Dir) con resolución temporal horaria para cada miembro del conjunto multi-modelo.
- 2) Las componentes del estado de mar (mar de fondo y mar de viento, H_{s_i} , T_{p_i} , Dir_i , spr_i) con resolución temporal horaria para cada miembro del conjunto multi-modelo.

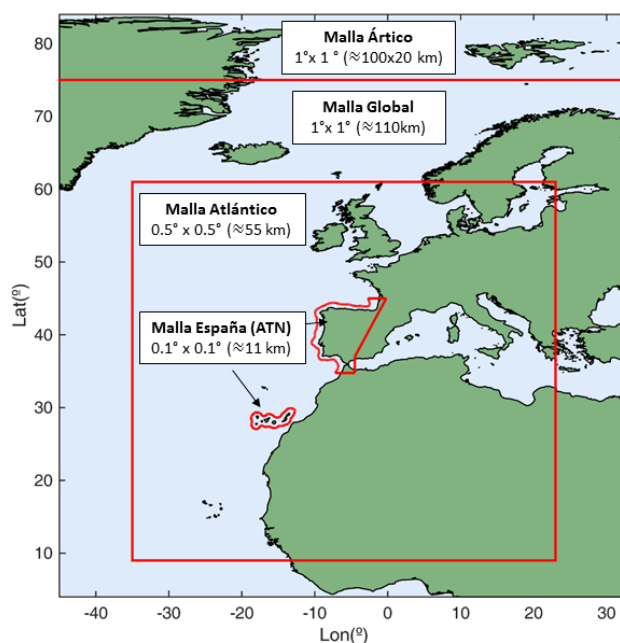


Fig. 1 Mallas de cálculo que componen el dominio Atlántico de la base de datos GOW-Proyecciones. Fuente: elaboración propia

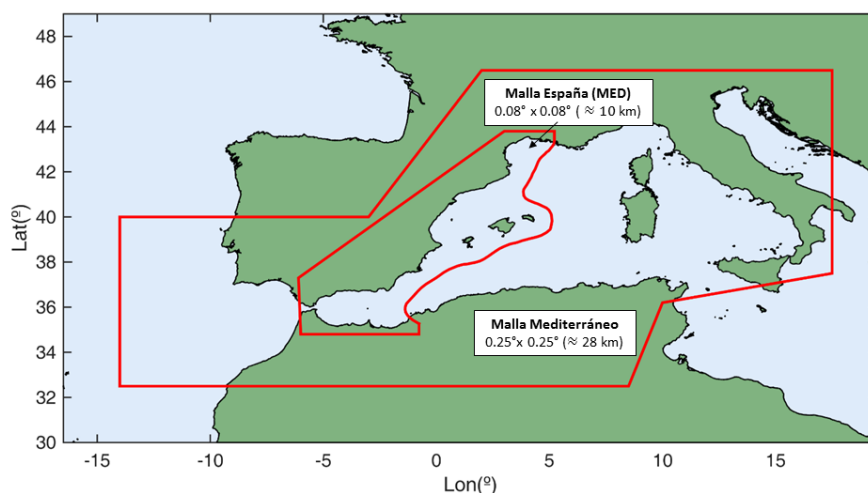


Fig. 2 Mallas de cálculo que componen el dominio Mediterráneo de GOW-Proyecciones. Fuente: elaboración propia

2.2. Escala regional (costa española)

La siguiente escala de resolución espacial de proyecciones de oleaje disponible es la base de datos GOW-Proyecciones regionales, generada para la costa española con la Malla España (ATN) para la vertiente atlántica y con la Malla España (MED) para la vertiente mediterránea con resolución espacial de 0.1°x0.1° y 0.08°x0.08° respectivamente. Ambos dominios se muestran en la Fig. 1 y Fig. 2. Esta base de datos es generada con el mismo

esquema numérico que las anteriores para los mismos horizontes temporales y escenarios de emisión a partir de GCMs en el Atlántico y de RCMs en el Mediterráneo.

Las bases de datos que constituyen GOW-Proyecciones regionales proporciona la siguiente información del oleaje para toda la costa española:

- 1) Parámetros del estado de mar parámetros del estado de mar (H_s , T_p , T_m y Dir) con resolución temporal horaria para cada miembro del conjunto multi-modelo.
- 2) Las componentes del estado de mar (mar de fondo y mar de viento, H_{si} , T_{pi} , Dir_i , spr_i) con resolución temporal horaria para cada miembro del conjunto multi-modelo.
- 3) Los cambios 20-anales en indicadores climáticos de oleaje (H_s , T_p , T_m y Dir) en las climatologías (media y percentiles) para cada modelo por separado y para el ensemble multi-modelo.

2.3. Escala costera (costa de las comunidades autónomas españolas)

La base de datos de proyecciones de oleaje de mayor resolución que se presenta en este estudio se denomina DOW (Downscaling Ocean Waves)- Proyecciones. Se trata de proyecciones de oleaje costero de alta resolución a lo largo de la costa de varias Comunidades Autónomas (CCAA) españolas que se demuestran en la Fig. 3.

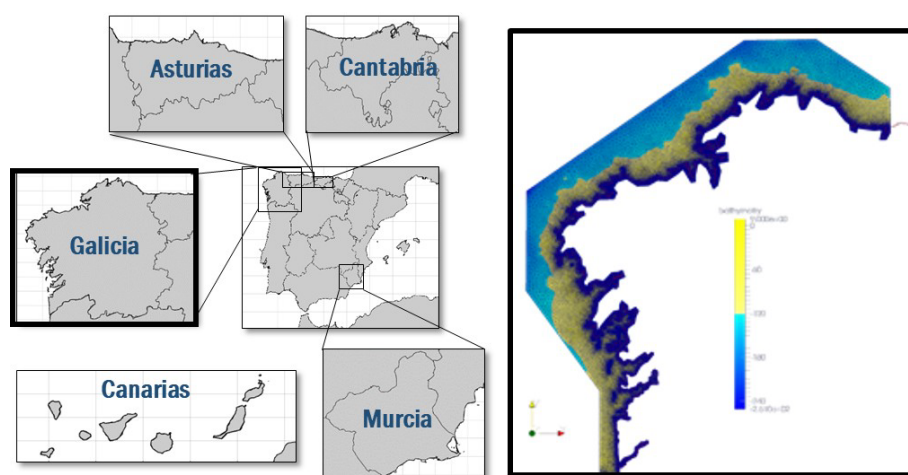


Fig. 3 CCAA españolas donde se dispone de la base de datos DOW-Proyecciones y ejemplo del dominio no estructurado empleado para la CCAA de Galicia. Fuente: elaboración propia

Para generar las bases de datos costeras de oleaje DOW- Proyecciones se ha implementado una metodología de downscaling híbrido (numérico + estadístico) con el fin de reducir el tiempo de cómputo que requeriría aplicar solo el método de modelado numérico en dinámico. La aproximación híbrida aplicada, desarrollada por el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IHCantabria), consiste en la selección de un número reducido de casos a simular y la posterior reconstrucción de las series temporales horarias en las ubicaciones costeras objetivo. Para la selección de casos, se aplican técnicas de minería de datos para cubrir toda la casuística climática existente. Estas técnicas consisten en una reducción de las dimensiones de los datos de las dinámicas de oleaje a partir de la base de datos previamente generada GOW-Proyecciones, mediante aplicación de componentes principales (PCA's). Sobre estas componentes principales, se aplican técnicas de clasificación basadas en el algoritmo de máxima disimilitud (MaxDiss) para seleccionar un número limitado de estados de mar a propagar (generalmente 500) con modelo numérico sobre un dominio de mayor resolución. Estos estados de mar seleccionados deben ser casos representativos del clima marítimo para cada miembro del conjunto multi-modelo y para cada periodo de referencia, periodo futuro y escenario de cambio climático contemplado. Los casos seleccionados se simulan con el modelo SWAN (Booij, 1999), en su modo estacionario, sobre mallas de detalle estructuradas o no estructuradas llegando a los 50-100 m de resolución en las zonas costeras de interés.

Para forzar el modelo en los contornos de las mallas costeras se partió de las particiones espectrales de las proyecciones climáticas de la base de datos GOW-Proyecciones regionales, teniendo en cuenta la H_s corregida

previamente mediante la técnica de corrección del sesgo del EQM descrita al inicio de esta sección. En la propagación se tienen en cuenta los vientos de GCMs o RCMs en función de la ubicación del dominio (vertiente Atlántica o Mediterránea de España) y el nivel del mar con sus componentes astronómica y meteorológica además de la proyección del Aumento del Nivel Medio del Mar (ANMM) obtenidas de las bases de datos de proyecciones de ANMM presentadas en el IPCC-AR5 en el caso de los periodos futuros de cada escenario de emisión. Finalmente, se obtienen series temporales de los parámetros del estado de mar del oleaje en los puntos de interés cercanos a la costa mediante la reconstrucción de las series a partir de los casos seleccionados y propagados en las mallas costeras implementando técnicas de interpolación no lineal basadas en funciones de base radial (RBFs) y utilizando como predictor los datos de los forzamientos de las mallas. En la Fig. 4 se muestra un esquema metodológico del procedimiento de downscaling implementado. Más información de esta metodología de downscaling híbrido se describe en Camus (2011).



Fig. 4 Esquema de la metodología de downscaling híbrido implementado para la transferencia de las proyecciones climáticas de oleaje a ubicaciones costeras y generación de la base de datos DOW – Proyecciones.

Fuente: elaboración propia

De estas bases de datos están disponibles para la costa de las CCAA de la Fig. 3:

- 1) Las series temporales horarias de los parámetros del estado de mar (Hs, Tp, Tm y Dir) de cada miembro individual del conjunto multi-modelo.
- 2) Los cambios 20-anales en indicadores climáticos de oleaje (Hs, Tp, Tm y Dir) en las climatologías (media y percentiles) daca modelo por separado, del ensemble multi-modelo e incertidumbre asociada.

3. Análisis de los resultados de las proyecciones

En esta sección se muestra el cambio proyectado en la Hs para las tres escalas espaciales que se presentan en la sección anterior (global, regional y costera). Debido a la gran cantidad de información procesada y generada para todos los periodos futuros, escenarios y CCAA analizadas en esta sección de resultados se analizan sólo la magnitud del cambio de las climatologías medias y percentil 99% de Hs para el horizonte corto-medio plazo y largo-plazo del escenario de emisión RCP8.5 en Cantabria y Canarias.

En el caso de Cantabria (Fig. 5 y Fig. 6) se espera una disminución de la Hs que se intensifica a fin de siglo para el escenario analizado. En el caso de la Hs media no se aprecian diferencias significativas entre las tres escalas espaciales, no siendo así en el caso del percentil del 99% de la Hs para el cual la base de datos de mayor resolución estima un cambio mayor que las otras bases de datos en la zona costera.

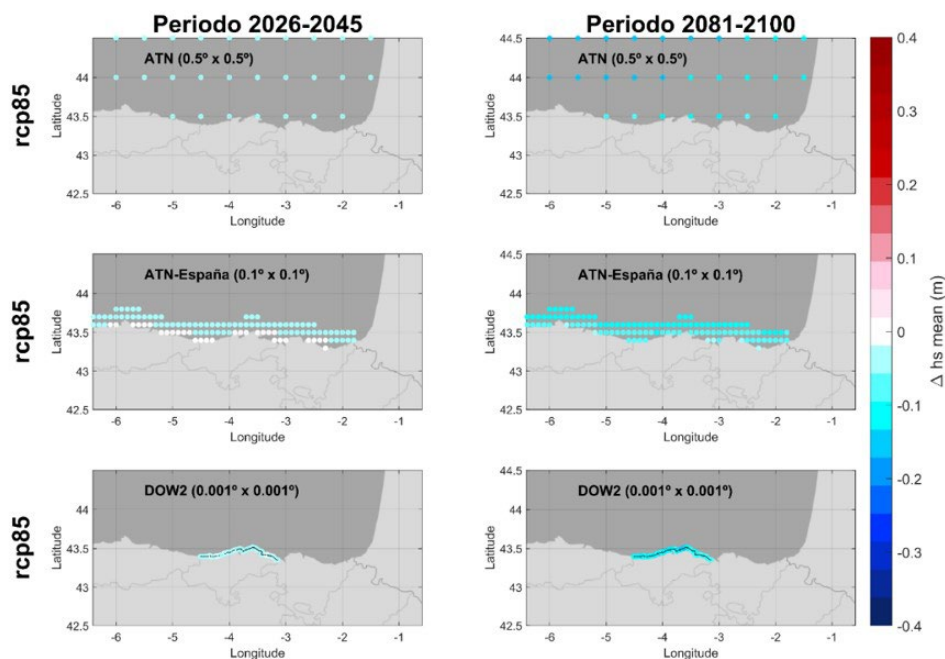


Fig. 5 Cambios altura de ola significativa media para el corto-medio plazo (2026-2045) y el largo plazo (2081-2100) del RCP8.5 en la región de Cantabria para las tres escalas espaciales analizadas de las bases de datos global (ATN), regional (ATN-España) y costera (DOW). Fuente: elaboración propia

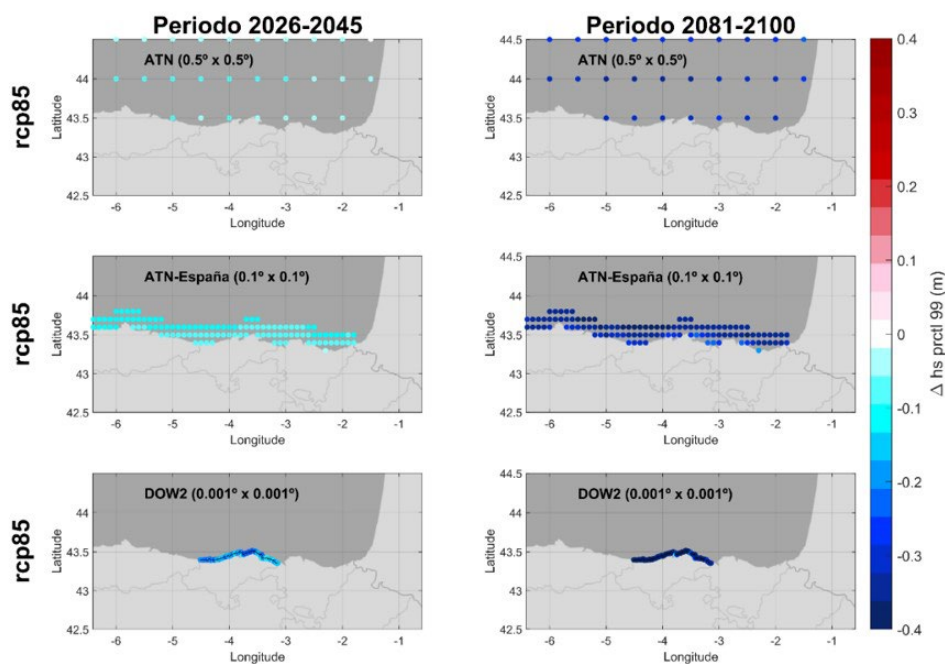


Fig. 6 Cambios el en percentil del 99% de la altura de ola significativa para el corto-medio plazo (2026-2045) y el largo plazo (2081-2100) del RCP8.5 en la región de Cantabria para las tres escalas espaciales analizadas de las bases de datos global (ATN), regional (ATN-España) y costera (DOW). Fuente: elaboración propia

En el caso de Canarias, los patrones de reducción de la Hs media (Fig. 7) estimados son diferentes en las tres escalas espaciales, apareciendo cambios en la base de datos de mayor resolución donde las escalas más groseras

no lo detectan y zonas donde se invierte incluso el signo de cambio. Estos mismos patrones se observan en el caso del percentil del 99% de Hs (Fig. 8) pero con una intensificación de la señal de cambio más acusada.

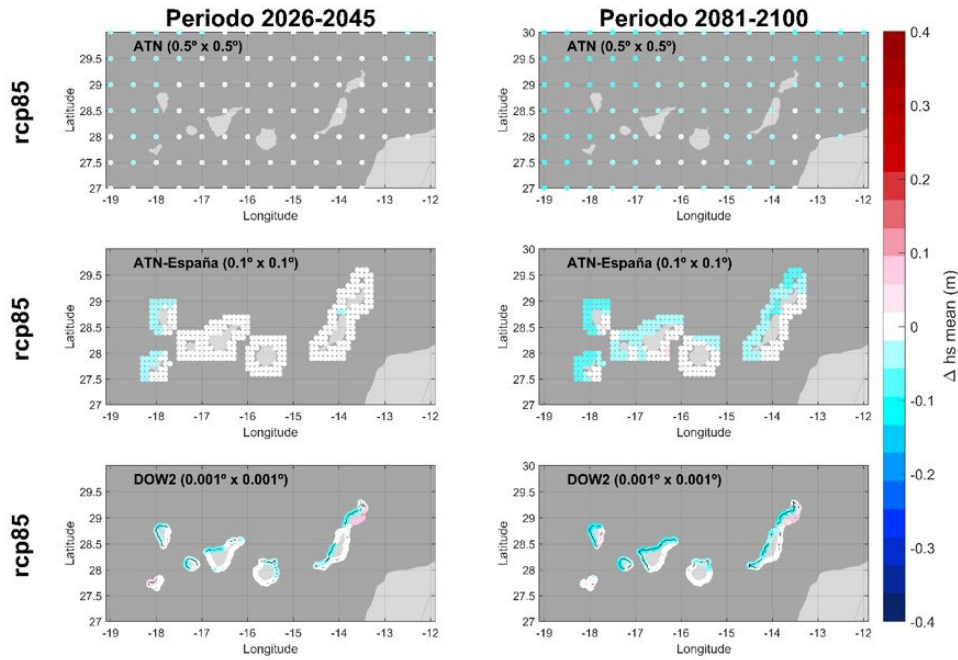


Fig. 7 Cambios altura de ola significativa media para el corto-medio plazo (2026-2045) y el largo plazo (2081-2100) del RCP8.5 en la región de Canarias para las tres escalas espaciales analizadas de las bases de datos global (ATN), regional (ATN-España) y costera (DOW). Fuente: elaboración propia

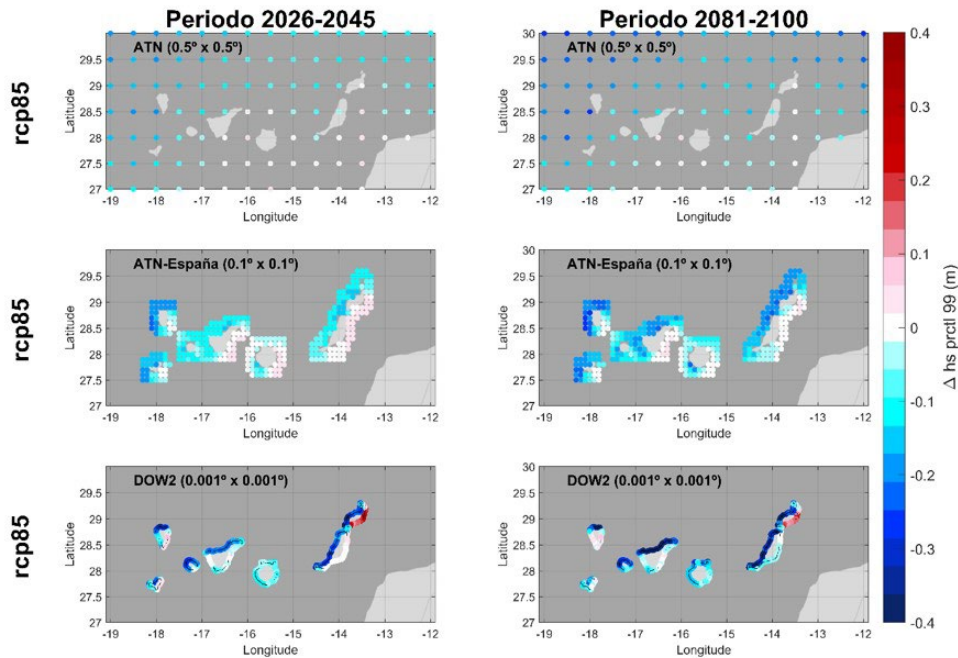


Fig. 8 Cambios el en percentil del 99% de la altura de ola significativa para el corto-medio plazo (2026-2045) y el largo plazo (2081-2100) del RCP8.5 en la región de Canarias para las tres escalas espaciales analizadas de las bases de datos global (ATN), regional (ATN-España) y costera (DOW). Fuente: elaboración propia

4. Conclusiones

Por último, se presentan las principales conclusiones obtenidas de este análisis y las recomendaciones para los posibles usos y aplicaciones de la información que aportan cada una de las tres bases de datos de las tres escalas espaciales evaluadas para la costa española: globales (>50 km), regionales (~100 km) y costeras (~50-100 m).

Las bases de datos globales y regionales son útiles para utilizar como bases de datos de partida o condiciones de contorno en trabajos de downscaling de oleaje, pero además las bases de datos regionales proporcionan información valiosa para hacer un análisis preliminar del cambio y considerar la necesidad de una reducción de la escala. Para ambas, se recomienda evaluar la necesidad de la corrección del sesgo antes de su uso para los objetivos mencionados.

Las bases de datos costeras (de mayor resolución) aportan una intensificación de la señal de cambio respecto a las otras dos de menor resolución, especialmente para las climatologías extremas en las dos regiones de España analizadas. Estas diferencias en los cambios estimados para las tres bases de datos se podrían atribuir a la resolución de procesos costeros como refracción, asomeramiento y rotura del oleaje en la base de datos costera, aunque un estudio más a fondo haría falta para determinarlo.

Las bases de datos costeras proporcionan indicadores de cambio idóneos para su uso directo en el cálculo de impactos. Además, estas bases de datos se pueden utilizar como condiciones iniciales para desarrollar un estudio específico para un puerto con alta resolución. Es importante tener en cuenta que estas bases de datos no consideran efectos locales de micro-escala (ej. la compleja geometría de los puertos con sus pantalanes y/o elementos orográficos como edificios en los campos de vientos entre otros). Se recomienda evaluar la necesidad de la corrección del sesgo antes de su uso para alimentar modelos de impactos.

Referencias

- BOOIJ N., RIS R. C., HOLTHUIJSEN L. H. (1999). A third-generation wave model for coastal regions 1. Model description and validation. *Journal of Geophysical Research*, 1999, Vol. 104, No. C4, pages 7649-7666.
- CAMUS P., MENDEZ F., MEDINA R. (2011). A hybrid efficient method to downscale wave climate to coastal areas. *Coastal Engineering*, 2011, Vol. 58, N°. 9, pages 851–862.
- DEQUE M., ROWELL D. P., LÜTHI D., GIORGI F., CHRISTENSEN J.H., ROCKEL B., JACOB D., KJELLSTRÖM E., DE CASTRO M. and VAN DEN HURK B. (2007). An intercomparison of regional climate simulations for Europe: assessing uncertainties in model projections. *Climatic Change*, 2007, 81 (Suppl 1), 53–70.
- MICHELANGELI P.A., VRAC M. AND LOUKOS H. (2009). Probabilistic downscaling approaches: Application to wind cumulative distribution functions. *Geophysical Research Letters*, 2009, 36. 10.1029/2009GL038401.
- TOLMAN, H.L. (2002). Alleviating the Garden Sprinkler effect in wind wave models. *Ocean Modelling*, 2002, Vol. 4, pages 269–289.

Identificación de fuentes de basuras marinas en playas en España: una aproximación al origen de las basuras marinas que encontramos en nuestras playas

Identifying beach litter sources in Spain: an approach to the origin of the marine litter found in Spanish beaches

Pilar Zorzo Gallego^a, José L. Buceta^b, Juan L. Gil^c y Marta Martínez-Gil^d

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX (pilar.zorzo@cedex.es); ^bAsesor técnico (jlbuceta@gmail.com); ^cSubdirección General para la Protección del Mar, Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (jgilgamu@miteco.es); y ^dSubdirección General para la Protección del Mar, Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (mmgil@miteco.es).

Abstract

In the present study, a new method is applied to assess the sources of marine litter that appears on Spanish beaches called Matrix Scoring Technique (Tudor & Williams, 2004) which consists of a scoring matrix based on the probability that an item type is associated with a specific source considering that an item type can have different origins. The data from the Spanish official monitoring programme BM-1 on beach litter (MAPAMA, 2017) for the period 2013-2018 corresponding to the 100 m stretch have been used (MITECO, 2018). This data set includes the results of 604 surveys, carried out on 26 beaches with a periodicity of 4 surveys per year and in which a total of 204,350 litter items have been counted.

Keywords: Beach litter, Marine litter, Marine debris, Sources, Origin, Beaches, Spanish marine subdivisions, Monitoring.

Resumen

En el presente estudio se aplica un nuevo método para evaluar las fuentes de las basuras marinas que aparecen en las playas españolas denominado Matrix Scoring Technique (Tudor & Williams, 2004) que consiste en una matriz de puntuación basada en la probabilidad de que un tipo de objeto esté asociado a una fuente específica considerando que un tipo de objeto puede tener diferentes orígenes. Se han utilizado los datos del programa oficial español de seguimiento BM-1 de basuras en playa (MAPAMA, 2017) para el periodo 2013-2018 correspondientes al transecto de 100 m (MITECO, 2018). Estos datos incluyen los resultados de 604 muestreos, realizados en 26 playas con una periodicidad de 4 muestreos al año y en los que se han contabilizado un total de 204.350 objetos de basura.

Palabras clave: basuras en playa, basuras marinas, fuentes, origen, playas, demarcaciones marinas españolas, seguimiento.

1. Introducción

El conocimiento de que las basuras marinas suponen uno de los principales problemas ambientales a los que se enfrenta la humanidad es relativamente reciente, ya que hasta las décadas de los 60 y 70 del pasado siglo no comienzan a aparecer algunos artículos científicos centrados sobre todo en los efectos físicos de las basuras marinas sobre la biota y en la ingestión de plásticos. A partir de los años 90, el crecimiento de artículos científicos sobre todos los aspectos relacionados con las basuras marinas ha sido prácticamente exponencial (Ryan, 2015) y han servido de base para que la legislación internacional comenzara a tenerlo en cuenta hasta llegar a ser resaltado por la Organización de las Naciones Unidas en la Conferencia sobre Océanos celebrada en Nueva York en 2017 en la que se alcanzaron 178 compromisos específicos para tratar de combatir este problema.

La procedencia de las basuras marinas que llegan a las playas es, en general, difícil de evaluar, ya que si bien muchos de los objetos contabilizados pueden asociarse de manera inequívoca con un determinado origen, por ejemplo, un sedal con la pesca o un bastoncillo de algodón con las aguas residuales urbanas, otros muchos pueden no tener un origen único o, incluso, ser imposible de identificar, como es el caso de los objetos fragmentados.

Dentro del proceso de aplicación de las Estrategias Marinas Españolas, el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico viene desarrollando desde el año 2013 el Programa de vigilancia de basuras marinas en playas (Programa BM-1), basado en las Directrices para el seguimiento de basuras marinas en playas en el área marítima OSPAR (OSPAR Commission, 2010), que incluye muestreos periódicos estacionales en 26 playas de la geografía española y, que en el caso del muestreo del transecto de 100 m de longitud, utiliza un formulario de muestreo compuesto por 119 objetos (MAPAMA, 2017; Buceta *et al.*, 2017). Hasta el momento, la identificación de las diferentes fuentes de basuras marinas en playas se ha venido realizando con la metodología propuesta por Van Franeker (2013) que considera 4 posibles orígenes (pesca, incluyendo acuicultura; residuos sanitarios y relacionados con las aguas residuales; navegación, incluyendo actividades *off-shore* y turismo y actividades recreativas) y asigna a una quinta categoría denominada “otros” todos aquellos objetos que pueden tener más de una fuente o no está clara su procedencia. En España se ha añadido la agricultura como posible fuente de basuras marinas principalmente en las playas del Mediterráneo.

Aplicando este enfoque a los datos disponibles para el periodo 2013-2018, resulta que la basura de origen desconocido o que se corresponde con más de una fuente resulta ser mayoritaria (50%) (MITECO, 2018). La mayor parte de las basuras de origen conocido que se encuentran en las playas españolas están relacionadas con las actividades turísticas (26%) y, en bastante menor medida, con el transporte marítimo o la navegación (14%), o procedente de instalaciones sanitarias (7%), resultando mucho más escasa la presencia de los residuos procedentes de las actividades pesqueras (3%) (MITECO, 2018).

La aplicación de este método planteaba tres problemas fundamentales:

- Algunas de las tipologías de objetos no resultan identificables, bien por no estar específicamente particularizados en el listado (categorías de “otros objetos” que existen para cada tipo de material) o bien por estar constituidos por fragmentos que hacen imposible reconocer de qué tipología de objeto concreto proceden.
- Hay varios tipos de objetos que pueden proceder de más de una de las fuentes consideradas. Por ejemplo, las colillas de cigarrillos provienen en su gran mayoría del uso turístico de las playas, pero también, en menor proporción, podrían haber sido aportados a la playa por el propio mar donde llegaron por vertido desde una embarcación, puertos, aguas de escorrentía, etc.
- El método aplicado únicamente permite la asociación de cada tipo de objeto del listado con una fuente concreta, asignándose a la fuente “otros” aquellos objetos irreconocibles, no catalogados o que pueden tener más de un origen.

En el ámbito del Convenio para la protección del medio marino del Atlántico nordeste (Convenio OSPAR) se reconoció la necesidad de mejorar el método para aumentar la fiabilidad de los resultados, así como analizar la atribución de fuente(s) para cada objeto del listado a nivel subregional dado que, por las características geográficas,

culturales o socioeconómicas, para un mismo tipo de objeto, la fuente (o vía de entrada) puede variar de unos países a otros.

Se propuso utilizar la clasificación “dudosa” para aquellos objetos en que no se pueda estar seguro de su procedencia, contándose con grupos de expertos y resultados de estudios previos sobre asignación de fuentes (Tudor *et al.*, 2002; Williams *et al.*, 2003; Tudor y Williams, 2004; Van Franeker, 2013).

Una vez elaborada a nivel nacional o subregional la lista de fuentes, la evaluación de estas se podría realizar utilizando la técnica conocida como *Matrix Scoring Technique* (Tudor & Williams, 2004) desarrollada posteriormente en el marco de la implementación de la Directiva marco sobre la estrategia marina (ARCADIS, 2012 y ARCADIS, 2013).

En el presente estudio se presenta la aplicación de esta técnica de identificación de las fuentes de las basuras presentes en el conjunto de las playas españolas.

2. Materiales y métodos

Tudor y Williams (2004) desarrollaron la metodología conocida como *Matrix Scoring Technique* (MST) basándose en los métodos propuestos por Whiting (1998) y Earll *et al.* (2000) para determinar las fuentes de basuras marinas en una playa del Canal de Bristol. La técnica utiliza una clasificación por probabilidades que incluye las 6 categorías siguientes: muy probable, probable, posible, improbable, muy improbable y no considerado como fuente. Cada categoría se asocia a una probabilidad de que el objeto proceda de una determinada fuente.

A cada una de las probabilidades se le asigna una puntuación que permite el cálculo de la proporción sobre el total de las basuras marinas contabilizadas que procede de las diferentes fuentes consideradas. Tudor y Williams (2004) analizaron 5 sistemas de puntuación diferentes, consistentes en una mayor diferencia numérica entre las diferentes categorías. Además, el sistema E incorpora la posibilidad de que una determinada fuente sea imposible que origine la aparición de un objeto determinado, en cuyo caso, la puntuación otorgada a la misma será cero. Este es el sistema utilizado en el presente estudio, se asigna así, una puntuación de 16 a la categoría muy probable; 4 a la probable, 2 a la posible, 1 a la imposible, 0,25 a la muy improbable y 0 a la categoría no considerado como fuente.

Al aplicar este método sobre la base de datos organizada como número de observaciones de cada tipo de objeto, a cada tipología se le asigna una de las 6 puntuaciones. Se resuelve de esta manera el problema anteriormente descrito de poder asignar únicamente un origen a cada tipo de objeto. Se trata, pues, de un enfoque de probabilidad que, con el juicio experto, debe responder a la pregunta ¿Cómo de probable es que un tipo de objeto proceda de una fuente determinada?

Un elemento fundamental en la aplicación del método MST son las fuentes que deben tenerse en consideración para la evaluación. Diferentes estudios relevantes consideran un número variable de fuentes (OSPAR Commission, 2009; ARCADIS, 2012; Van Franeker, 2013; Veiga *et al.*, 2016; Vlachogianni *et al.*, 2018; Pieper *et al.*, 2019; Schäfer *et al.*, 2019). En principio, la lista de fuentes podría estar abierta para considerar, dependiendo de su importancia en el área geográfica de aplicación, cualquier tipo de origen, pudiéndose ser tan específico como se desee. No obstante, la dificultad proviene de la posibilidad de diferenciar tales orígenes entre sí. Por ejemplo, en el estudio de ARCADIS (2012) se distingue entre navegación comercial y navegación recreativa o pesca y pesca recreativa. En tales casos resulta de gran dificultad asignar unas determinadas probabilidades diferentes para estas fuentes que son, en realidad, muy similares en cuanto a la generación de un tipo específico de residuo.

En el extremo opuesto, planteamientos demasiado conservadores en cuanto al número de fuentes a considerar, entre los que se encuentran los del Convenio OSPAR que considera únicamente unas fuentes de carácter muy general, presenta la gran desventaja de que un significativo número de objetos no puedan ser asignados a fuente alguna, razón que contribuye al alto porcentaje con el que aparece la categoría “otros” en todas las evaluaciones realizadas.

Teniendo en consideración la tipología de los objetos que aparecen habitualmente en las playas españolas, se considera que el enfoque que resulta más adecuado es la selección de las fuentes que se consideran de mayor relevancia, sin entrar a segregar en fuentes secundarias que pudieran estar encuadradas en las anteriores. Así, las fuentes que se han seleccionado para la aplicación del método MST en el presente estudio y los sectores y actividades que incluyen son las que se indican en la Tabla 1.

Tabla 1. Fuentes de basuras marinas en las playas seleccionadas y detalle de las actividades que incluyen.

Fuente seleccionada	Actividades que incluye
Pesca	Todas las actividades pesqueras, comerciales o recreativas y la generación de basuras en puertos pesqueros. Incluye las actividades de marisqueo en la naturaleza con o sin embarcación y también la pesca con caña u otros artes desde la costa
Acuicultura	Todas las actividades de cultivo de vertebrados e invertebrados de origen marino (tanto peces como crustáceos o moluscos) así como cultivo de algas para alimentación o industria. Se incluyen todas las instalaciones de cría y engorde tanto en el mar como en la zona costera (p. ej. cetáceas), así como las infraestructuras que pudieran utilizar (p. ej. depuradoras)
Aguas residuales	Basura procedente de emisiones desde estaciones depuradoras de aguas residuales o redes de alcantarillado incluyendo los reboses
Turismo en playa	Turismo y actividades recreativas cerca de la costa, deportes acuáticos en la playa (p. ej. surf o esquí náutico)
Navegación	Tráfico de buques de transporte de viajeros o mercancías, así como la navegación recreativa. Se incluyen también las instalaciones portuarias
Agricultura	Todas las operaciones relacionadas con el cultivo en la zona terrestre de cualquier tipo de vegetal a cielo abierto o en invernaderos
Construcción y demolición	Todos los residuos generados en las obras de edificación, urbanización, demolición, reforma y mantenimiento de edificaciones o infraestructuras, así como obras públicas
Comercio y Hostelería	Mercadillos, venta ambulante, comercios del paseo marítimo y terrazas y chiringuitos en la playa y sus proximidades
Otras actividades en tierra	Residuos generados por cualquier otra actividad humana que se desarrolle en la zona terrestre diferente a las anteriormente consideradas, por ejemplo, industria o gestión de basuras urbanas. Incluye toda la basura generada en tierra que pueda ser transportada al mar por los ríos
Otras actividades en el mar	Residuos generados por cualquier otra actividad humana que se desarrolle en la zona marina diferente a las anteriormente consideradas (p. ej. generación de energía, extracción de recursos minerales, arrecifes artificiales, etc.)

Posteriormente, para cada uno de los tipos de objetos incluidos en el formulario de muestreo del transecto de 100 m (excepto fragmentos no reconocibles y aquellos no singularizados, para los que es imposible atribuir un origen) se analizó la probabilidad de que procediese de una de tales fuentes y se le asignó una puntuación correspondiente de acuerdo con el sistema E. Los objetos eliminados del formulario fueron los objetos no identificables (fragmentos y otros objetos correspondientes a las categorías de material).

Para la tarea de asignación de probabilidades se contó con el criterio de expertos nacionales en basuras marinas que participaron en dos talleres convocados al efecto. En los mencionados talleres participaron especialistas procedentes del sector académico (Universidad Autónoma de Madrid), centros de investigación (Instituto Español de Oceanografía), Administración periférica (Demarcación de Costas de Murcia), otras administraciones (Agencia

de Residuos de Cataluña), organizaciones no gubernamentales (Asociación Ambiente Europeo, Asociación Vertidos Cero, Paisaje Limpio, SUBMON, *Surfrider Foundation*) y otras instituciones (Cruz Roja Española).

El número máximo de veces que se puede repetir una misma probabilidad para un objeto determinado se decidió, según criterio de expertos, de la siguiente manera: si una fuente determinada resultaba “muy probable” (puntuación 16) ninguna otra fuente podría ser también “muy probable”; la puntuación 4, correspondiente a “probable” podría repetirse cuatro veces; la 2 seis veces; la puntuación 1 ocho veces; y la 0,25 no tendría límite de veces que se podría repetir para el mismo objeto.

El cálculo de la proporción de objetos que proceden de una determinada fuente “X” se ha realizado utilizando la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{Puntuación de la fuente X para este objeto}}{\text{Puntuación total de fuentes para este objeto}} * \% \text{ que representa el objeto sobre el total de basura} \quad (1)$$

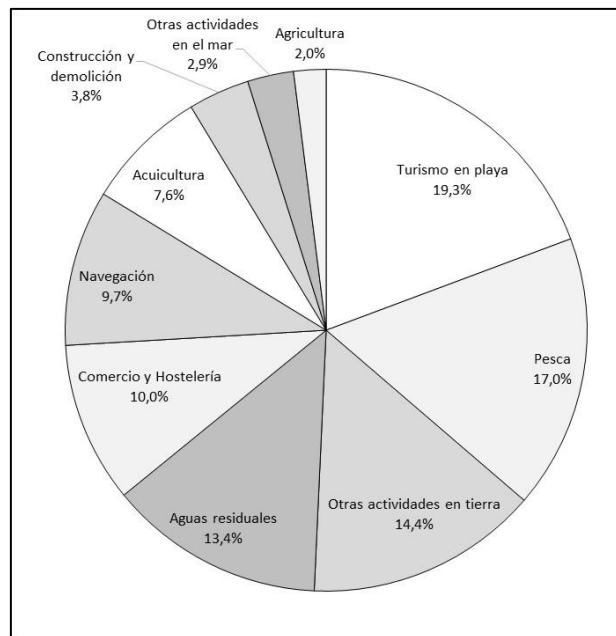
La proporción total de objetos procedente de cada fuente vendrá dada por la suma de los porcentajes obtenidos para cada objeto individual.

El procedimiento metodológico ha sido aplicado a los datos correspondientes al Programa BM-1 (transecto de 100 m) recopilados para el primer ciclo de aplicación de las Estrategias Marinas, es decir, 2013-2018 (MITECO, 2018).

3. Resultados y discusión

Teniendo en consideración exclusivamente los objetos identificables y aplicando el método MST con el sistema E de valoración de probabilidades resulta que, para el conjunto de datos correspondiente a la totalidad de playas incluidas en el Programa BM-1 y para el periodo 2013-2018, las cuatro principales fuentes de basuras marinas son, por este orden, el turismo en playa, la pesca, otras actividades en tierra y las aguas residuales (Fig. 1).

Fig. 1. Resultado de la aplicación del Matrix Score Technique para el total de España del periodo 2013-2018.



Si el método se aplica por separado tomando los datos correspondientes a cada demarcación marina española, los resultados obtenidos (Tabla 2), a juicio de los autores, resultan de una gran coherencia y vienen a indicar la bondad de este método.

Así, por ejemplo, es en las playas de Canarias en las que el uso turístico de las mismas es el mayor responsable de la aparición de basura marina y, sin embargo, en las de la Demarcación noratlántica dicho uso es el que origina una menor aparición de basura en las playas. Los residuos derivados de la pesca aparecen como la principal fuente de basuras en playas del Atlántico, pero no así en el Mediterráneo ni en Canarias. La acuicultura supone una fuente significativamente mayor en la Demarcación noratlántica respecto a las demás. El comercio y la hostelería aparecen como responsables de un mayor aporte de basuras en las demarcaciones sudatlántica, levantino-balear y canaria respecto de la noratlántica o, en menor medida, Estrecho y Alborán lo que pudiera estar relacionado con la desigual distribución de chiringuitos playeros. En lo que a la agricultura se refiere, existe una diferencia muy significativa entre la Demarcación del Estrecho y Alborán y el resto. Por último, cabe destacar las diferencias existentes en la basura procedente de las aguas residuales en la Demarcación sudatlántica comparada con el resto de las demarcaciones marinas.

Tabla 2. Porcentaje de basuras marinas que procede de cada fuente por demarcación marina.

	Pesca	Acuicultura	Aguas residuales	Turismo en playa	Navegación	Agricultura	Construcción y demolición	Comercio y Hostelería	Otras actividades en tierra	Otras actividades en el mar
Noratlántica	18,8	10,1	12,6	15,3	10,3	1,8	4,2	8,8	14,9	3,2
Sudatlántica	21,9	7,2	7,4	18,0	10,0	1,9	3,3	12,1	15,0	3,1
Estrecho y Alborán	16,8	6,5	12,6	17,8	9,0	8,9	2,5	9,0	14,0	2,8
Levantino-balear	14,6	5,7	15,4	21,4	9,1	2,8	3,7	10,5	14,3	2,4
Canaria	10,6	5,5	10,6	32,1	7,6	1,3	4,6	11,4	13,9	2,4

Por otra parte, conviene indicar que comúnmente se hace referencia al “hecho” de que el 80% de la basura en los océanos del mundo proviene de tierra, y, por lo tanto, el 20% proviene del mar. Esta estadística frecuentemente citada no parece estar soportada por datos, artículos científicos o informes técnicos (GESAMP, 2020). Los resultados alcanzados en el presente estudio, aun cuando resultan representativos exclusivamente de la realidad existente en las playas españolas, podrían contribuir a validar esta estimación.

Considerando que de las fuentes seleccionadas, pesca, acuicultura, navegación y otras actividades en el mar se corresponderían con fuentes marinas y el resto con fuentes terrestres, para el conjunto de España se verificaría que las actividades en tierra representan el origen del 63% de la basura mientras que las fuentes marinas resultan responsables del 37% de la basura contabilizada en las playas, resultados que resultan significativamente diferentes de las estimaciones a nivel mundial reseñadas anteriormente.

Por último, en la discusión tenida en los talleres de expertos se detectó que, sobre todo para determinados tipos de objeto, la probabilidad podía resultar diferente dependiendo de la zona o demarcación marina en la que se aplicase. Así, determinados objetos que en el Atlántico pueden ser más probables que procedan de una fuente, en el Mediterráneo, sin embargo, pueden proceder con mayor probabilidad de otra fuente diferente debido, por ejemplo, al régimen pluvial torrencial en épocas de gota fría o a costumbres y usos diferentes.

Indicar que la asignación de probabilidades en el presente estudio se ha realizado considerando su aplicación práctica inmediata las demarcaciones noratlántica, sudatlántica y canaria. Cuando se aplique específicamente al Mediterráneo se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- Ítem 32 (cabitos/cuerdas/cordeles de plástico (diámetro menor de 1 cm): tendrá una puntuación de 2 (posible) en agricultura en las demarcaciones del Estrecho y Alborán y levantino-balear.

- Ítem 19 (bolsas patatas fritas, envoltorios, palos de chucherías y helados): tendrá una puntuación de 16 en turismo en playas en las demarcaciones del Estrecho y Alborán y levantino-balear.
- Ítem 74 (otras piezas de madera menores de 50 cm): tendrá una puntuación de 4 en comercio y hostelería en la Demarcación del Estrecho y Alborán.

4. Conclusiones

La *Matrix Scoring Technique* supone, según los resultados obtenidos en el presente estudio, una clara mejora del método tradicional utilizado hasta ahora para la identificación de fuentes de basuras marinas en playas en España. Esta metodología reduce la anterior incertidumbre y dudas existentes en la asignación unívoca de una fuente por tipo de objeto.

5. Agradecimientos

Se agradece a todo el personal técnico de las unidades periféricas de la Dirección General de la Costa y el Mar y al resto de personal encargado de la realización de las campañas su esfuerzo en la recopilación de los datos utilizados en el presente artículo. Asimismo, resulta necesario agradecer a todas las instituciones y personas que participaron en los talleres de expertos para validar la asignación de probabilidades con cuyo esfuerzo se mejoró de manera notable el resultado obtenido.





Referencias

- ARCADIS, EUCC, MILIEU (2012). Pilot project '4 Seas'– plastic recycling cycle and marine environmental impact: Case studies on the plastic cycle and its loopholes in the four European regional seas areas. European Commission Project number BE011102328.114 pp.
- ARCADIS, EUCC (2013). Marine litter study to support the establishment of an initial quantitative headline reduction target, SFRA0025, European Commission DG Environment Project number BE0113.000668.
- Buceta, Jose L, Gil Gamundi, Juan L, Martínez-Gil, Marta (2017). Seguimiento de basuras marinas en playas españolas. *Ingeniería Civil* 188/2017 pp. 81-93.
- GESAMP (2020). Second Interim Report of GESAMP Working Group 43 on sea-based sources of marine litter – a review of current knowledge and assessment of data gaps.
- Earll, R.C., Williams, A.T., Simmons, S.L., Tudor, D.T. (2000). Aquatic litter, management and prevention—the role of measurement. *Journal of Coastal Conservation* 6.1, 67–78.
- Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAPAMA) (2017). Programa de vigilancia de basuras marinas en playas: Protocolo de muestreo. Madrid, 12 pp.
- Ministerio para la Transición Ecológica (MITECO) (2018). Programa de seguimiento de basuras marinas en playas. Informe de resultados Periodo 2013-2018. Madrid, 55 pp.
- OSPAR Commission (2009). Marine litter in the North-East Atlantic Region: Assessment and priorities for response. London, United Kingdom, 127 pp.
- OSPAR Commission (2010). Guideline for Monitoring Marine Litter on the Beaches in the OSPAR Maritime Area. Publication number 526/2010, 83 pp.
- Pieper C, Amaral-Zettler L, Law KL, Loureiro CM, Martins A. (2019). Application of Matrix Scoring Techniques to evaluate marine debris sources in the remote islands of the Azores Archipelago. *Environ Pollut.* 2019 Jun; 249:666-675.

- Ryan P.G. (2015). A Brief History of Marine Litter Research. In: Bergmann M., Gutow L., Klages M. (eds) *Marine Anthropogenic Litter*. Springer, Cham.
- Schäfer, E., Scheele, U., Papenjohann, M. (2019): Identifying sources of marine litter: Application of the Matrix Scoring Technique to the German North Sea region. Report on behalf of NLWKN and LKN-SH.
- Schulz M., Neumann D., Fleet D. M., Matthies M. (2013). A multi-criteria evaluation system for marine litter pollution based on statistical analyses of OSPAR beach litter monitoring time series. *Marine Environmental Research*: doi.10.1016/j.marenvres.2013.08.013.
- Tudor, D.T. & Williams, Allan & Ergin, Aysen & Earll, R.E. (2002). The use of multivariate statistical techniques to establish beach debris pollution sources. *Journal of Coastal Research*. 36. 716-725. 10.2112/1551-5036-36.sp1.716.
- Tudor D., Williams A.T. (2004). Development of a 'Matrix Scoring Technique' to determine litter sources at a Bristol Channel beach. *Journal of Coastal Conservation*, 9: 119-127.
- Van Franeker, J.A. (2013). Survey of methods and data analyses in the Netherlands OSPAR Beach Litter Monitoring program. IMARES, unpublished report, Texel, June 2013, 35 pp.
- Veiga, J.M., Fleet, D., Kinsey, S., Nilsson, P., Vlachogianni, T., Werner, S., Galgani, F., Thompson, R.C., Dagevos, J., Gago, J., Sobral, P. and Cronin, R. (2016). Identifying Sources of Marine Litter. MSFD GES TG Marine Litter Thematic Report; JRC Technical Report; EUR 28309; doi:10.2788/018068.
- Vlachogianni, Th., Fortibuoni, T., Ronchi, F., Zeri, Ch., Mazziotti, C., Tutman, P., Varezić, D.B., Palatinus, A., Trdan, S., Peterlin, M., Mandić, M., Markovic, O., Prvan, M., Kaberi, H., Prevenios, M., Kolutari, J., Kroqi, G., Fusco, M., Kalampokis, E., Scoullou, M. (2018). Marine litter on the beaches of the Adriatic and Ionian Seas: An assessment of their abundance, composition and sources. *Marine Pollution Bulletin*, 131(A), 745–756.
- Whiting, S. D. (1998). Types and sources of marine debris in Fog Bay, Northern Australia. *Marine Pollution Bulletin*, 36, 904–910.
- Williams A.T., Tudor D.T., Randerson P. (2003). Beach litter sourcing in the Bristol Channel and Wales. *U.K. Water, Air, and Soil Pollution* 143: 387–408.

Ensayos en modelo físico 3D de agitación y buques atracados de la ampliación de la Dársena de Escombreras

Juan Piñero Coloma^a, Antonio Baonza González^b, Diana de la Lama Jiménez^c y José María Valdés Fernández de Alarcón^d

^aCEDEX-CEPYC, , juan.pinero@cedex.es; ^bCEDEX-CEPYC, , Antonio.Baonza@cedex.es, ^cCEDEX-CEPYC, , diana.delelama@cedex.es y ^dCEDEX-CEPYC, , jose.M.Valdes@cedex.es.

Abstract

3D Physical model study of agitation and mooring vessels to determine the operability of Escombreras Port (Cartagena, Murcia) due to the construction of a new extensión.

Keywords: *Operability, Agitation, Mooring Vessels*

Resumen

Se ha realizado el estudio de operatividad de la ampliación prevista de la dársena de Escombreras en Cartagena (Murcia), que se realaizará en tres fases constructivas. Dicho estudio se ha realizado mediante los estudios en modelo físico de agitación y buque atracado.

Palabras clave: *Operatividad, buque atracado, agitación.*

1. Introducción

La Autoridad Portuaria de Cartagena (APC) tiene prevista la ampliación de la Dársena de Escombreras mediante la construcción de una explanada para dar servicio al tráfico de contenedores, cuya primera fase estará adosada al Dique Suroeste actual y en una fase posterior se prolongará cambiando de orientación hacia el oeste. Ambas superficies estarán protegidas por un dique de abrigo de tipología vertical. La escala utilizada en los ensayos fue de 1:100 y los oleajes ensayados son los correspondientes al punto SIMAR más cercano (1958-2019)



Fig. 1 Modelo físico. Fuente: CEDEX

1.1. Fase 1

En la Fase 1, se creará una explanada adosada al Dique Suroeste y protegida al norte por un talud de escollera que permitirá las operaciones de carga-descarga de contenedores en un longitud de muelle de 1.109 m. La protección al oleaje exterior se realiza mediante un dique de tipología vertical con un tramo final de 155 m de longitud y orientación W-20,6°N

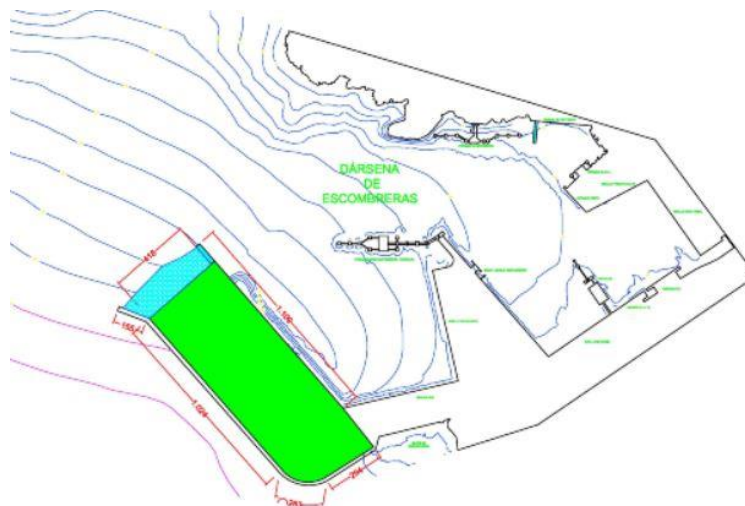


Fig. 2 Fase 1. Fuente: CEDEX

1.2. Fase 2

En la Fase 2 únicamente se prolongará el nuevo Dique Exterior hasta alcanzar una longitud total de 1.340 m manteniéndose la explanada de la Fase 1

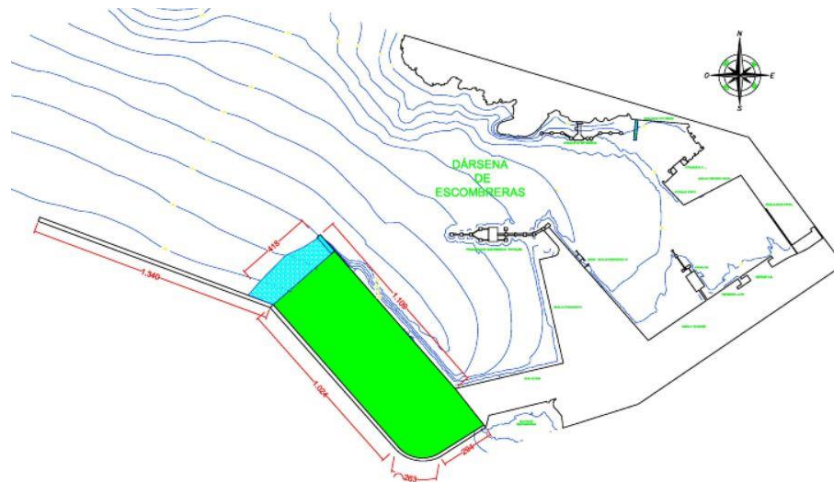


Fig. 3 Fase 2. Fuente: CEDEX

1.3. Fase 3

La Fase 3, configuración final, queda definida con una nueva explanada adosada a la anterior con la misma orientación de la prolongación del nuevo Dique Exterior y con una longitud de atraque de 1.189 m

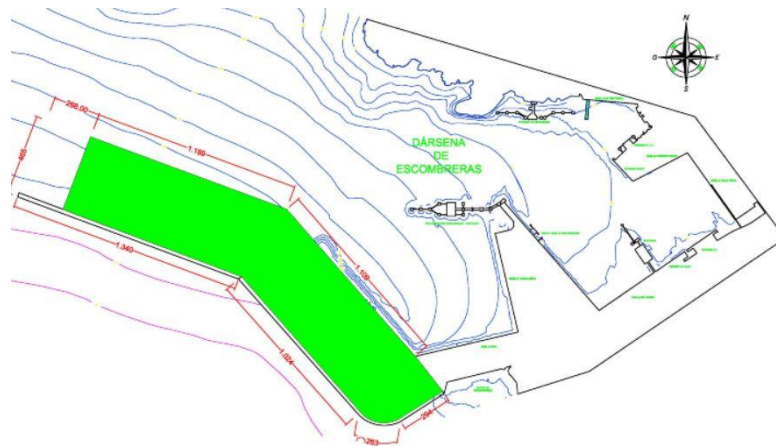


Fig. 4 Fase 3. Fuente: CEDEX

2. Ensayos de agitación

En los ensayos de agitación se han evaluado las condiciones de agitación en el interior, en la entrada a las dársenas y en una amplia zona del exterior, en un nivel de agua correspondiente a la bajamar y en las tres fases de ampliación mencionadas. En total, se han realizado 12 ensayos de agitación.

2.1. Oleajes

Se han considerado 2 direcciones de oleaje correspondientes a los sectores SSW y SW. Los oleajes procedentes de dichos sectores direccionales alcanzan la batimétrica -65 m con unas direcciones S-22.5°W y S-50°W respectivamente, independientemente del valor de los periodos asociados a cada una de ellas

De estas direcciones de oleaje y sus períodos se conocen sus frecuencias de presentación, construidos a partir de la serie histórica de oleaje del punto SIMAR 2072090 localizado en las coordenadas -1,0°E; 37,5°N y cuyo periodo de datos abarca desde enero 1958 a noviembre 2019.

Tabla 1. Oleajes ensayados. Fuente: CEDEX

Dirección (α_o)	T_p (s)	Dirección ($p=65$ m)	Intervalo T_p (s)	f_a	f_T	f_{aT}	H_s (m)	γ	k_{rs}
SSW (191°-213)	7	S-22,5°W	$T_p \leq 8$	0,22254	0,98779	0,21982	2,00	7,0	1,00
	9		$8 < T_p \leq 10$ s		0,01118		0,00249		2,50
SW (214°-237°)	7	S-50°W	$T_p \leq 8$	0,10011	0,84799	0,08489	2,00	7,0	1,00
	9		$8 < T_p \leq 10$ s		0,13298		0,01331		2,50

En la propagación de cada uno de los oleajes desde aguas profundas hasta el punto de referencia de alturas de ola considerado en el ensayo, se tiene en cuenta el coeficiente de transformación medio correspondiente al periodo ensayado.

Las alturas de ola de referencia se eligen, en general, de forma que sean suficientemente representativas desde el punto de vista de la explotación del puerto y compatibles con una adecuada generación y medida de las variaciones del nivel de agua en el modelo, evitándose en todo momento el descrestamiento de las olas, ya que se producirían pérdidas de energía por rotura en la zona de alimentación, lo que impediría establecer una relación lineal entre el oleaje en el interior y en el exterior del puerto.

2.2. Descripción de los ensayos

Para llevar a cabo el análisis de agitación, se fijaron un número determinado de puntos de control de altura de ola situados formando una malla más o menos uniforme en toda la superficie de agua preferentemente en las zonas de interés (zonas de atraque y bocanas).

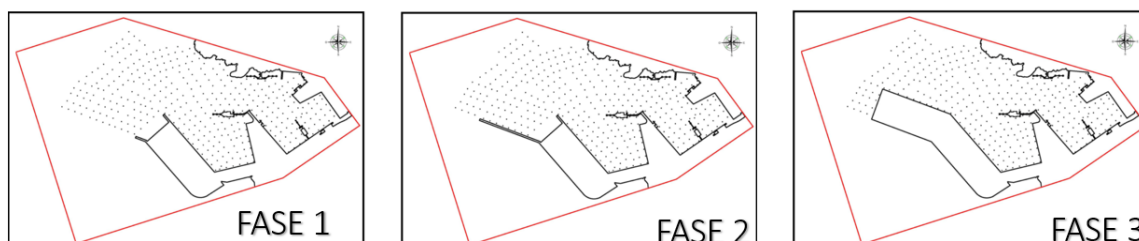


Fig.5 Puntos de control de la malla en cada Fase. Fuente: CEDEX

Los datos tomados en cada ensayo se almacenan en forma digital, realizándose un análisis estadístico para cada punto de medida que permite determinar, entre otros como más importantes, los siguientes parámetros:

Tabla 2. Parámetros medidos. Fuente: CEDEX

• Número de olas registrado	• T_s = Período significativo
• H_s = Altura significativa	• T_{med} = Período medio
• H_{med} = Altura media	• $T_{máx}$ = Período máximo
• $H_{máx}$ = Altura máxima	• $T_{mín}$ = Período mínimo
• $H_{mín}$ = Altura mínima	
• Distribución conjunta alturas-periodos	

La interpretación de los resultados obtenidos se llevó a cabo, como es habitual en este tipo de ensayos, analizando los valores de los coeficientes de agitación, k_i , definidos como la relación entre la altura de ola significativa en el punto considerado, H_{si} , y la altura significativa de referencia, H_{so} , medida ésta última en un punto exterior al puerto, generalmente frente a la paleta:

$$k_i = \frac{H_{si}}{H_{so}}$$

Una vez obtenidos los valores de los coeficientes de agitación se dibujan, para cada caso, las curvas de isoagitación.

Estas curvas permiten apreciar claramente cómo se distribuye la energía del oleaje en las zonas de medida facilitando, además, la comparación de las diversas situaciones de ensayo estudiadas.

Para una mejor interpretación de los resultados se definieron, en cada fase, unas zonas de cálculo de especial interés en cuanto al comportamiento hidrodinámico de la dársena o a sus condiciones de explotación. En cada una de estas zonas y para cada ensayo realizado, se determinaron los coeficientes de agitación medio ($k_{H\text{medio}}$) y máximo ($k_{H\text{máx}}$).

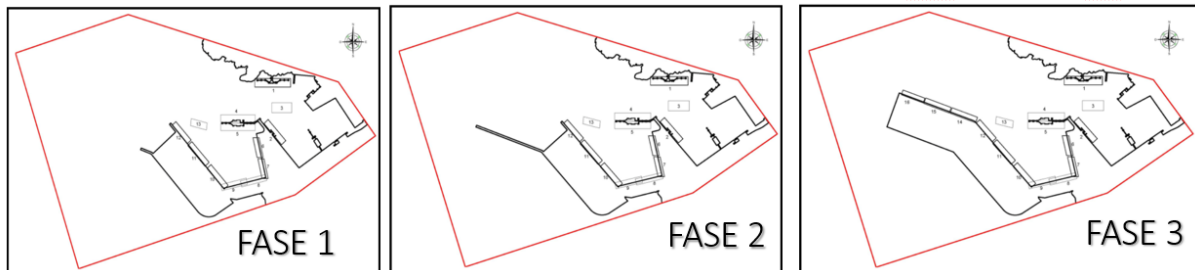


Fig.6 Zonas de interés en cada Fase. Fuente: CEDEX

Se estima, como límites operativos de altura de ola significativa los siguientes valores:

- $(H_s)\text{límite} = 0,30$ m para buques tipo Ro-Ro, Cruceros, Carriers y Portacontenedores de pequeño tamaño;
- $(H_s)\text{límite} = 0,50$ m para buques Portacontenedores y Graneleros de pequeño tamaño;
- $(H_s)\text{límite} = 0,75$ m para buques Graneleros;
- $(H_s)\text{límite} = 1,00$ m para buques Petroleros, Metaneros y Gaseros

2.3. Resultados-Coefficientes K_i

2.3.1. Fase 1

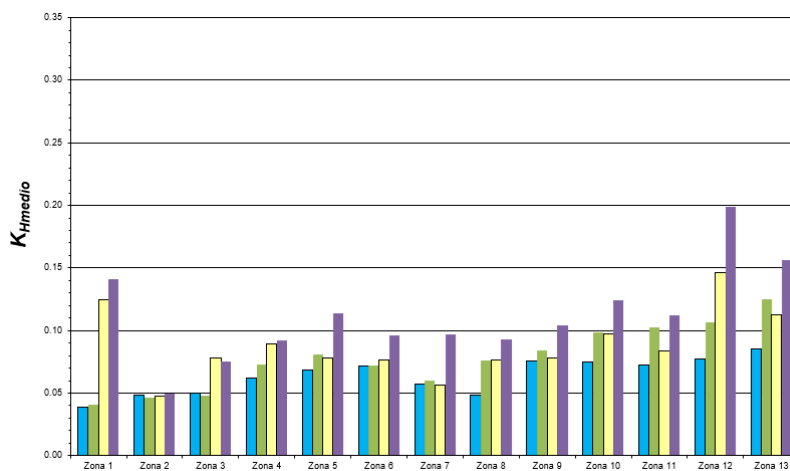


Fig.7 Coeficientes K_i por zonas en la Fase 1. Fuente: CEDEX

Oleaje SSW, las zonas 11,12 y 13 son las más desfavorables con coeficientes de agitación del orden de 0,13 como valor máximo (oleaje con periodo $T_p = 9$ s).

Oleajes del SW, las zonas 1, 5, 9, 10 y 11 alcanzan valores ligeramente superiores a 0,1, siendo las zonas 12 y 13 las más desfavorables con un coeficiente máximo de agitación de 0,199 (oleaje con periodo $T_p = 9$ s).

2.3.2. Fase 2

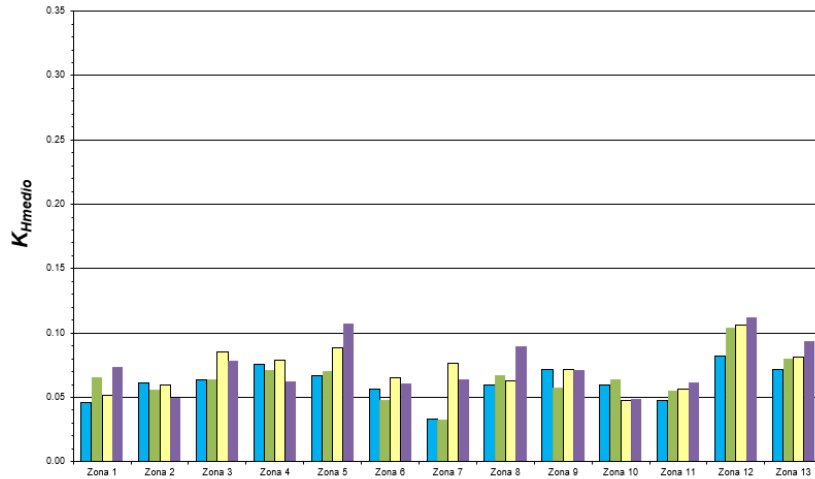


Fig.8 Coeficientes K_i por zonas en la Fase 2. Fuente: CEDEX

Para el oleaje del SSW la zona 12 es la más desfavorable con valores máximos del coeficiente de agitación de 0,104 (oleaje con $T_p = 9$ s).

Para el oleaje del SW, las zonas 12 y 13 alcanzan los valores máximos del coeficiente de agitación de 0,112 y 0,094 respectivamente (oleaje con $T_p = 9$ s).

2.3.3. Fase 3

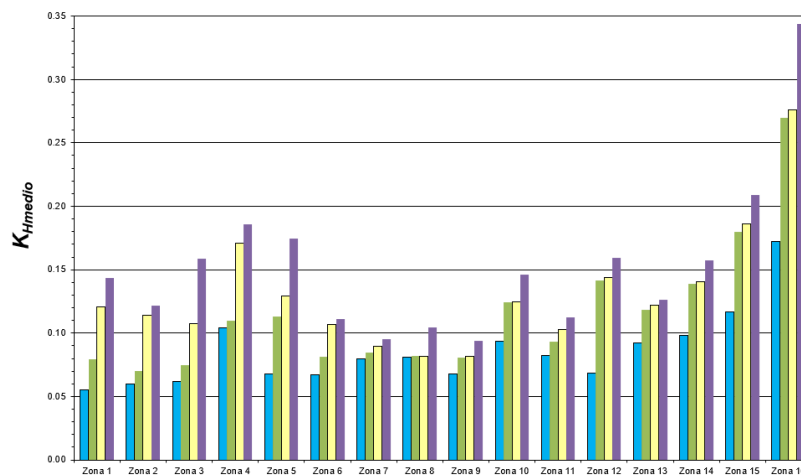


Fig.9 Coeficientes K_i por zonas en la Fase 3. Fuente: CEDEX

La nueva explanada encauza el oleaje lo que produce un ligero incremento de la agitación en su interior. Con oleaje SSW, en las zonas 15 y 16 los valores máximos del coeficiente de agitación pasan a ser 0,18 y 0,27, respectivamente (oleaje con $T_p = 9$ s). Con oleaje SW, en las zonas 4,15 y 16 los valores máximos del coeficiente de agitación pasan a ser 0,186, 0,209 y 0,343, respectivamente (oleaje con $T_p = 9$ s).

2.4. Resultados- $H_{\text{límite}}=0.30$ m

2.4.1. Fase 1

Se presenta en mayor medida en las zonas 1, 12 y 13 con valores que van desde 10 a 38 horas en un año medio.

2.4.2. Fase 2

($H_{\text{límite}} = 0,30$ m se presenta en mayor medida en las zonas 5 y 12 con valores que van desde 1 a 1,8 horas en un año medio.

2.4.3. Fase 3

($H_{\text{límite}} = 0,30$ m se presenta en mayor medida en las zonas 4,15 y 16 con valores que van desde 50 a 215 horas en un año medio.

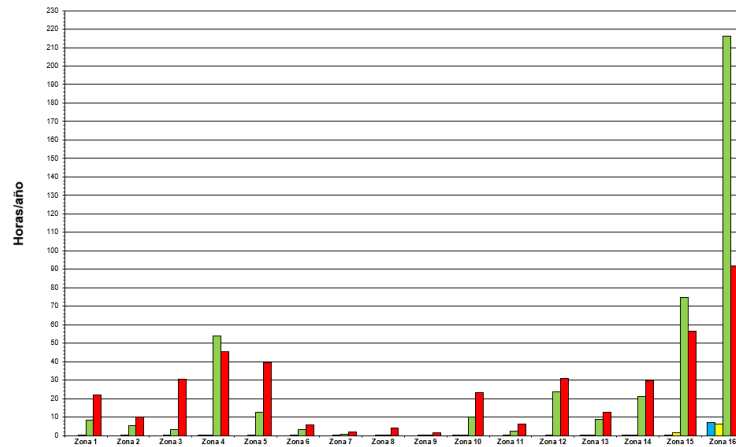


Fig.10 Horas al año que se supera la $H_{\text{límite}}$ en cada zona de la Fase 3. Fuente: CEDEX

2.5. Resultados- $H_{\text{límite}}=0.50$ m

2.5.1. Fase 1

($H_{\text{límite}} = 0,50$ m solamente se supera 3 horas en un año medio en la zona 12

2.5.2. Fase 2

($H_{\text{límite}} = 0,50$ m el tiempo de excedencia es prácticamente nulo en todas las zonas de atraque.

2.5.3. Fase 3

($H_{\text{límite}} = 0,50$ m se presenta en mayor medida en las zonas 15 y 16 con valores de 9 y 49 horas en un año medio respectivamente.

2.6. Resultados- $H_{\text{límite}}=0.75$ m

Se considera despreciable el tiempo de excedencia en todas las zonas de atraque para cada una de las fases constructivas.

2.7. Resultados- $H_{\text{límite}}=1.00$ m

Se considera despreciable el tiempo de excedencia en todas las zonas de atraque para cada una de las fases constructivas.

3. Buques Atracados

El objetivo de los ensayos de comportamiento de buques atracados es poder estimar el rango de las tensiones en las amarras y de las reacciones en las defensas, así como las amplitudes de los movimientos de los buques, con el fin de orientar sobre las condiciones de explotación y la operatividad de los atraques.

3.1. Configuraciones en planta ensayadas

Se llevaron a cabo los ensayos en la Fase 1 y como consecuencia de los buenos resultados se acordó con la APC y PE no realizar ensayos de buques atracados en la Fase 2, ya que en todo caso mejorarían los resultados. Por la misma razón, se acordó ensayar en la Fase 3 el Portacontenedores de 294 m de eslora en el atraque más desfavorable del Muelle de Contenedores creado en esta fase (extremo más al norte) y, analizar el comportamiento de un nuevo buque portacontenedores de pequeño tamaño en el mismo atraque.

3.1.1. Fase 1

Los buques ha ensayar e esta fase son:

- El Portacontenedores 294 m en el Muelle de Contenedores Interior
- El Bulkcarrier 103 m en el Muelle Polivalente y en el Muelle Sur
- El Petrolero 93 m en el Atraque Norte del Pantalán Bastarreche con paramentos permeable y no permeable
- El LNG 222 m en el Atraque de Metaneros

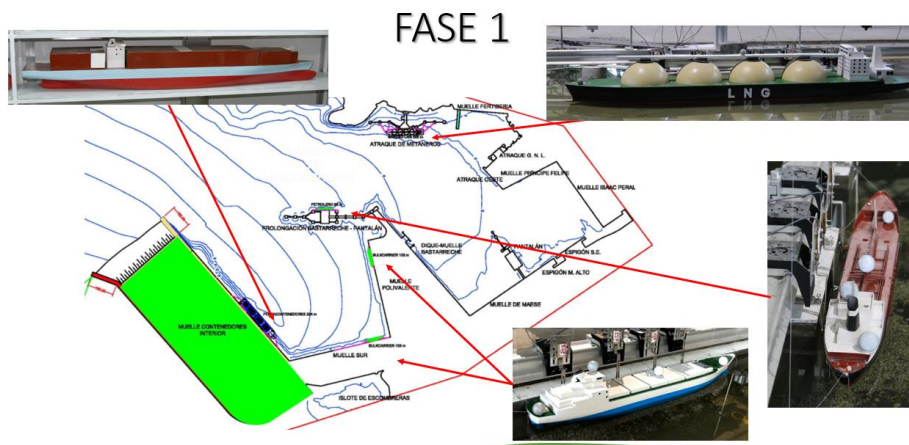


Fig.11 Buques a ensayar en cada muelle en la Fase 1. Fuente: CEDEX

3.1.2. Fase 3

Los buques ha ensayar e esta fase son:

- El Portacontenedores 294 m en el Muelle de Contenedores
- El Portacontenedores 135 m en el Muelle de Contenedores
- El Bulkcarrier 103 m en el Muelle Polivalente

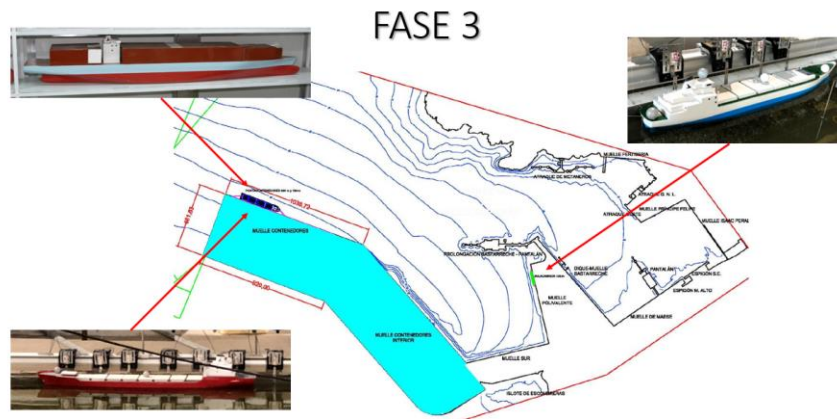


Fig.12 Buques a ensayar en cada muelle en la Fase 3. Fuente: CEDEX

3.2. Oleajes ensayados

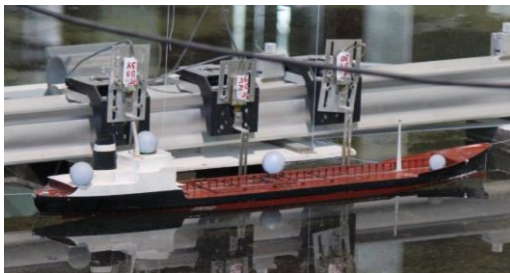
Se utilizaron las mismas características de los oleajes utilizados en los ensayos de agitación. Las alturas de ola a las que se somete el buque en su atraque correspondiente han sido, en todos los casos, 4 y sus valores fueron:

Hs = 1,5 - 2,0 - 2,5 y 3,0 m, con el periodo de pico $T_p = 7$ s

Hs = 2,0 - 2,5 - 3,0 y 3,5 m, con el periodo de pico $T_p = 9$ s

3.3. Resultados

3.3.1. Petrolero



Pantalán Bastarreche Atrake Norte		ROM 2.0-11 Operatividad	ROM 2.0-11 Permanencia en atraque	PIANC, 1995
Paramento permeable Fase 1	Movimiento crítico	Balance	Balance	Balance
	I_E (horas/año)	0,00	0,00	0,00
Paramento no permeable Fase 1	Movimiento crítico	Balance	Balance	Balance
	I_E (horas/año)	0,00	0,00	0,00

Fig.13 Petrolero. Fuente: CEDEX

Los movimientos verticales son los más desfavorables según todos los criterios, destacando el balance. Los movimientos horizontales han sido poco significativos.

Las fuerzas máximas en las amarras y los valores máximos de las reacciones en las defensas quedan muy por debajo de sus correspondientes cargas de trabajo. Por lo que aplicando todos los criterios, los resultados indican una operatividad del atraque del 100% en un año medio.

3.3.2. Portacontenedor de 294 m



Muelle Contenedores		ROM 2.0-11	PIANC, 1995 50 % Eficiencia	PIANC, 1995 100% Eficiencia	PIANC, 2012 Limite vaivén Superior	PIANC, 2012 Limite vaivén Inferior
Interior Fase 1	Movimiento crítico	Deriva	Alteada	Deriva	Deriva	Vaivén
	I_E (horas/año)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fase 3	Movimiento crítico	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva	Deriva
	I_E (horas/año)	12,39	0,00	0,00	2,76	2,76

Fig.14 Portacontenedor de 294 m. Fuente: CEDEX

Los movimientos horizontales son los más desfavorables, destacando la deriva y en menor medida el vaivén. Los movimientos verticales han sido poco significativos.

Las fuerzas máximas en las amarras y los valores máximos de las reacciones en las defensas quedan muy por debajo de sus correspondientes cargas de trabajo. Por lo que aplicando todos los criterios, los resultados indican una operatividad del atraque del 100% en un año medio.

3.3.3. Portacontenedor de 135 m

		Muelle Contenedores	ROM 2.0-11	PIANC, 1995 50 % Eficiencia	PIANC, 1995 100% Eficiencia	PIANC, 2012 Limite vaivén Superior	PIANC, 2012 Limite vaivén Inferior
		Movimiento crítico	Balance	Cabeceo	Cabeceo	Deriva	Deriva
Fase 3	I_E (horas/año)	133,75	2,68	54,30	2,76	2,76	

Fig.15 Portacontenedor de 135 m. Fuente: CEDEX

Los movimientos verticales son los más desfavorables, destacando el balance con el criterio ROM y el cabeceo según el criterio PIANC 1995. Los movimientos horizontales han sido poco significativos, siendo el más desfavorable la deriva según el criterio PIANC 2012

Las fuerzas máximas en las amarras y los valores máximos de las reacciones en las defensas quedan muy por debajo de sus correspondientes cargas de trabajo. Como se puede observar, aplicando todos los criterios, los resultados indican una operatividad del atraque aceptable en un año medio

3.3.4. Bulkcarrier


		Muelle	ROM 2.0-11 Operatividad	ROM 2.0-11 Permanencia en atraque	PIANC, 1995
		Movimiento crítico	Balance	Balance	Balance
Polivalente Fase 1	I_E (horas/año)	26,18	0,00	0,00	
Polivalente Fase 3	Movimiento crítico	Balance	Balance	Alteada	
	I_E (horas/año)	34,66	0,00	0,00	
Sur Fase 1	Movimiento crítico	Balance	Balance	Balance	
	I_E (horas/año)	14,28	0,00	0,01	

Fig.16 Bulkcarrier. Fuente: CEDEX

Los movimientos verticales son los más desfavorables según todos los criterios, destacando el balance. Los movimientos horizontales han sido poco significativos.

Las fuerzas máximas en las amarras y los valores máximos de las reacciones en las defensas quedan muy por debajo de sus correspondientes cargas de trabajo. Como se puede observar, aplicando todos los criterios, los resultados indican una operatividad de los atraques muy elevada en un año medio.

3.3.5. LNG

		Atrake de Metaneros	ROM 2.0-11 Operatividad	ROM 2.0-11 Permanencia en atraque	PIANC, 1995
		Movimiento crítico	Deriva	Deriva	Vaivén
Fase 1	I_E (horas/año)	0,00	0,00	0,00	

Fig.17 LNG. Fuente: CEDEX

Los movimientos horizontales han sido los más desfavorables según todos los criterios, destacando la deriva según el criterio ROM y el vaivén según el criterio PIANC. Los movimientos verticales han sido poco significativos.

Las fuerzas máximas en las amarras y los valores máximos de las reacciones en las defensas quedan muy por debajo de sus correspondientes cargas de trabajo. Como se puede observar, aplicando todos los criterios, los resultados indican una operatividad del atraque del 100% en un año medio.

4. Conclusiones del estudio

Los resultados obtenidos en los ensayos permiten establecer las siguientes conclusiones:

En la Fase 1, el tiempo estimado de operatividad en función de la elevación de la lámina de agua, según los resultados de los ensayos de agitación, es prácticamente del 100% en todas las zonas del puerto para los tipos de buque potencialmente usuarios de sus instalaciones

Las condiciones de agitación mejoran con la ampliación del Dique de Abrigo, tal y como se aprecia en los resultados de los ensayos de agitación de la Fase 2

El incremento de agitación que se produce en la Fase 3 con el oleaje del sector SW es debido a que la configuración representada en el modelo, encauza el oleaje hacia el interior. No obstante, la operatividad en todas sus zonas sigue siendo prácticamente del 100%

Finalmente, es preciso indicar que la operatividad de los muelles queda cuantificada, principalmente, por los resultados obtenidos en los ensayos de buques atracados, siendo el Índice de Excedencia de una altura de ola límite determinada un coeficiente meramente indicativo de las condiciones de agitación en las diferentes zonas de atraque analizadas.

Del análisis de los resultados de los ensayos y tras la aplicación de las consideraciones señaladas, a lo largo de este informe, se deduce la siguiente conclusión general: todas las situaciones ensayadas presentan excelentes resultados, a excepción del Portacontenedores 135 m, sólo ensayado en la Fase 3, pero cuyos resultados se pueden considerar aceptables.

Diques homogéneos de baja cota para la protección de playas y la recuperación de arrecifes de coral

Homogeneous low-crested structures for beach protection and regeneration of coral reefs

Josep R. Medina^a, M. Esther Gómez-Martín^a, Patricia Mares-Nasarre^b, Mireille Escudero^c, Itxaso Odériz^{c,d}, Edgar Mendoza^c y Rodolfo Silva^c

^aLaboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València, jrmedina@upv.es, mgomar00@upv.es, ^bDelft University of Technology, p.maresnasarre@tudelft.nl, ^cInstituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mescudero@iingen.unam.mx, emendozab@iingen.unam.mx, rsilvac@iingen.unam.mx, ^dIHCantabria - Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, itxaso.oderiz@unican.es

Abstract

Homogeneous Low-Crested Structures (HLCS) have been proposed to regenerate coral reefs and to protect beaches behind retreating coral reef areas. HLCS are built with large rocks or precast concrete units and can be considered a multi-purpose green infrastructure. The main advantage of HLCS is the high permeability and large internal voids, adequate for the coralline colonization and attraction of a variety of fishes. Additionally, if necessary, HLCS are easy to dismantle and large rocks or concrete elements are easy to re-use. This paper focuses on designing placement grids which are critical for the mechanical functionality of HLCS; physical and numerical tests are analyzed for mimicking real cases of Cubipod HLCS's placement. Finally, results from hydraulic stability physical tests in depth-limited wave breaking conditions show that 3-layer and 50% porosity Cubipod HLCS configuration seems adequate to reduce the damages caused by wave storms..

Keywords: low crested structures, Cubipod, placement grid, placement test, bullet physical engine, hydraulic stability, wave transmission, coral reef, green infrastructure, wave breaking conditions.

Resumen

Para proteger las playas en retroceso en zonas abrigadas por arrecifes y propiciar condiciones de regeneración de los arrecifes de coral, se ha propuesto utilizar diques homogéneos de baja cota (HLCS) contruidos con grandes rocas o elementos prefabricados de hormigón como infraestructura verde multipropósito. La ventaja de las HLCS radica en su gran permeabilidad y huecos internos, adecuada para la colonización coralina y la atracción de peces, junto con la facilidad de desmantelamiento y reutilización en caso necesario. En este artículo se justifica la gran relevancia de las mallas de colocación en el diseño de HLCS y se analizan los resultados de experimentos físicos y numéricos de construcción realista de HLCS de Cubípodos. Por otro lado, los resultados iniciales de estabilidad hidráulica de HLCS de Cubípodos a rotura por fondo muestran que la configuración de tres capas y 50% de porosidad parece la idónea para limitar a un nivel muy bajo los daños en la HLCS ocasionados por los temporales.

Palabras clave: diques de baja cota, Cubipod, malla de colocación, LCS, BPE, estabilidad hidráulica, transmisión de oleaje, arrecifes de coral, infraestructura verde, rotura por fondo.

1. Introducción

El cambio climático y otros procesos antrópicos están afectando negativamente a una gran variedad de ecosistemas marinos como los arrecifes de coral. Rinkevich (2014) estima un retroceso entre el 1% y 2% anual acumulado en los arrecifes de coral del mundo en las últimas décadas; una degradación que refleja el gran impacto de las perturbaciones humanas sobre la biodiversidad y el funcionamiento de los arrecifes de coral y los valiosos ecosistemas asociados (ver Mumby et al., 2007).

En muchas regiones del planeta, el equilibrio de los ecosistemas marinos y el turismo de sol y playa dependen de la buena salud de los arrecifes de coral, ecosistemas de gran biodiversidad en regresión a escala planetaria desde hace décadas. Los arrecifes de coral generan del orden de mil m^3/km^2 de sedimentos de carbonato cálcico (conchas y restos de animales) que alimentan las playas de forma continuada (Medina et al., 2020) y, además, a corto plazo reducen la energía del oleaje que alcanza la costa durante los temporales (Ferrario et al., 2014, y Silva et al., 2016).

Para proteger las playas en zonas de coral en retroceso y replicar el servicio de protección que ofrecen los arrecifes, Odériz et al. (2018) proponen utilizar diques homogéneos de baja cota (HLCS: Homogeneous Low-Crested Structures) construidos con elementos prefabricados de hormigón. La ventaja de las HLCS radica en su gran permeabilidad, adecuada para la colonización de larvas de coral, junto con facilidad de desmantelamiento y reutilización de piezas en caso necesario. Las HLCS (ver Fig. 1a) pueden construirse con escollera o elementos prefabricados de hormigón, pueden atraer especies diferentes de peces (como los arrecifes artificiales pesqueros y deportivos) y pueden convertirse en puntos de atracción turística al regenerar el arrecife de coral y los ecosistemas asociados. Los diques exentos convencionales LCS (ver Fig. 1b) se construyen con material de cantera de diferentes tamaños y son los habitualmente utilizados para la protección de playas. Los diques exentos convencionales (LCS) también tienen un bajo impacto visual y pueden ser hábitat de diferentes especies marinas, favoreciendo la conectividad de los ecosistemas; sin embargo, las LCS convencionales tienen un núcleo con una baja permeabilidad y requieren canteras accesibles con unas características adecuadas para producir las grandes rocas que necesita el manto principal. Las HLCS son funcionalmente similares a las LCS pero tienen claras ventajas en zonas coralinas: (1) se pueden utilizar elementos de hormigón prefabricados en su construcción si la escollera de gran tamaño no es accesible, (2) son estructuras muy porosas con zonas de muy diversa iluminación, (3) están constituidas por elementos estables adecuados para la colonización coralina, (4) pueden constituir puntos de atracción turística, atraer y proteger especies muy variadas de peces como los arrecifes artificiales, (5) protegen la playa próxima reduciendo la energía del oleaje, (6) se puede modificar la composición del hormigón para que se fijen mejor las larvas de coral y (7) son fáciles de desmantelar y las piezas se pueden re-utilizar. Las HLCS deben ser monitorizadas después de su instalación para controlar la colonización coralina y de otras especies para garantizar una evolución resiliente del ecosistema. A pesar que la huella energética y de carbono producida por el hormigón, el beneficio último de la alternativa propuesta es mayor que los inconvenientes generados.

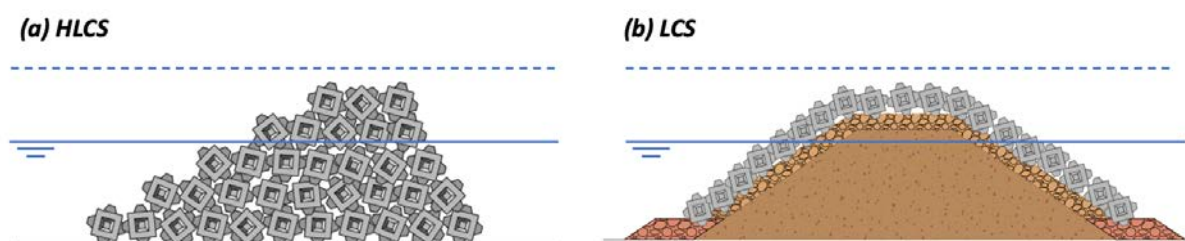


Figura 1. Sección tipo de un dique exento: (a) HLCS de Cubípodos de cinco capas y (b) LCS convencional

Dependiendo de la localización, espacio disponible y urgencia ambiental o social, las HLCS pueden considerarse una infraestructura verde multipropósito (Silva et al., 2017). Como dique exento, las HLCS puede proteger la línea de costa como lo hace un dique exento convencional pero con un menor impacto ambiental (sin polvo ni turbidez, con piezas re-utilizables y fácil de desmantelar). Los elementos de las HLCS forman estructuras estables muy porosas con una variedad de intensidades de iluminación y huecos que favorecen la biodiversidad y la restauración

de los ecosistemas marinos. Las HLCS emulan el funcionamiento de los arrecifes de coral al reducir la energía del oleaje que alcanza la línea de costa y puede regenerar los hábitats coralinos y aumentar los correspondientes servicios ecosistémicos. Odériz et al. (2018) describen una posible instalación de HLCS de Cubípodos (una, tres y cinco capas) en una playa del Mar Caribe con la intención de proteger la playa y regenerar una zona de arrecifes de coral en retroceso; se definen algunos criterios de ingeniería para diseñar HLCS de Cubípodos para playas con estados de mar marítimos típicos del Mar Caribe, sobre todo lo relacionado con las mallas de colocación y la transmisión de oleaje. Posteriormente, Medina et al. (2020) resaltan la importancia de las mallas de colocación y el proceso constructivo para la correcta construcción de HLCS y la utilidad de los simuladores numéricos para una construcción realista de HLCS, diseñando mallas y procedimientos de construcción óptimos. En el presente artículo, además de resaltar la importancia de la validación de los simuladores numéricos de construcción realista y la estimación de la transmisión de oleaje, se describen los resultados preliminares de estabilidad hidráulica de HLCS de tres y cinco capas de Cubípodos a rotura por fondo; las HLCS de 3 capas mostraron daños mínimos a rotura por fondo.

2. Ensayos físicos 2D, transmisión, disipación y reflexión del oleaje

En este estudio se presentan los resultados de ensayos físicos 2D de HLCS de Cubípodos de una, tres y cinco capas (ver Odériz et al., 2018) realizados en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (II-UNAM). En el primer estudio sobre HLCS de Cubípodos se desarrollaron nueve series de ensayos 2D de estabilidad hidráulica en el canal de ensayos del II-UNAM (29.0x0.40x0.52 m) con dos escalas diferentes (1/37.5 y 1/42.8) correspondientes a tres tipos de HLCS de Cubípodos previstos en una playa de la costa caribeña de México. El coeficiente de transmisión, $C_t = H_{st}/H_{si}$, es el parámetro más relevante para caracterizar el comportamiento de diques exentos en la protección de playas; las Ecs. 1 a 3 (ver Medina et al., 2019) pueden utilizarse para estimar los coeficientes de transmisión de las HLCS de Cubípodos de una, tres y cinco capas (A1, C3 y B5) ensayadas en la UNAM.

$$C_t(A1) = 0.45 - 0.30 \left(\frac{R_c}{H_{si}} \right) \quad (1)$$

$$C_t(C3) = 0.60 - 0.35 \left(\frac{R_c}{H_{si}} \right) \quad (2)$$

$$C_t(B5) = \max \left[0.54; 0.54 - 0.40 \left(\frac{R_c}{H_{si}} \right) \right] \quad (3)$$

donde $C_t = H_{st}/H_{si}$ es el coeficiente de transmisión, R_c es el francobordo, H_{si} es la altura de ola significativa incidente y H_{st} es la altura de ola significativa transmitida. Si comparamos estos coeficientes de transmisión con la Ec. 4 recomendada por d'Angremond et al. (1996) para LCS convencionales, los coeficientes de transmisión de las HLCS son mayores que los correspondientes a las LCS convencionales de características similares, debido a la menor permeabilidad del núcleo en las LCS.

$$C_t(LCS) = -0.4 \left(\frac{R_c}{H_{si}} \right) + 0.64 \left(\frac{B}{H_{si}} \right)^{-0.31} \left(1 - e^{-\frac{I_{rpi}}{z}} \right) \quad (4)$$

donde B es la anchura en coronación e I_{rpi} es el número de Iribarren utilizando H_{si} y el periodo de pico, T_p . La Fig. 2 compara los coeficientes de transmisión medidos de las HLCS de Cubípodos tipo A1 (rojo), C3 (azul) y B5 (negro) con las estimaciones de las Ecs. 1 a 3 (HLCS) y la Ec. 4 (LCS convencionales).

Las HLCS reducen la energía del oleaje que alcanza la playa, la mayor parte por disipación y una pequeña proporción de energía reflejada; el resto es energía transmitida que alcanzará la playa. Esta energía transmitida depende fundamentalmente del oleaje incidente que no se puede controlar y de la cota de coronación de la estructura que sí se puede controlar en la fase de diseño. El francobordo relativo, R_c/H_{si} , es la variable crítica en las Ecs. 1 a 4; a mayor francobordo relativo, menor coeficiente de transmisión. Las HLCS de 3 y 5 capas de Cubípodos (ver Fig. 2) tienen unos coeficientes de transmisión superiores a las LCS convencionales con núcleo

poco permeable; con francobordo nulo, las HLCS transmiten un 30% de a energía aproximadamente mientras que las LCS convencionales transmiten un 10% de la energía.

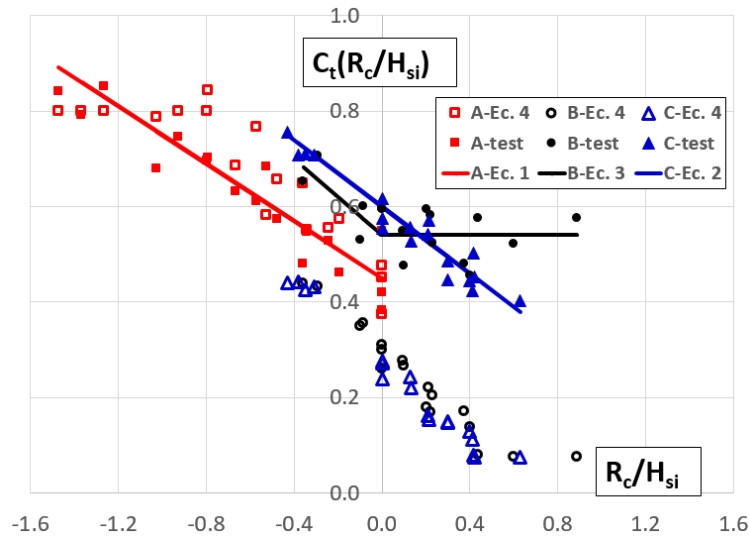


Figura 2. Comparación de los valores observados de los coeficientes de transmisión C_t (símbolos rellenos) de HLCS de Cubipodos con los valores estimados dados por las Ecs. 1 a 3 y los estimados con la Ec. 4 para LCS convencionales

La Fig. 3 muestra los cuadrados de los coeficientes de transmisión, reflexión y disipación, relacionados con la proporción de energía transmitida, reflejada y disipada por la estructura. La Ec. 5 describe la conservación de energía en los ensayos 2D.

$$1 = C_t^2 + C_r^2 + C_d^2 \quad (5)$$

donde $C_r = H_{sr}/H_{si}$ es el coeficiente de reflexión, H_{sr} es la altura de ola significativa reflejada y C_d es el coeficiente de disipación.

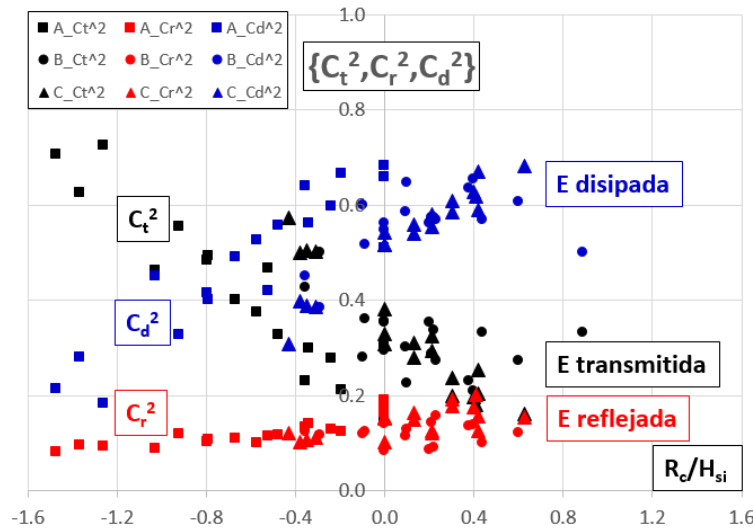


Figura 3. Proporción de la energía del oleaje incidente que es transmitida C_t^2 (negro), reflejada C_r^2 (rojo) y disipada C_d^2 (azul), en función del francobordo adimensional, para HLCS de Cubipodos de una (A1), tres (C3) y cinco capas (B5)

Además, dado que la energía transmitida depende del francobordo y éste no puede ser modificado cambiando el núcleo (como en el caso de las LCS convencionales), la malla y el proceso de colocación de elementos resultan

relevantes para la funcionalidad de la estructura. Para estimar correctamente los coeficientes de capa (ver Keyser and Jacobs, 2020) se han realizado en el Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV) ensayos físicos de construcción a escala reducida de HLCS de Cubípodos sobre fondo plano. Las zonas con arrecifes de coral en retroceso pueden ofrecer un sustrato duro, pero raramente es horizontal y resulta conveniente disponer de un método que permita estimar las mallas de colocación idóneas sobre cualquier fondo. Para resolver el problema, Molines et al. (2021) proponen la utilización de un método numérico basado en el software libre Bullet Physical Engine (BPE). Este modelo numérico se calibró con los datos de los experimentos físicos de construcción sobre fondo horizontal. Las mallas y procedimientos de colocación son críticos para el diseño de estas estructuras y en este estudio se presenta un método numérico, calibrado con ensayos de colocación físicos, para analizar diferentes mallas de colocación de HLCS de Cubípodos óptimas para diversas estructuras.

3. Ensayos 3D físicos y numéricos de construcción de HLCS de Cubípodos

El francobordo adimensional, R_c/H_{st} , es la variable explicativa más importante de la transmisión en diques exentos LCS o HLCS (ver Ecs. 1 a 4); si se reduce el francobordo, se aumenta la transmisión de oleaje. En el caso de LCS convencionales, es relativamente fácil modificar la cota de coronación del dique añadiendo o quitando material del núcleo; el cambio de francobordo es mucho más difícil en el caso de HLCS ya que la cota de coronación del dique viene condicionada por el número de capas (1, 2, 3, etc.), el tamaño del elemento utilizado (D_n) y la malla de colocación empleada. La malla de colocación afecta la porosidad de la estructura, su viabilidad constructiva y la cota de coronación; es necesario pues disponer de conocimiento objetivo sobre qué mallas y rangos de porosidad son factibles y cuál es su efecto sobre la cota de coronación. Para HLCS de Cubípodos no son viables mallas de colocación con porosidades muy bajas ($p < 45\%$) o muy altas ($p > 60\%$) y, dentro del rango viable, algunas mallas y porosidades permiten mayores tolerancias en la colocación y menores pérdidas no deseadas durante el proceso constructivo. En general, las mallas de colocación de mayor porosidad generan cotas de coronación algo más bajas.

La porosidad es la proporción de huecos en un sistema granular; aunque es una variable intuitiva y fácil de definir, en general, resulta difícil de medir en la práctica. La mayoría de los manuales de ingeniería, para escollera y diferentes tipos de piezas prefabricadas recomiendan porosidades nominales y coeficientes de capa específicos a considerar en los mantos de diques en talud. El SPM (1984) define la densidad de colocación de piezas en el manto principal de diques en talud como

$$\varphi = n(k_{\Delta})(1 - P\%) \left(\frac{1}{D_n}\right)^2 \quad (6)$$

donde n es el número de capas, k_{Δ} es el coeficiente de capa, $P\%$ es la porosidad nominal, $D_n = (W/\gamma_r)^{1/3}$ es el diámetro nominal o lado de cubo equivalente, W es la mediana del peso de los elementos del manto y γ_r es el peso específico del elemento (homigón o roca). La densidad de colocación es dimensional y se suele medir en unidades colocadas cada 100 m²; un parámetro adimensional más conveniente para medir el consumo relativo de hormigón es la densidad de empaquetado, Φ . Esta densidad de colocación adimensional se define como

$$\Phi = (D_n^2)\varphi = n(k_{\Delta})(1 - P\%) \quad (7)$$

Tanto φ como Φ tiene un claro significado físico, pero el coeficiente de capa, k_{Δ} , y la porosidad nominal $P\%$, no lo tienen porque los dos están relacionados en las Ecs. 6 y 7 dentro de un único factor $[(1-P\%) \cdot (k_{\Delta})]$. Para el caso de los mantos principales de diques en talud, Medina (2010) señala que se consigue la misma densidad de colocación (Ecs. 6 y 7) usando la combinación $P\%=0.47$ y $k_{\Delta}=1.10$ y usando $P\%=0.42$ with $k_{\Delta}=1.00$; así pues, el criterio para definir el coeficiente de capa, k_{Δ} , afecta el criterio para definir la porosidad nominal, $P\%$. Para diques en talud convencionales, no es relevante el criterio que se utilice para definir el coeficiente de capa porque la porosidad nominal puede ajustarse para obtener la densidad de colocación y porosidad correctas. Pero esa situación no es la de las HLCS porque k_{Δ} no solo afecta la porosidad nominal sino también la cota de coronación de la estructura, el francobordo y la transmisión de oleaje. Las HLCS requieren un criterio claro para definir los espesores de capa que sean aplicables tanto a prototipos como a estructuras a escala reducida.

3.1 Ensayos físicos de construcción

En este estudio se utiliza la metodología propuesta por De Keyser and Jacobs (2020) para estimar los espesores de capa y la altura de coronación de HLCS de Cubípodos. Estos autores realizaron una serie de ensayos de colocación de Cubípodos en HLCS de cinco capas sobre fondo horizontal; se estudiaron diferentes mallas de colocación rectangulares y triangulares con separaciones (a/D_n) y (b/D_n) en la misma dirección y perpendicular a la dirección del oleaje, respectivamente. La malla de colocación triangular con $a/D_n=1.58$ y $b/D_n=1.27$ recomendada por Odériz et al. (2018) resulta ser muy parecida a la triangular equilátera con $[(1-P\%)\cdot(k_\Delta)]=0.50$. Cartulinas cuadradas de dos diámetros nominales de lado se colocaron sobre cada capa horizontal de la estructura HLCS (envolvente superior) con objeto de medir el espesor de capa por diferencia de cota media entre envolventes sucesivas.



Figura 4. Colocación de cartulinas para medir los espesores de capa como diferencia de cotas de las envolventes de capa

Si los Cubípodos se colocan sobre un fondo plano horizontal, la envolvente superior es un plano paralelo a una distancia de $1.30 D_n$ ya que los Cubípodos quedan apoyados con orientación aleatoria en una arista del núcleo cúbico y otra del extremo cuadrado de una de las protuberancias; así pues, el coeficiente de capa de la primera capa es siempre $k_{\Delta 1}=1.30$. Los Cubípodos de la segunda capa penetran parcialmente en la envolvente horizontal superior de la primera capa y esta penetración depende de la porosidad de la capa.

En el laboratorio (ver Fig. 4), De Keyser and Jacobs (2020) midieron coeficientes de capa $k_{\Delta 2}=1.07$, $k_{\Delta 3}=0.98$, $k_{\Delta 4}=0.97$ y $k_{\Delta 5}=0.99$, para la malla de colocación triangular con $a/D_n=1.58$ y $b/D_n=1.27$ recomendada por Odériz et al. (2018). Los coeficientes de capa de las capas superiores $k_{\Delta j}$ ($j>1$) decrecen si ab/D_n^2 aumenta (mayor porosidad). La Fig. 5 muestra los diferentes coeficientes de capa medidos con el criterio de la envolvente superior que implica $k_{\Delta 1}=1.30$ en el caso de Cubípodos.

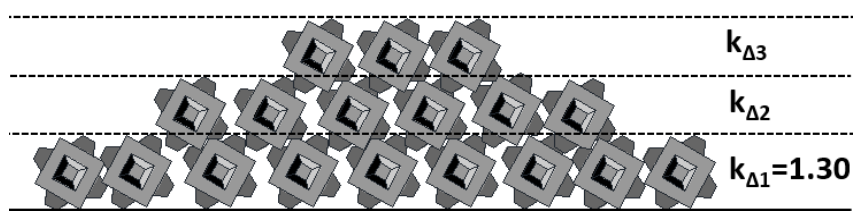


Figura 5. Coeficientes de capa de una HLCS de tres capas de Cubípodos sobre fondo horizontal

3.1 Ensayos numéricos de construcción

Centi (2020) y Molines et al. (2021) calibraron con datos de De Keyser and Jacobs (2020) un software Bullet Physical Engine (BPE), del tipo de los utilizados en videojuegos, para la construcción numérica de HLCS de Cubípodos. El software BPE utiliza las leyes de la mecánica clásica considerando cuerpos rígidos. Las simulaciones numéricas de construcción utilizan aproximaciones que requieren definir cinco parámetros:

1. Fricción (μ). Es la relación entre fuerzas normales y tangenciales, depende del tipo de material.
2. Rebote (e). Relación entre la velocidad posterior y anterior a la colisión.
3. Amortiguamiento lineal (d). Coeficiente numérico para reducir la velocidad de traslación en el tiempo.
4. Amortiguamiento angular (d_a). Coeficiente numérico para reducir la velocidad angular en el tiempo.
5. Margen de colisión (CM). Distancia de detección considerada en la colisión.

En los ensayos físicos de construcción realista, De Keyser and Jacobs (2020) utilizaron Cubípodos con $D_n(m)=0.038$, mientras que los ensayos numéricos se suelen hacer con piezas de tamaño prototipo o mayores. Después de los correspondientes análisis de sensibilidad con Blender (2019), Molines et al. (2021) recomendaron utilizar: fricción $\mu=0.8$, rebote $e=0.01$, amortiguamiento lineal y angular $d=d_a=0$ y margen de colisión $CM(m)=0.01$; para simular la construcción siguiendo una malla específica de colocación. En la primera capa se colocaron Cubípodos apoyados en aristas con orientación aleatoria y en las capas sucesivas de Cubípodos se lanzaban desde una altura $D_n/5$ sobre la capa anterior.

La Tabla 1 muestra ensayos de repetibilidad para medir los coeficientes de capa en los ensayos físicos (PT) y numéricos (NT) correspondientes a una malla rectangular con $a/D_n=1.40$ y $b/D_n=1.30$. La Tabla 2 muestra los resultados correspondientes a una malla triangular con $a/D_n=1.58$ y $b/D_n=1.27$. Los resultados físicos de De Keyser and Jacobs (2020) y los numéricos de Centi (2020) mostraron resultados similares con un coeficiente de variación $CV<2.2\%$ para todos los ensayos físicos y numéricos. Este acuerdo entre los resultados físicos y numéricos permite suponer que el software BPE puede ser utilizado de forma fiable para estimar la cota de coronación de HLCS de Cubípodos en condiciones reales; la construcción realista numérica de HLCS de Cubípodos es factible y los resultados fiables.

Tabla 1. Coeficientes de capa medidos en HLCS de Cubípodos con malla rectangular ($a/D_n=1.40$ y $b/D_n=1.30$)

	Ensayos físicos de colocación								Ensayos numéricos de colocación				
	PT1	PT2	PT3	PT4	PT5	PT6	PTm	CV	PT1	PT2	PT3	PTm	CV
$k_{\Delta 1}$	1.31	1.32	1.31	1.32	1.31	1.32	1.32	0.4%	1.32	1.32	1.32	1.32	0.0%
$k_{\Delta 2}$	1.02	1.04	1.04	1.07	1.04	1.06	1.05	1.7%	1.09	1.09	1.09	1.09	0.0%
$k_{\Delta 3}$	0.93	0.95	0.93	0.94	0.95	0.91	0.94	1.6%	0.95	0.91	0.93	0.93	2.2%
$k_{\Delta 4}$	0.89	0.94	0.96	0.93	0.94	0.97	0.94	3.0%	0.95	0.96	0.92	0.94	2.2%
$k_{\Delta 5}$	0.91	0.95	0.87	0.94	0.88	0.92	0.91	3.5%	0.90	0.90	0.92	0.91	1.3%

Tabla 2. Coeficientes de capa medidos en HLCS de Cubípodos con malla triangular ($a/D_n=1.58$ y $b/D_n=1.27$)

	Ensayos físicos de colocación										Ensayos numéricos de colocación				
	PT1	PT2	PT3	PT4	PT5	PT6	PT7	PT8	PTm	CV	PT1	PT2	PT3	PTm	CV
$k_{\Delta 1}$	1.30	1.30	1.31	1.30	1.30	1.29	1.29	1.28	1.30	0.7%	1.31	1.31	1.31	1.31	0.0%
$k_{\Delta 2}$	1.07	1.08	1.05	1.07	1.07	1.07	1.09	1.08	1.07	1.1%	1.12	1.13	1.13	1.13	0.5%
$k_{\Delta 3}$	1.01	0.96	0.98	0.99	0.96	0.99	0.98	0.96	0.98	1.9%	1.00	0.99	1.01	1.00	1.0%
$k_{\Delta 4}$	0.95	0.99	0.98	0.97	0.97	0.97	0.99	0.93	0.97	2.1%	1.03	1.04	1.00	1.02	2.0%
$k_{\Delta 5}$	1.00	1.00	0.95	0.99	0.96	1.00	1.00	0.97	0.98	2.1%	1.00	0.98	1.00	0.99	1.2%

4. Ensayos de estabilidad hidráulica de HLCS de Cubípodos a rotura por fondo

El francobordo adimensional, R_c/H_{si} , es la variable explicativa del rebase más relevante (ver Ecs. 2 a 4) pero mantener ese francobordo a largo plazo implica resistir el oleaje incidente con pocos daños en la capa superior. Así pues, la estabilidad hidráulica es un aspecto fundamental para mantener la funcionalidad de la estructura. En este caso, la instalación típica de las HLCS es la construcción en aguas someras con el oleaje limitado por fondo; por esta razón, los primeros ensayos de HLCS de Cubípodos (1, 3 y 5 capas) para un proyecto en la costa mexicana del Mar Caribe se realizaron a rotura por fondo (pendiente de fondo 2%) en un canal de ensayos (29.00 x 0.40 x

0.52 m) del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (ver Odériz et al., 2018). En estos primeros ensayos se observó la estabilidad hidráulica de HLCS de Cubípodos con diferentes mallas de colocación, rectangulares y triangulares, hasta llegar a la conclusión que la malla de colocación más estable era la triangular con $a/D_n=1.58$ y $b/D_n=1.27$. Esta malla de colocación se corresponde aproximadamente (ver Ec. 6) con una malla triangular equilátera de porosidad nominal $P\%=50\%$ ($k_\Delta=1.00$); por esta razón, los ensayos sistemáticos posteriores del Proyecto HOLOBREAK en el canal de ensayos (30.0 x 1.2 x 1.2 m) del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universitat Politècnica de València (LPC-UPV) se han centrado en estudiar HLCS de Cubípodos con mallas triangulares equiláteras de porosidades nominales próximas al 50%, también a rotura por fondo.

En el canal de ensayos del LPC-UPV se han estudiado HLCS de 3 y 5 capas de Cubípodos con pendientes de fondo del 2% y 4%. La malla de colocación equilátera de porosidad nominal $P\%=50\%$ ($k_\Delta=1.00$), con $a/D_n=1.52$ y $b/D_n=1.32$, resultó ser muy estable con carácter general; sin embargo, diferentes configuraciones (taludes frontal y trasero) mostraban diferencias de estabilidad apreciables (diferentes niveles de daño máximo). La Fig. 6 muestra la sección longitudinal del canal de ensayos del LPC-UPV con pendiente de fondo 2%. Se colocaron 10 sensores de nivel para medir el oleaje incidente y reflejado en aguas profundas (S1 a S3) y en el trasdós de la estructura (S8 a S10); los sensores S4 a S7 se utilizaron para medir el oleaje total en rotura (ensayos en vacío con absorción pasiva al final del canal).

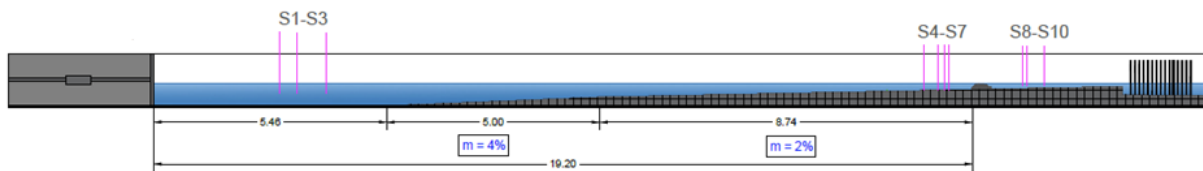


Figura 6. Sección longitudinal del canal de ensayos del LPC-UPV

Se realizaron series de ensayos cortos con oleaje regular ($N_w=20$ olas) y series de ensayos largos con oleaje irregular ($N_w=1000$ olas), con peralte bajo ($H/L_0=0.02$ o $s_{op}=0.01$) y peralte alto ($H/L_0=0.05$ o $s_{op}=0.02$). Para cada ensayo, fijado el francobordo (R_c) y el peralte (H/L_0 o s_{op}), se aumentaba progresivamente la altura de ola H (regular) o H_{m0} (irregular) en la zona de generación hasta que los daños en la HLCS dejaban de crecer (rotura por fondo antes de llegar a la estructura). Se utilizaron Cubípodos con $D_n(\text{cm})= 3.79$ y 4.36 para HLCS de cinco y tres capas, respectivamente.

Las series de ensayos de estabilidad hidráulica empezaron con una sección similar a la utilizada en los ensayos del II-UNAM, con analogía LCS convencional, talud frontal suave y talud trasero fuerte. Sin embargo, los ensayos “prueba y error” cambiando las disposiciones acabaron indicando que las HLCS de tres capas de Cubípodos resultaron ser muy estables a rotura por fondo si se disponía un talud frontal fuerte y un talud trasero suave, en contra de la analogía LCS convencional. La Fig. 7 muestra la evolución de secciones hasta alcanzar la disposición estable (mínimos daños) con el menor consumo de materiales (taludes frontal fuerte y trasero suave).

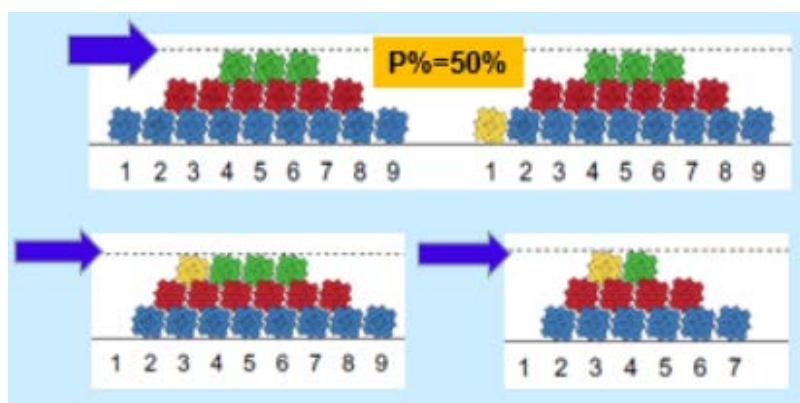


Figura 7. Evolución de las secciones HLCS de tres capas de Cubípodos ensayadas ($R_c=0$ y $H/L_0=0.02$)

Dado el elevado número de combinaciones de taludes, mallas y peraltes que era necesario analizar para llegar a la disposición óptima, la búsqueda inicial se realizó con series de ensayos de oleaje regular (duración corta) y algunos casos se comprobaron con series de ensayos de oleaje irregular (duración larga). En todos los casos se observó un comportamiento cualitativo similar con oleaje regular e irregular, pero siempre se alcanzaban daños algo mayores con las series de ensayos con oleaje irregular; la multitud de combinaciones de altura de ola y peralte en el oleaje irregular, acaba generando algo más de daño que la serie homogénea de alturas y peraltes fijos del oleaje regular.

La Fig. 8a muestra una foto cenital de la situación inicial de un HLCS de tres capas de Cubípodos con francobordo nulo ($R_c=0$), la Fig 8b muestra la situación final después de las series cortas ($N_w=20$ olas) de oleaje regular con peralte $H/L_0=0.02$ y la Fig. 8c muestra la situación final después de las series largas ($N_w=1000$ olas) de oleaje irregular con peralte $s_{op}=0.01$ partiendo de una situación sin daños similar a la de la Fig. 8a. Los daños máximos observados (cualquier oleaje) son pequeños, siendo mayores los observados con la series largas de oleaje irregular; este comportamiento fue también observado con otros peraltes, francobordos y taludes: las series de oleaje irregular causan algo más de daño que las series de oleaje regular.

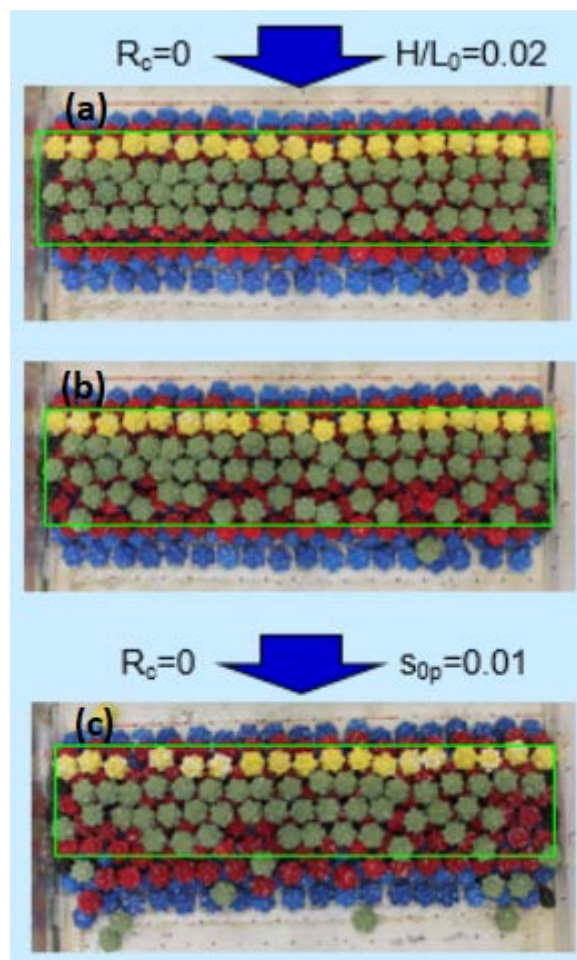


Figura 8. Evolución del daño con francobordo nulo: (a) situación inicial sin daño, (b) situación final con oleaje regular $H/L_0=0.02$ y (c) situación final con oleaje irregular $s_{op}=0.01$

5. Conclusiones

Para proteger la playas en zonas con arrecifes de coral en retroceso y replicar el servicio de protección que ofrecen los arrecifes, se propone utilizar diques homogéneos de baja cota (HLCS) construidos con escollera de gran tamaño o elementos prefabricados de hormigón. La ventaja de las HLCS radica en su gran permeabilidad, adecuada para la colonización coralina, junto con facilidad de desmantelamiento y la fácil reutilización de elementos en caso

necesario. Dependiendo de la localización, espacio disponible y urgencia ambiental o social, las HLCS pueden considerarse una infraestructura verde multipropósito.

El francobordo adimensional, R_c/H_{si} , es la variable explicativa del rebase más relevante de las HLCS y las estructuras de baja cota (LCS) convencionales (ver Ecs. 1 a 4). Como los diques exentos convencionales, las HLCS reducen la energía del oleaje que alcanza la playa, la mayor parte por disipación y una pequeña proporción por reflexión; el resto de la energía es transmitida y alcanzará la playa. Las HLCS son estructuras mucho más porosas que las LCS convencionales (núcleo impermeable) y transmiten más energía hacia la playa; con francobordo nulo, por ejemplo, las HLCS de 3 y 5 capas de Cubípodos transmiten aproximadamente un 30% de la energía incidente mientras que los diques exentos convencionales transmiten aproximadamente un 10% de la energía incidente.

Las herramientas numéricas basadas en el software libre de sólido rígido Bullet Physical Engine (BPE) han demostrado ser muy eficientes para reproducir numéricamente la colocación de Cubípodos en HLCS de varias capas. Se han podido calibrar correctamente los cinco parámetros del modelo numérico (fricción, rebote, amortiguamiento lineal, amortiguamiento angular y margen de colisión) y se ha validado con ensayos físicos de construcción a escala reducida. Las mediciones de los coeficientes de capa de HLCS con modelos físicos y numéricos resultaron muy parecidas con $CV < 2.2\%$ en todos los casos.

Empleando Cubípodos con $D_n(\text{cm}) = 3.79$ y 4.36 para HLCS de cinco y tres capas, respectivamente, se realizaron series de ensayos cortos con oleaje regular ($N_w = 20$ olas) y series de ensayos largos con oleaje irregular ($N_w = 1000$ olas) con poco peralte ($H/L_0 = 0.02$ o $s_{op} = 0.01$) y peralte elevado ($H/L_0 = 0.05$ o $s_{op} = 0.02$). En todos los ensayos, para un francobordo (R_c) y peralte (H/L_0 o s_{op}) dados, se aumentaba progresivamente la altura de ola H (regular) o H_{m0} (irregular) en la zona de generación hasta que los daños en la HLCS dejaban de crecer (rotura masiva por fondo antes de llegar a la estructura). Las series de ensayos con oleaje irregular dieron resultados de daños algo mayores que los correspondientes a las series con oleaje regular.

Bajo condiciones de rotura por fondo (pendiente 2%) las HLCS de 3 capas de Cubípodos ($h/\Delta D_n = 2.77$) resultaron muy estables (daños mínimos) mientras las HLCS de cinco capas ($h/\Delta D_n = 4.25$) mostraron daños moderados para los máximos temporales, lo cual es concordante con un mayor número de estabilidad a rotura por fondo. Además, se pudo observar que era preferible disponer un talud frontal fuerte ($\tan \alpha = 1/1$) y un talud trasero suave ($\tan \alpha = 1/2$) para minimizar los daños en la sección. El comportamiento de las HLCS es cualitativamente distinto de las LCS convencionales que requieren taludes frontales suaves para reducir los daños en el manto principal.

De los ensayos realizados, se recomiendan las HLCS de tres capas de Cubípodos con talud frontal $\tan \alpha = 1/1$ y talud trasero $\tan \alpha = 1/2$ ya que se han mostrado casi invulnerables a los oleajes ensayados, limitados por fondo. Para una misma localización, utilizar un número de capas superior a tres implica reducir el tamaño de los elementos a utilizar y aumentar el número de estabilidad; los elementos (elementos prefabricados o rocas) serán más fáciles de colocar (menor peso) pero habrá que colocar muchos más y asumir más daños durante los grandes temporales.

Referencias






- BLENDER (2019). *Blender 2.80 Reference Manual*. Online <<https://www.blender.org/>> consulta 31 enero 2020.
- CENTI, R. (2020). Placement of homogeneous artificial mound breakwaters using a game engine. MSc. thesis, University of L'Aquila (ITA), September 2020.
- DE KEYSER, K., JACOBS, E. (2020). La literature review on low-crested and submerged structures. MSc. thesis, Ghent University (BE), June 2020.
- FERRARIO, F., BECK, M.W., STORLAZZI, C.D., MICHELI, F., SHEPARD, C.C. AIROLDI, L. (2014). The effectiveness of coral reefs for coastal hazard risk reduction and adaptation. *Nature Communications*, 5 (3794), 98-101.
- MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E. and CORREDOR, A. (2010). "Influence of armor unit placement on armor porosity and hydraulic stability." *Proc., 32nd Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, Shanghai, China, Paper No. 255/structures.41.

- MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E., MARES-NASARRE, P., ODÉRIZ, I., MENDOZA, E. y SILVA, R. (2020). Hydraulic performance of homogeneous low-crested structures, *Proc. of the Coastal Structures Conference 2019*, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe (GE), 60-68.
- MEDINA, J.R., GÓMEZ-MARTÍN, M.E., MARES-NASARRE, P., ESCUDERO, M., ODÉRIZ, I., MENDOZA, E. y SILVA, R. (2020). “Homogeneous low-crested structures for beach protection in coral reef areas” en *Proceedings of virtual Conference in Coastal Engineering 2020*, No 36v(2020): papers.59.
- MOLINES, J, CENTI, R., DI RISIO, M. y MEDINA, J.R. (2021). “Estimation of layer coefficients of Cubipod homogeneous low-crested structures using physical and numerical model placement tests” en *Coastal Engineering*, ELSEVIER, 168 (2021) 103901.
- MUMBY, P.J., HASTINGS, A., EDWARDS, H.J. (2007). Thresholds and the resilience of Caribbean coral reefs. *Nature*, 450, 98–101.
- ODÉRIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R. and MEDINA, J.R. (2018). “Stability and hydraulic performance of a homogeneous Cubipod low-crested mound breakwater” en *Proceedings 7th International Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science (Coastlab 2018)*, Santander (Spain).
- RINKEVICH, B. (2014). Rebuilding coral reefs: does active reef restoration lead to sustainable reefs? *Current Opinion in Environmental Sustainability*, 7 (2014), 28–36.
- SILVA, R., MENDOZA, E., MARINO-TAPIA, I., MARTÍNEZ, M.L. y ESCALANTE, E. (2016). “An artificial reef improves coastal protection and provides a base for coral recovery” en *Journal of Coastal Research*, 75, 467-471.
- SILVA, R., LIGTHGOW, D., ESTEVES, L.S., MARTÍNEZ, M.L., MORENO-CASASOLA, P., MARTELL, R., PEREIRA, P., MENDOZA, E., CAMPOS-CASCAREDO, A., GREZ, P.W., OSORIO, A.F., OSORIO-CANO, J.D., RIVILLAS, G.D., 2017. Coastal risk mitigation by green infrastructure in Latin America. *Proc. of the Institution of Civil Engineers-Maritime Engineering*, 170 (2), 39-54.

Análisis de los efectos de escala en ensayos de rebases en modelo físico

Analysis of scale effects in overtopping physical model tests

José María Valdés Fernández de Alarcón^a, Montserrat Vílchez Solís^b, José Lozano Pedroche^c, César Gutiérrez Revilla^d, Alberto López Pecharromán^e

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), , jose.m.valdes@cedex.es; ^bMontserrat Vílchez Solís, , mvilchezsolis@gmail.com; ^cCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), , jose.lozano@cedex.es; ^dCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), , cesar.gutierrez@cedex.es; ^eCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX), , alberto.lopez@cedex.es

Abstract

Overtopping design of breakwaters presents great difficulties due to the high number of factors involved in this phenomenon, which means that physical models continue to be the most reliable tool, in most cases, for the analysis of the behavior of breakwaters against the effects of wave overtopping.

This paper summarizes the results of a study carried out at the Center for the Study of Ports and Coasts of CEDEX in the framework of a State Ports Commission, in which the effects of scale that can be produced in physical models of overflows on breakwaters were analyzed. . From these results, some conclusions can be drawn about the order of scales in which studies of this type should be considered in order to obtain sufficiently reliable results.

Keywords: *Overtopping, physical models, scale, breakwaters*

Resumen

El diseño de los diques de abrigo frente al rebase presenta grandes dificultades debido al elevado número de factores que intervienen en este fenómeno, lo que hace que los modelos físicos a escala reducida continúen siendo la herramienta más fiable en la mayor parte de los casos para el análisis del comportamiento de estas obras frente al rebase.

En la presente ponencia se exponen, de forma resumida, los resultados de un estudio realizado en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX en el marco de un Encargo de Puertos del Estado en el que se analizaron de efectos de escala que pueden presentarse en modelos físicos de rebases sobre diques de abrigo. A partir de dichos resultados se obtiene algunas conclusiones acerca del orden de escalas en el que debe plantearse los estudios de este tipo para obtener resultados suficientemente fiables.

Palabras clave: *rebases, modelos físico, escalas, diques*

1. Introducción

Este trabajo de investigación se enmarca dentro de las actividades de I+D+i que se llevan a cabo en el CEDEX para la empresa pública Puertos del Estado. El estudio se llevó a cabo en sus diferentes fases entre los años 2016 a 2019, y consistió básicamente en la realización de ensayos de rebase sobre secciones tipo de diques de abrigo (vertical y en talud) con un doble objetivo:

- Análisis de los diferentes efectos asociados al rebase del oleaje sobre obras de abrigo: tasas de rebase, volúmenes máximos de rebase, impactos de las descargas de agua sobre el lado abrigado.
- Análisis de los efectos de escala en la realización de ensayos en modelo físico para el estudio del comportamiento de estas estructuras frente al rebase.

La presente ponencia tiene como objetivo exponer un resumen de los resultados obtenidos en relación con este segundo punto. Aunque con los métodos empíricos y sobre todo con el desarrollo de los modelos numéricos se han obtenido importantes avances para el estudio de este fenómeno, los ensayos en modelo físico permiten obtener una mayor grado de fiabilidad de estas estructuras frente al rebase.

Los ensayos en modelo físico se han llevado a cabo en las instalaciones del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX.

2. Consideraciones generales sobre el fenómeno del rebase

El rebase del oleaje sobre los diques de abrigo constituye un fenómeno de gran importancia en el diseño de este tipo de obras marítimas al estar muy relacionado con el grado de protección de su lado abrigado. El control y la limitación de las descargas de agua generadas por los rebases es por tanto un requerimiento de diseño de este tipo de obras tanto desde el punto de vista funcional como estructural.

En el aspecto funcional hay que considerar los tipos de uso y explotación de la propia zona de coronación y superestructura del dique, a menudo destinada a ser utilizada como espacio para usos portuarios, tales como el tránsito peatonal y de vehículos, ubicación de instalaciones y galerías de servicios, así como la protección de instalaciones de uso portuario en el lado abrigado del dique, como la disposición de un atraque y muelle adosado en el lado abrigado del dique. En relación con el diseño estructural del dique, es necesario considerar la posible presentación de averías en la superestructura y coronación del dique, e incluso en el talud del lado abrigado producidas por las descargas de agua de rebase.

Sin embargo, el diseño de un dique frente al rebase presenta gran complejidad debido a los numerosos factores que intervienen en el fenómeno, relacionados tanto con las condiciones meteorológicas y ambientales (oleaje, viento, mareas, sobreelevaciones del nivel del mar) como con las propias características del dique de abrigo (tipología estructural, cota de coronación, características geométricas, profundidad, etc.).

El fenómeno del rebase ha sido objeto de numerosos estudios, principalmente a partir de la realización de ensayos en modelo físico a escala reducida, dando lugar al desarrollo de numerosas formulaciones de carácter empírico que han sido utilizadas para el diseño de obras de abrigo. Sin embargo, a partir de la experiencia en la aplicación de se ha observado una notable dispersión de resultados entre las diferentes fórmulas, muy condicionadas por el rango de aplicación de las mismas, no puedan considerarse de todo fiables, lo que hace que este problema sea actualmente uno de los más estudiados en los estudios de investigación.

Para caracterizar el grado de rebase sobre una estructura enfrentada al oleaje se utiliza como parámetro principal la tasa media de rebase, q , definida como el volumen de agua rebasada por unidad de longitud y unidad de tiempo, expresándose generalmente en $m^3/(m \cdot s)$ o $l/(m \cdot s)$. La tasa media de rebase se encuentra por tanto asociada a un temporal de oleaje de determinadas características que incida sobre el dique.

Otro parámetro asociado a la intensidad del rebase producido durante un temporal es el volumen máximo de agua descargado por un solo rebase o volumen de rebase máximo.

Para abordar el diseño funcional de un dique frente al rebase es necesario tener en cuenta el tipo de uso previsto para la zona protegida por la obra. Para ello existen algunos criterios, basados en trabajos experimentales, sobre la forma en la que el rebase puede afectar a la operatividad de la zona protegida. Dichos criterios relacionan el tipo de utilización de la zona protegida con valores medios de la tasa media de rebase, e incluso con el volumen de agua descargada en el máximo rebase producido con ciertas condiciones de oleaje. Además, dentro de cada tipo de uso se clasifican distintos grados de peligrosidad en función también de las cantidades y tasas de rebase.

Desde el punto de vista estructural, el rebase admisible se identificará con niveles de rebase que producen averías en el dique, localizándose éstas generalmente en la zona de coronación y en el talud del lado abrigado (diques en talud).

A título orientativo, entre las recomendaciones y criterios para definir los niveles admisibles del rebase (tasa media de rebase admisible, volumen máximo admisible) cabe destacar las publicadas en el estudio EurOtop Wave Overtopping of Sea defences and related Structures: Assessment Manual (2007, 2016, 2018).

3. Estudio sobre rebases en diques de Abrigo realizado en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (2016-2020)

En el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX se llevó a cabo un estudio sobre los efectos del rebase en diques de abrigo, enmarcado dentro del Encargo de Puertos del Estado al CEDEX para los periodos 2016-2018 y 2018-2020. Los objetivos de dicho estudio, basado principalmente en la realización de ensayos en modelo físico a escala reducida, fueron los siguientes:

- Análisis de efectos asociados al fenómeno del rebase: a partir de los resultados de los ensayos se analizaron los siguientes
 - Volúmenes de agua de rebase, tasa de rebase, rebase máximo
 - Alcance del rebase
 - Impactos de las descargas en el lado abrigado (presiones, fuerzas)
 - Influencia del viento
- Comparación con formulaciones empíricas y método de las redes neuronales
- Análisis de los efectos de escala en ensayos de rebases

En la presente comunicación se presentan los resultados y conclusiones en relación al tercer punto de los anteriores, acerca de los efectos de escala en los modelos físicos para el estudio de rebases en diques en talud.

4. Limitaciones de los modelos físicos para el estudio del rebase

4.1. Efectos de escala

El ensayo en modelo físico en ingeniería marítima consiste en reproducir a escala reducida un escenario que comprende la obra objeto de estudio, las características físicas del emplazamiento y las acciones climatológicas y medioambientales que lo afectan (oleaje, viento, marea, corrientes), de manera que la respuesta de este sistema pueda considerarse representativa de la realidad. El estudio de rebases mediante esta técnica, se reproduce a escala consiste en reproducir el tramo de dique objeto de estudio y someterlo a determinadas condiciones ambientales (oleaje, viento, mareas), obteniéndose, a partir de la instrumentación adecuada instalada en el modelo, los niveles de rebase (tasa media de rebase, volumen máximo) experimentados asociados a dichas condiciones ambientales.

Los modelos físicos presentan no obstante ciertas limitaciones, que es necesario tener en cuenta a la hora de abordar un estudio de estas características.

En primer lugar cabe señalar que no es posible establecer una semejanza completa de todas y cada una de las fuerzas que intervienen en el fenómeno objeto de estudio (fuerzas de inercia, fuerzas de gravedad, fuerzas de

viscosidad, fuerzas de elasticidad y fuerzas de tensión superficial). Por ello es necesario considerar un semejanza parcial, centrando ésta en las fuerzas predominantes.

En modelos físicos de ingeniería marítima las fuerzas predominantes sobre las que debe establecerse la semejanza son las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad. Este tipo de semejanza se basa en la ley de semejanza Froude.

Con respecto a las fuerzas de viscosidad, éstas deben tenerse en cuenta sobre todo en el paso de flujo de agua a través del medio poroso, debiéndose mantener en el modelo un régimen de flujo suficientemente turbulento. Este aspecto es más relevante en el caso de los diques en talud, donde el flujo de ascenso de la ola (run-up) tiende a ser más reducido cuanto menores son los huecos entre los elementos que componen las diferentes capas de la estructura.

En el fenómeno del rebase pueden también aparecer efectos asociados a las fuerzas de tensión superficial, las cuales están relacionadas con la cantidad de aire atrapado en las descargas de rebase.

Las fuerzas de elasticidad pueden considerarse despreciables debido al carácter prácticamente incompresible del agua.

4.2. Efectos de modelo

Además de los efectos de escala, es necesario tener en cuenta una serie de condicionantes del estudio en modelo físico, relacionados con los criterios para caracterizar los oleajes de ensayo generados en el modelo físico, así como las instalaciones y dispositivos utilizados:

- Influencia del sistema de generación de oleaje utilizado
- Influencia de criterios de definición de los oleajes de ensayo: dirección, distribución H/T, características de la serie temporal de olas
- Instrumentación utilizada para la medida de los rebases
- Características y dimensiones de las instalaciones y dispositivos de ensayo
- Influencia de los métodos de análisis de datos
- Diferencias geométricas relacionadas con la construcción del modelo (grado de detalle), disposición del modelo en los tanques e instalaciones de ensayo
- Fluido utilizado
- Influencia del viento (generalmente se realizan ensayos sin viento)
- Carácter 3D del rebase

Es importante señalar que estos factores pueden tener cierta influencia en los resultados de un estudio de estas características, poniéndose en ocasiones de manifiesto estos efectos cuando se trata de comparar resultados obtenidos en diferentes instalaciones. En el presente estudio se llevaron a cabo ensayos a diferente escala en diferentes instalaciones, a diferentes escalas, por lo que uno de los requerimientos del estudio fue la necesidad de mantener en todos los modelos, además de la misma metodología, la misma disposición de ensayo y misma instrumentación y dispositivos de medida, tratando así de reducir al máximo los efectos de modelo.

5. Características de los ensayos realizados en el estudio de rebases

Las características del estudio sobre los efectos del rebase en diques de abrigo realizado mediante ensayos en modelo físico en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX son las que se describen en los siguientes puntos:

- Definición del escenario objeto de los ensayos
- Definición del emplazamiento

Se definieron profundidades y niveles de agua para escenarios de emplazamiento diferentes, asociados a condiciones medias existentes en fachadas Mediterránea, Cantábrica e Islas canarias.

– Definición de secciones tipo

Se definieron secciones tipo de tipología vertical y en talud de dimensiones convencionales. Se definieron 9 secciones de dique vertical y 5 secciones de tipología en talud. Las características de las secciones tipo se muestran en las Figuras 1a y 1b.

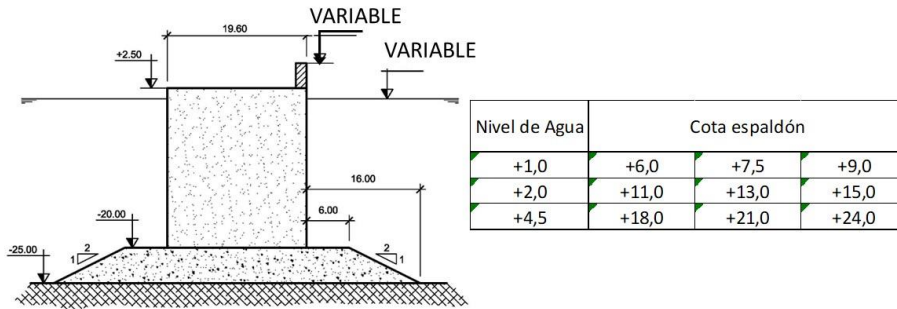


Figura 1.a) Secciones tipo de dique vertical. Fuente: CEDEX (2019)

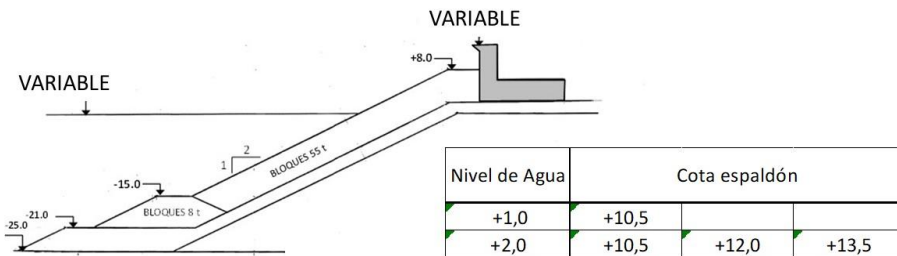


Figura 1.b) Secciones tipo de dique en talud. Fuente: CEDEX (2019)

– Definición de los oleajes de ensayo

Los oleajes de ensayo se establecieron igualmente a partir de condiciones medias asociadas al clima marítimo Mediterráneo, Cantábrico e Islas Canarias.

Con el fin de considerar el efecto del rebase desde el punto de vista del diseño funcional, se definieron condiciones de ensayo que pudieran relacionarse con el inicio del rebase y de rebase moderado:

- Dique en talud: alturas de ola significativa $H_s = 3,5$ a $6,5$ m
- Dique vertical: alturas de ola significativa $H_s = 2,0$ a $7,0$ m

En la tabla siguiente se muestran las características de las series temporales generadas para la realización de los ensayos (periodo de pico y factor γ del espectro; duración de la serie en modelo y prototipo; número de olas generadas)

Tabla 1. Oleajes de ensayo. Fuente: CEDEX (2019)

Oleajes de ensayo						
Tp (s)	Factor espectral γ	Duración de la serie temporal (s)				Nº de olas (aprox.)
		Prototipo	Modelo			
			E 1/15	E 1/37,5	E 1/60	
8	3.3	6061	1565	990	782	947
11	3.3	6061	1565	990	782	689
14	3.3	6061	1565	990	782	541
17	3.3	6061	1565	990	782	446

➤ Definición de las escalas del modelo

Con el fin de analizar los efectos de escala del rebase, los ensayos se reprodujeron a tres escalas diferentes: escala 1/15, escala 1/37,5 y escala 1/60. La escala 1/15 corresponde a tamaños de modelo a “gran escala”, entendiéndose que los efectos de escala con este tamaño del modelo serán poco significativos, pudiéndose considerar que los resultados en este caso serían muy representativos de la realidad.

➤ Instalaciones de ensayo

Para la realización de los ensayos a diferentes escala se utilizaron instalaciones de ensayo diferentes, disponibles en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, ajustadas al tamaño del modelo en cada caso:

- Escala 1/15: Canal de Oleaje para Ensayos a Gran Escala
- Escala 1/37,5: Tanque de 6,5 m de anchura
- Escala 1/60: Canal de 3 m de anchura

➤ Disposición del modelo en los tanques y canales de ensayo

Tal como se ha indicado anteriormente, con el fin de mantener las mismas condiciones de ensayo en los diferentes modelos físicos, se mantuvo la disposición de los mismos en las instalaciones utilizadas para cada escala. En la Figura 2 se muestra un esquema de dicha disposición para los casos de dique vertical y dique en talud. En unidades de prototipo se indican las distancias establecidas en la zona de propagación del oleaje desde la pala generadora hasta el pie de la sección a ensayar.

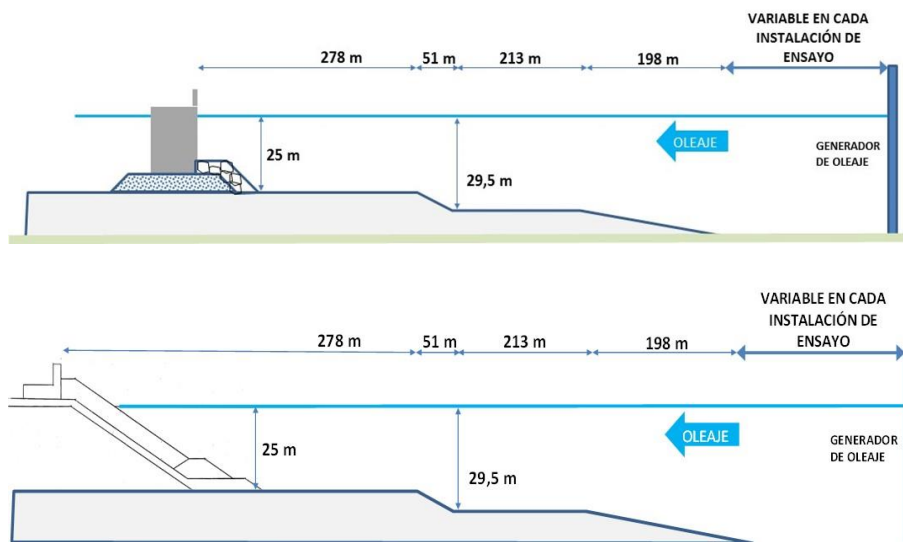


Figura 2. Disposición del modelo en las instalaciones de ensayo. Fuente: CEDEX (2019)

➤ Instrumentación de medida

Para la realización de los ensayos se utilizó el mismo tipo de instrumentación en todos los casos: sondas para la medida de oleaje, un depósito para la recogida y medida del agua procedente de los rebases, midiéndose éstos de forma individual, así como sensores de presión y células de carga para la medida de los impactos producidos por las descargas de agua de los rebases sobre el lado abrigado por el espaldón.

➤ Realización de los ensayos

Los ensayos consistieron en someter a las diferentes secciones tipo a los oleajes de ensayo, realizándose las medidas de rebases y de los impactos producidos por las descargas de agua sobre el lado abrigado.

6. Análisis de los efectos de escala en ensayos de rebase

El análisis de los efectos de escala en los ensayos de rebase constituyó uno de los objetivos del estudio, y se llevó a cabo mediante la comparación de las cantidades de rebase obtenidas en los ensayos a diferente escala para las mismas condiciones de oleaje incidente sobre las secciones tipo.

En la Figura 3 se muestra el resultado de este análisis para el caso de la secciones tipo de dique en talud. En el gráfico se han representado los valores de la tasa de rebase adimensional q^* en función del francobordo relativo R_c/H_s , siendo,

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_s^3}} \quad (1)$$

Donde q es la tasa media de rebase, g la aceleración de gravedad y H_s la altura de ola significante incidente sobre la sección de ensayo.

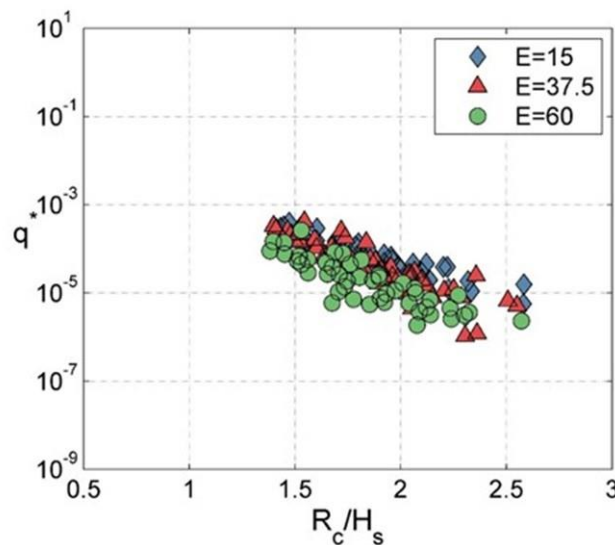


Figura 3. Comparación de la tasa de rebase adimensional obtenida en los ensayos a diferente escala sobre las secciones tipo de dique en talud. Fuente: CEDEX (2019)

Como puede apreciarse, los valores de la tasa de rebase con la escala 1/60 tienden a ser inferiores a los obtenidos con la escala 1/37,5 y 1/15, prácticamente para todo el rango de valores R_c/H_s ensayados en el estudio. Considerando que la escala 1/15 presenta un grado de fiabilidad aceptable con respecto a la realidad, puede decirse que con los ensayos a escala 1/60 se obtendrían menores cantidades de rebase para los mismos valores de R_c/H_s en casi todos los casos ensayados. Esta tendencia parece incluso más significativa para las tasas de rebase más reducidas, las cuales se obtienen con los mayores valores de R_c/H_s . Los valores de la tasa de rebase obtenidos con la escala 37,5 presentan diferencias poco significativas con los valores medidos a la escala 1/15. Esto pone de manifiesto los efectos de escala debidos al aumento de los efectos de la viscosidad y tensión superficial al reducir la escala del modelo.

Por otro lado, se aprecia una mayor separación de los datos por escalas a medida que aumenta el francobordo relativo, es decir, para las menores descargas de rebase los efectos de escala tienden a ser más significativos. Esto se debe principalmente a que la variación del coeficiente de arrastre en estos casos es más importante con respecto a los ensayos a gran escala. Este efecto se produce por un aumento de la resistencia al flujo en el interior y sobre el medio poroso. La reducción es debida de la disminución en los números de Reynolds, y da lugar a menores velocidades de ascenso del flujo sobre el talud a medida que disminuye la escala de ensayo.

Para analizar la influencia del peralte en los efectos de escala producidos en esta variable, en la Figura 4 se compara la tasa de rebase adimensional en función del francobordo relativo, agrupando los datos en distintos

intervalos de peralte. Los resultados no muestran una influencia significativa de este parámetro en el efecto de escala producido en esta variable.

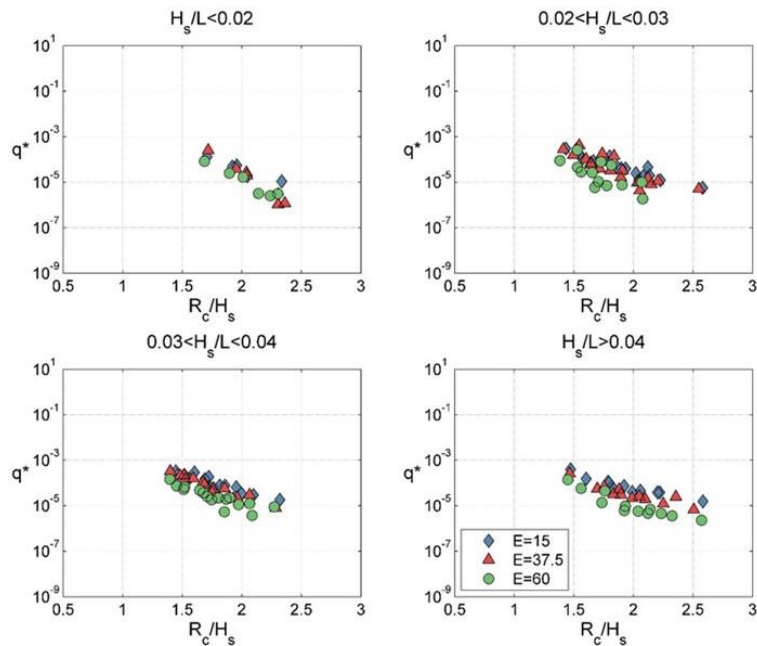


Figura 4. Influencia del peralte del oleaje. Comparación de la tasa de rebase adimensional obtenida en los ensayos a diferente escala sobre las secciones tipo de dique en talud. Fuente: CEDEX (2019)

A continuación se analizan los efectos de escala que se producen en la estimación del volumen máximo de rebase (rebase máximo) medido en cada ensayo a diferentes escalas. Esta variable depende del tiempo del evento y de la función de distribución de alturas de ola. Por lo tanto, para que la comparación sea efectiva, es muy importante en este caso que las series temporales de oleaje en los ensayos a distintas escalas sean las mismas.

En la Figura 5 se ha representado el volumen máximo de rebase en función del francobordo relativo R_c/H_s . Los resultados muestran un evidente efecto escala en esta variable.

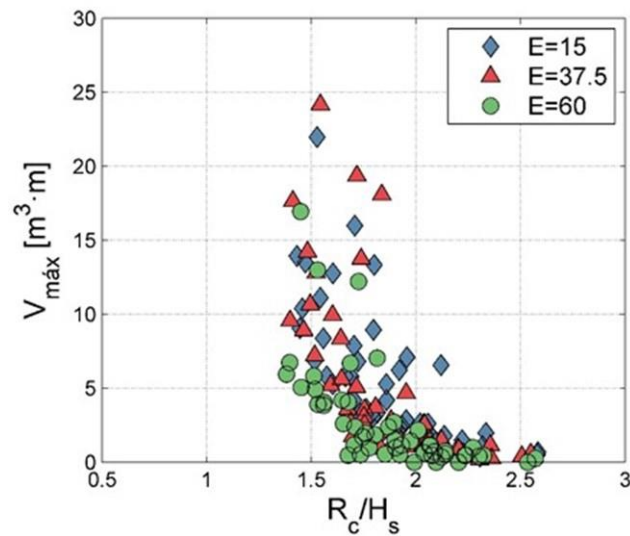


Figura 5. Ensayos sobre secciones de dique en talud. Comparación del volumen máximo de rebase en función de la tasa de rebase en las tres escalas ensayadas. Fuente: CEDEX (2019)

Los volúmenes de rebase son mayores para los ensayos a gran escala que los de pequeña escala encontrándose, al igual que con la tasa de rebase adimensional, las diferencias mayores con la escala de 1/60. Además, las diferencias son más significativas para los francobordos relativos menores que son los que producen los mayores volúmenes de rebase.

Respecto al peralte del oleaje, esta variable sí parece tener influencia en los efectos de escala producidos en el volumen máximo. En la Figura 6 se han representado los valores medidos con las tres escalas para diferentes intervalos de peralte, y se observa que las diferencias más acusadas se producen para los peraltes más pequeños. Esto se debe a que para los peraltes mayores la energía que se disipa por rotura es más elevada mientras que, para los más pequeños, hay más energía que es transmitida a través del medio poroso estando condicionada por los efectos de la viscosidad.

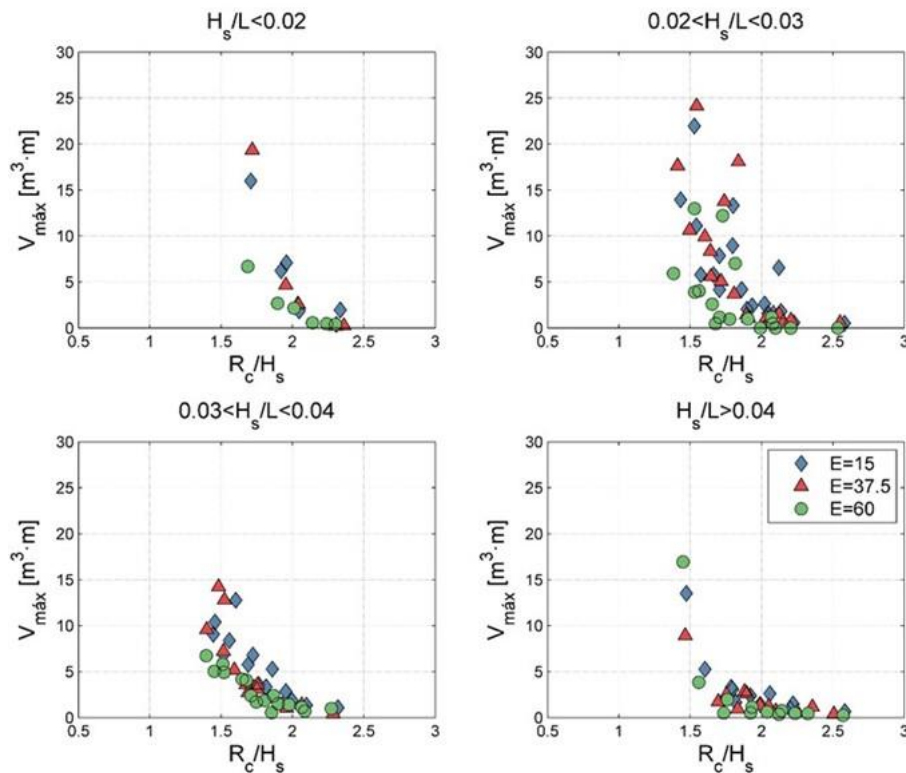


Figura 6. Ensayos sobre secciones de dique en talud. Comparación del volumen máximo de rebase en las tres escalas ensayadas en función del peralte del oleaje. Fuente: CEDEX (2019)

En el caso de las secciones de tipo vertical, la forma de producirse el rebase difiere significativamente de la que tiene lugar en las secciones de tipo en talud. El efecto de la pared vertical del dique hace que la proyección del rebase sobre la coronación tienda a producirse con menor alcance hacia el lado abrigado, de manera que las descargas de agua vierten muy próximas al lado posterior dele espaldón, e incluso no sobrepasen totalmente este elemento.

En la Figura 7 se han representado los resultados de las medidas de rebase realizadas sobre las secciones de tipo vertical ensayadas en este estudio. Como puede apreciarse, en este caso se observa un notable grado de dispersión en los resultados obtenidos. Este grado de dispersión es mayor aún cuando las tasas de rebase son reducidas, con valores elevados de R_c/H_s .

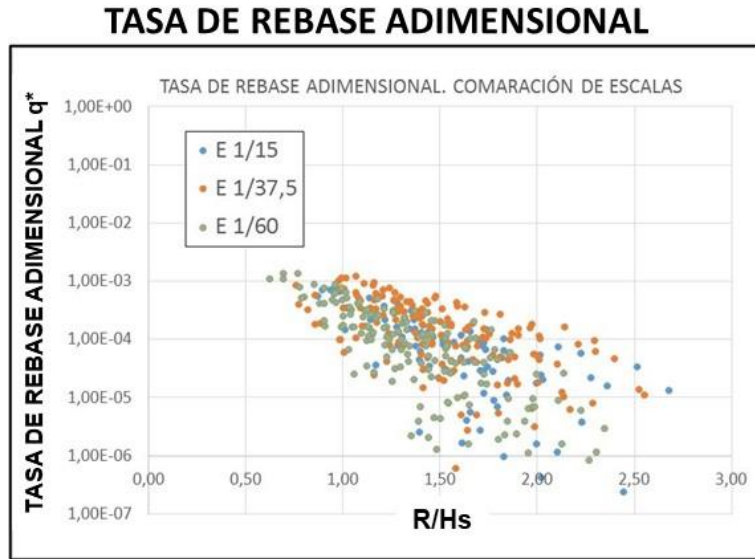


Figura 7. Ensayos sobre secciones de dique vertical. Comparación del volumen máximo de rebase en las tres escalas ensayadas en función del peralte del oleaje. Fuente: CEDEX (2019)

7. Método de corrección de los efectos de escala en el rebase para el caso de los diques en talud

Finalmente, a partir de los resultados obtenidos en los ensayos sobre las secciones tipo de dique en talud para las diferentes escalas, se ha analizado la relación entre la tasa de rebase escalada a prototipo de los datos a gran escala, 1/15 (escala de referencia) y los obtenidos para los ensayos a pequeña escala según la siguiente ecuación para este factor de escala:

$$f_{escala} = \frac{q_{gran\ escala}^{**}}{q_{pequeña\ escala}^{**}}$$

En la Figura 8, se muestra un gráfico en el que se representa el factor de escala en función de la tasa de rebase obtenida con los modelos a escala reducida (E37,5 y E60). La curva obtenida permite corregir el efecto escala de los ensayos a pequeña escala respecto a los de gran escala.

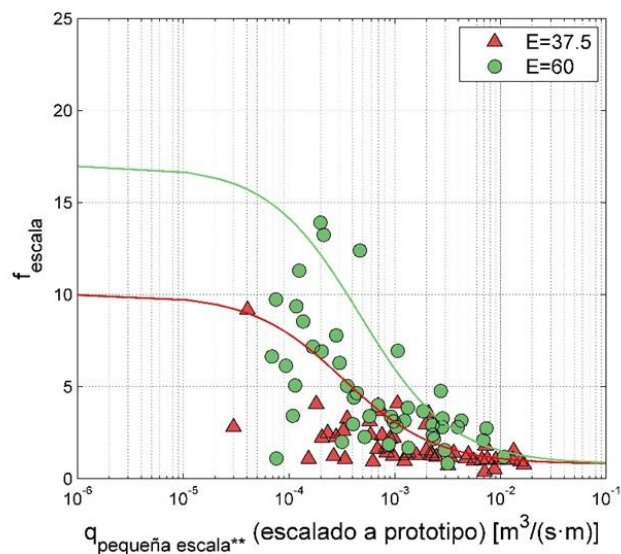


Figura 8. Corrección del efecto escala de los ensayos realizados a pequeña escala (E=37.5 y E=60) para un dique en talud de manto de cubos y $cotg\alpha = 2$. Fuente: CEDEX (2019)

La curva propuesta (función sigmoïdal) tiene la siguiente expresi3n:

$$f_{escala} = \left(f_e(max) - f_e(min) \left[1 + \left(\frac{Q_{pequeña\ escala}^{**}}{a} \right)^{-1} \right] + f_e(min) \right)$$

El coeficiente a y los parámetros $f_e(max)$ y $f_e(min)$ dependen de la escala ensayada en los ensayos a pequeña escala y se recogen en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de ajuste para la correcci3n del efecto escala

Escala	a	$f_e(max)$	$f_e(min)$
$\lambda = 37.5$	$3.2 \cdot 10^{-4}$	11	0.8
$\lambda = 60$	$4.7 \cdot 10^{-4}$	18	0.8

Esta curva proporciona un valor m3ximo del factor de escala ($f_e(max)$) para las tasas de rebase m3s pequeas, donde los efectos de la tensi3n superficial y la viscosidad son m3s importantes, hasta un valor m3nimo cercano a 1 ($f_e(min)$) para las mayores tasas de rebase. El rango de rebases utilizado en la calibraci3n va desde $2 \cdot 10^{-5}$ hasta $2 \cdot 10^{-2}$ aproximadamente. Por debajo de estos valores el rebase puede considerarse pr3cticamente despreciable.

8. CONCLUSIONES


A partir del an3lisis de los efectos de escala realizado sobre los ensayos de rebase en diques de abrigo llevados a cabo seg3n se ha expuesto en la presente comunicaci3n, se han obtenido las siguientes conclusiones:

- Se han obtenido claramente menores tasas de rebase con pequeas escalas que en ensayos a gran escala.
- Con escalas en torno a 1/40 (escala ensayada 37;5) los efectos de escala son poco significativos, obteniéndose tasas de rebase del orden de las obtenidas con escala 1/15.
- En el caso de las secciones de diques en talud, las tasas de rebase medidas a escala 1/60 son inferiores a las medidas con escala 1/15 para las mismas condiciones de oleaje, presentando diferencias significativas. Ello hace que los resultados con este orden de escalas (1/60), para este tipo de diques, queden del lado de la inseguridad.
- Las diferencias con los resultados a escala 1/15, y por tanto los efectos de escala, son mayores en el rango de descargas de rebase reducidas. Hay que hacer notar que esta es la situaci3n de mayor inter3s en lo que respecta al diseo de la cota de coronaci3n, ya que est3 relacionado con el concepto de “inicio del rebase”.
- En lo que respecta al volumen de rebase m3ximo durante una serie temporal, se han obtenido tambi3n mayores valores en los ensayos a escala 1/15. Al igual que para la tasa de rebase, las diferencias m3s importantes se producen para la escala 1/60. Las mayores diferencias se producen para los peraltes m3s pequeos donde aumenta la transmisi3n del flujo a trav3s del medio poroso.
- Finalmente, cabe recordar que a la hora de abordar el diseo de estas obras frente al rebase del oleaje, es necesario tener en cuenta el tipo de uso de la zona abrigada, lo que exige una mayor fiabilidad en la cuantificaci3n del rebase.

Reflexión, disipación y transmisión en diques en talud. Condicionantes del método experimental

Reflection, dissipation and transmission in rubble mound breakwaters. Conditions of the experimental technique

Pilar Díaz-Carrasco^a, María Clavero^b y Miguel Á. Losada^b

^aDepartamento de Ingeniería de Transporte, Universidad Politécnica de Valencia, España,  0000-0002-9919-6124; pdiacar@upv.es; ^bGrupo de Dinámica de Flujos Ambientales, IISTA, Universidad de Granada, mclavero@ugr.es, mlosada@ugr.es

How to cite: Díaz-Carrasco, P., Clavero, M. y Losada, M.A. 2022. Reflexión, disipación y transmisión en diques en talud. Condicionantes del método experimental. En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Costas y Puertos. Vigo, España, 11 y 12 mayo de 2022.

Abstract

The main objective of this work is to apply the methodology proposed by Díaz-Carrasco et al. (2020) based on dimensional analysis to analyze the hydraulic performance of a mound breakwater. Based on this methodology, Díaz-Carrasco et al. (2020) proposed an experimental technique to design wave conditions in laboratory tests. This work includes laboratory experiments where homogeneous and permeable non-overtopping mound breakwaters without damage were tested. The tested wave conditions were selected following the experimental technique proposed by Díaz-Carrasco et al (2020). The analysis of the experimental results shows that the wave energy transformation is adjusted according to a sigmoid function with the independent variable relating the relative water depth, h/L , and the wave steepness, H/L . The application of the dimensional analysis and the experimental technique for laboratory tests allows not only analyzing the wave energy transformation with the structure, but also studying the hydraulic performance of each experimental data and, with this, to identify the optimal and suitable experimental results for the design of future formulations.

Keywords: mound breakwaters, experimental technique, wave energy transformation, wave breaking, porous medium, relative water depth, wave steepness.

Resumen

El objetivo principal de este trabajo es aplicar la metodología propuesta por Díaz-Carrasco y col. (2020) basada en el análisis dimensional para analizar el comportamiento hidráulico de un dique en talud. A partir de esta metodología, Díaz-Carrasco y col. (2020) propuso una técnica experimental para diseñar las condiciones de oleaje en ensayos de laboratorio. Este trabajo incluye experimentos en laboratorio donde se ensayaron diques homogéneos y permeables no rebasables sin daño en el talud. Las condiciones de oleaje de los ensayos se seleccionaron siguiendo la técnica experimental propuesta por Díaz-Carrasco y col. (2020). El análisis de los resultados experimentales muestra que la transformación de la energía de oleaje se ajusta según una función sigmoide con la variable independiente que relaciona la profundidad relativa, h/L , y el peralte a pie de dique, H/L . La aplicación del análisis dimensional y la técnica experimental para los ensayos en laboratorio ha permitido no solo analizar la transformación de la energía de oleaje con la estructura, sino también estudiar el comportamiento hidráulico de cada dato experimental y, con ello, identificar los resultados experimentales óptimos e idóneos para el diseño de futuras formulaciones.

Palabras clave: dique en talud, técnica experimental, transformación de la energía del oleaje, rotura del oleaje, medio poroso, profundidad relativa, peralte.

1. Introducción

La tipología de dique en talud es la más frecuente en el mundo por su capacidad para disipar la energía del oleaje, a su diseño relativamente sencillo y a la posibilidad de ser construida utilizando piezas de diferentes tipos y tamaños. El proyecto de diseño, construcción y mantenimiento de los diques en talud debe ser verificado para proporcionar seguridad y servicio en las zonas costeras durante la vida útil de la estructura. El comportamiento hidráulico de tales estructuras depende de los regímenes cinemático y dinámico, y su cuantificación debe considerar las tres leyes de (1) conservación de la energía, utilizadas para estimar la transformación de la energía del oleaje en su interacción con la estructura; (2) la conservación de masa, aplicable para estimar el descenso y el ascenso (rebase) de la ola sobre el talud; y (3) la conservación de la cantidad de movimiento, que se utiliza para calcular las fuerzas y momentos en las piezas que forman la estructura (análisis de estabilidad). Para diseñar las fórmulas de estabilidad y rebase, es necesario primero analizar la progresión del oleaje y rotura sobre el talud, y la transformación de la energía incidente (reflejada, K_R^2 y transmitida, K_T^2 , disipada, D^*) con la estructura.

La mayoría de las fórmulas utilizadas para cuantificar el comportamiento hidráulico de los diques en talud se basan en el trabajo seminal de Battjes (1974), que propuso utilizar el número de Iribarren (Iribarren y Nogales, 1949) como parámetro de similitud dinámica para analizar la transformación de la energía del oleaje y para identificar los tipos de rotura sobre el talud. Desde entonces, la mayoría de las fórmulas de diseño son combinaciones del número de Iribarren, I_r , con variables no dimensionales seleccionadas de manera empírica sin un análisis dimensional previo. Estos trabajos consideraron una extensa base de datos experimentales y elaboraron las fórmulas calibrando los coeficientes de ajuste e incluyendo/mezclando variables sin un análisis previo de los parámetros que influyen en la variable de diseño. Además, las fórmulas obtenidas se derivan de experimentos realizados con condiciones de los ensayos, dispositivos experimentales y técnicas muy específicas. Las consecuencias de estos análisis y métodos se traducen en una elevada incertidumbre de los resultados y, por tanto, de las fórmulas desarrolladas. Esta incertidumbre parece inaceptable, no sólo por los conocimientos y los medios disponibles, sino también por los futuros retos derivados de la subida del nivel del mar, que exigirán una mayor precisión y optimización (económica y medioambiental) en el diseño.

Por ello, el objetivo principal de este trabajo es aplicar una metodología específica desarrollada en los últimos años por Díaz-Carrasco y col. (2020) para analizar la transformación de la energía incidente del oleaje al interactuar con un dique en talud de escollera. La metodología se basa en un análisis dimensional que incluye las principales variables que influyen en el comportamiento hidráulico de los diques en talud. Esta investigación incluye experimentos en laboratorio en un canal oleaje-corriente 2D donde se ensayaron diques homogéneos y permeables no rebasables.

2. Metodología

2.1 Análisis dimensional

Díaz-Carrasco y col. (2020) estudiaron la transformación de la energía del oleaje para un dique en talud impermeable y un talud permeable con manto principal a partir de ensayos numéricos y experimentales, respectivamente. El análisis dimensional propuesto establece que la energía del oleaje reflejada (K_R^2), transmitida (K_T^2) y disipada (D^*) son cantidades derivadas de:

$$[K_R^2, K_T^2, D^*] = f(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3) \quad (1)$$

donde $\Pi_1 = (h/L, H_{s1}/L)$ representa el tren de olas incidente que incluye la profundidad relativa, h/L , y el peralte incidente a pie de dique, H_{s1}/L . $\Pi_2 = (B/L, D_{n50p}/L, R_{ep})$ recoge la influencia del medio poroso con: la anchura relativa de la base, B/L , que indica la tendencia a alcanzar el régimen de saturación de la estructura (Requejo y

col., 2002); el diámetro relativo del núcleo poroso D_{n50p}/L , que gobierna la disipación del flujo dentro del medio poroso y cuantifica el efecto escala (Pérez-Romero y col., 2009); y el número de Reynolds del grano, Re_p (Gu y Wang, 1991; Van Gent, 1995; Burcharth y Andersen, 1995). $\Pi_3 = (D_{n50a}/L, Re_{Da})$, incluye la influencia del manto principal del talud con: el diámetro relativo del manto, D_{n50a}/L , que gobierna el régimen de turbulencia en el talud debido a la rotura del oleaje y la interacción con las piezas del manto (Clavero y col., 2018); y el número de Reynolds del manto, Re_{Da} (Dai y Kamer, 1969). El ángulo del talud a barlomar, α , no se incluye en la Ecuación 1 por ser ya un parámetro adimensional que caracteriza la estructura y ordena los resultados.

A partir del análisis dimensional, Díaz-Carrasco y col. (2020) analizaron los datos experimentales y numéricos y obtuvieron las siguientes conclusiones de aplicación en este trabajo de investigación,

1. Existe una relación entre el producto $(h/L)(H_{st}/L)$ y la energía reflejada, transmitida y disipada en los diques en talud. Este producto se define como el parámetro de similitud $\chi = (h/L)(H_{st}/L)$, que representa el lugar geométrico de los trenes de olas con el mismo tipo de rotura sobre el talud (Moragues y Losada, 2021) y delimita las regiones de transformación de la energía del oleaje (reflexión, disipación y región de transición).
2. El espacio muestral $[\ln(h/L), \ln(H_{st}/L)]$ es una técnica experimental adecuada en laboratorio que permite caracterizar el comportamiento hidráulico de los diques en talud y los tipos de rotura del oleaje.

Siguiendo el trabajo de Díaz-Carrasco y col. (2020), Losada (2021) también destacó la importancia del parámetro $\gamma = H_{st}/h$ dentro del espacio muestral para determinar el rango de aplicación de los ensayos experimentales. Dicho parámetro representa el lugar geométrico de los trenes de ondas con la misma altura de ola relativa a pie de dique.

2.1.1 Modelos físicos

Los ensayos experimentales se realizaron en el canal oleaje-corriente del Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada (Fig. 1a). La Fig. 1b muestra un esquema del modelo físico ensayado, es decir, un dique en talud homogéneo y permeable con un diámetro constante $D_{50,p} = 30$ mm, dos anchos de coronación B_b , y dos pendientes del talud a barlomar, α . La profundidad del agua en la zona de generación y en el volumen se mantuvo constante e igual a $h = 0.4$ m. La Tabla 1 resume la configuración geométrica de los tres modelos físicos ensayados, identificados en adelante: HP-MB-1, para $B_b = 0.24$ m, pendiente 1:2; HP-MB-2, para $B_b = 0.24$ m, pendiente 1:1.5; y HP-MB-3, para $B_b = 0.10$ m, pendiente 1:2.

Tabla 1. Parámetros geométricos de los modelos físicos. Para todos los modelos se tiene que $Fc = 0.15$ m; $\tan(\beta) = 1/1.5$; y $FMT = 0.55$ m

Configuración	B_b (m)	$\tan(\alpha)$
HP-MB-1	0.24	1/2
HP-MB-2	0.24	1/1.5
HP-MB-3	0.10	1/2

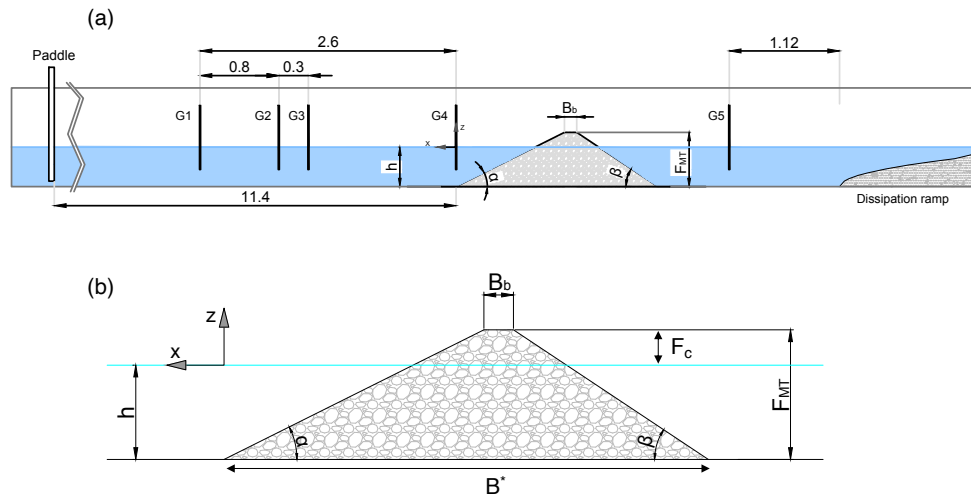


Fig. 1 (a) Esquema del canal oleaje-corriente de IISTA; (b) esquema del modelo físico ensayado

2.1.2 Condiciones experimentales

Los ensayos experimentales se realizaron con los siguientes requisitos:

1. La rotura del oleaje solo se produjo por la interacción oleaje-talud y los experimentos fueron en condiciones de no rebase y no daño.
2. Se utilizó el software AwaSys para generar ondas con absorción de la reflexión activa.
3. Se simuló oleaje regular definido por una altura de ola, H_{target} , y un periodo de oleaje, T_{target} . Cada ensayo se repitió tres veces con 100 olas por ensayo.

La Tabla 2 recoge las condiciones de oleaje para los tres modelos físicos probados. Estas condiciones de oleaje regulares se eligieron seleccionando puntos en el espacio muestral $[\ln(h/L), \ln(H_{st}/L)]$ para cubrir las regiones de transformación de la energía del oleaje, teniendo en cuenta las limitaciones de laboratorio por generación y las limitaciones impuestas de no rotura por fondo, no rebase y no daño del talud. Para más información de la aplicación de esta técnica experimental véase Díaz-Carrasco (2019).

Tabla 2. Valores máximos y mínimos de las condiciones de oleaje regular ensayadas

Modelo físico	H_{target} (m)	T_{target} (s)
HP-MB-1	[0.0205 – 0.121]	[1.02 – 3.64]
HP-MB-2	[0.036 – 0.121]	[1.02 – 3.00]
HP-MB-3	[0.0205 – 0.121]	[1.02 – 3.00]

2.1.3 Análisis y tratamiento de datos

El método de Baquerizo (1995) se aplicó para separar la señal incidente y reflejada que proporciona la magnitud y la fase del tren de onda reflejado. Se realizó un análisis espectral para calcular la energía reflejada, transmitida y sus respectivos coeficientes de reflexión, K_R^2 , y transmisión, K_T^2 . La señal proporcionada por los sensores de nivel G1, G2 y G3 (Fig. 1a) es la que usa el método de Baquerizo para separar la señal incidente y reflejada. La transmisión se mide con el sensor G5. La disipación total por unidad de energía de oleaje incidente, D^* , se obtiene mediante la ecuación de conservación de la energía,

$$K_R^2 + K_T^2 + D^* = 1 \quad (2)$$

Los parámetros del oleaje se calcularon mediante un análisis espectral y temporal de las señales medidas por los sensores de nivel. El oleaje incidente se caracteriza por una altura de ola significativa, H_{st} , y un periodo medio, T_z . En cada ensayo se identificaron las roturas del oleaje sobre el talud a través de vídeos y fotografías.

3. Análisis de resultados

Esta sección analiza la influencia del tren de ondas incidente, el medio poroso y el talud del dique (variables adimensionales de la Eq. 1) en los resultados experimentales de transformación de la energía del oleaje incidente $[K_R^2, K_T^2, D^*]$ para un dique en talud homogéneo y permeable.

3.1 Tren de ondas incidente

En la Fig. 2 se muestran, en el eje de ordenadas los coeficientes de reflexión y transmisión y la tasa de disipación global frente al parámetro alternativo de similitud $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_I}{L}\right)$ (Díaz-Carrasco, 2019), eje de abscisas. Los datos experimentales de la Fig. 2 corresponden al modelo físico ensayado HP-MB-1, con $B_b = 0.24$ m y pendiente 1:2. El parámetro χ relaciona las dos variables adimensionales que caracterizan el tren de ondas incidente. La figura incluye como curva de ajuste funciones sigmoides que establecen un buen ajuste entre la transformación de la energía incidente y el parámetro de similitud χ . Mientras que la mayoría de los resultados se ajustan bastante bien a una curva, los resultados correspondientes a la rotura del oleaje tipo *oscillation* siguen una sigmoide diferente, sensiblemente paralela a la anterior. A pesar de romper en *oscillation* existen puntos donde la tasa de disipación es similar a la de las roturas en *weak* y *strong bore*.

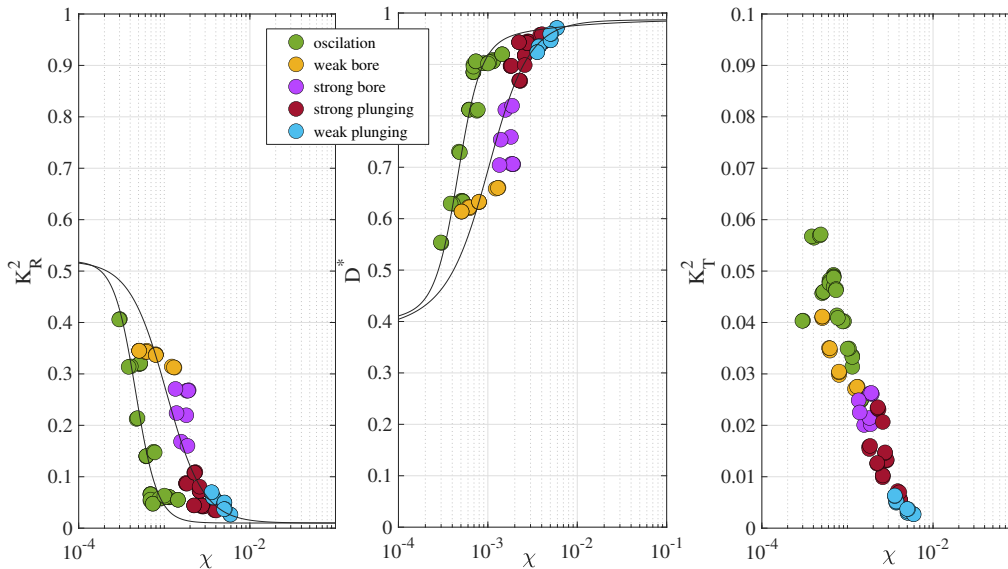


Fig. 2. Transformación de la energía del oleaje y tipos de rotura frente al parámetro de similitud $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_I}{L}\right)$. Datos experimentales del modelo físico ensayado HP-MB-1.

3.2 Medio poroso

Fig. 3 representa los valores de $[K_R^2, K_T^2, D^*]$ frente a $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_I}{L}\right)$ para los dos modelos con diferentes anchos de coronación, B_b , y mismo talud 1:2: HP-MB1, HP-MB-3. La variable adimensional B^*/L (anchura relativa) mantiene el comportamiento hidráulico del dique, es decir, el rango de valores de B^*/L se agrupa en los mismos intervalos de χ para ambas anchuras. Los valores de $[K_R^2, K_T^2]$ aumentan (D^* disminuye) a medida que B^*/L disminuye. Cuando $B^*/L = 0.25$, se alcanza la saturación del dique en laboratorio, la tasa de disipación es máxima y la energía reflejada es mínima. Las regiones de transformación de la energía de las olas y los tipos de rotura se encuentran en los mismos intervalos χ para ambos modelos. La función sigmoide de ajuste es la misma para ambos modelos físicos ensayados con distinta anchura.

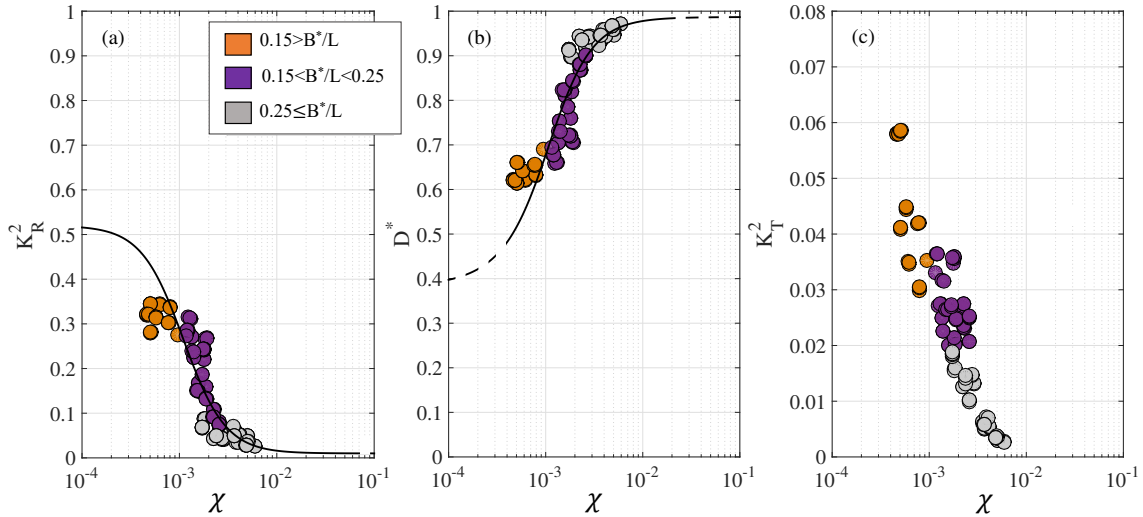


Fig. 3. Transformación de la energía del oleaje frente al parámetro de similitud $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_1}{L}\right)$. Los datos se agrupan según rangos de valores de B^*/L . Los datos experimentales corresponden a los modelos físicos ensayados con diferente anchura de coronación y mismo talud 1:2: HP-MB-1, HP-MB-3.

Fig 4. recoge los datos experimentales de $[K_R^2, K_T^2]$ frente a $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_1}{L}\right)$ para todos los modelos ensayados según rangos de valores del número de Reynolds en el medio poroso, Re_p . Se observa que algunos datos experimentales se encuentran en régimen laminar y transicional, y otros en el régimen turbulento. Si se considera una escala 1:30 modelo/prototipo, todos los datos experimentales se encuentran en un régimen turbulento por lo que los datos en régimen laminar y transicional sufren efecto escala en laboratorio y no deberían usarse para analizar el comportamiento de la estructura y para diseñar fórmulas.

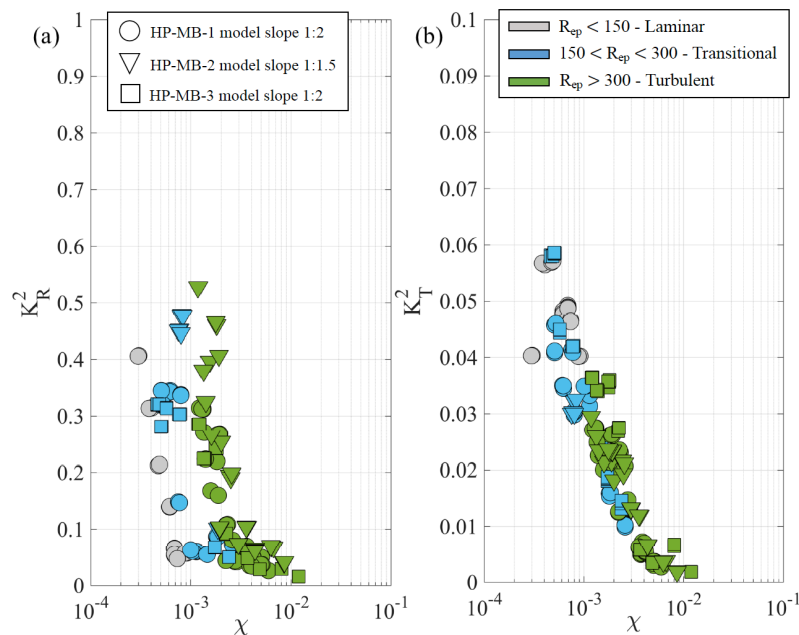


Fig. 4. Transformación de la energía del oleaje frente al parámetro de similitud $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_1}{L}\right)$. Los datos se agrupan según rangos de valores de Re_p . Los datos experimentales corresponden a los todos los modelos físicos ensayados.

3.3 Pendiente del talud

Fig. 5 incluye la influencia del ángulo del talud a barlomar en el comportamiento hidráulico del dique. Los valores de $[K_R^2, K_T^2, D^*]$ frente a $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_I}{L}\right)$ están ordenados por la pendiente talud y por colores por rangos de valores de B^*/L . Los valores de K_R^2 y D^* aumentan y disminuyen, respectivamente, al aumentar la pendiente del talud. La energía transmitida es demasiado pequeña para distinguir la diferencia entre los dos modelos con diferente pendiente. Para el ángulo de inclinación 1:1.5, hay un desplazamiento en el eje x en la región de transición y los tipos de rotura observados en el laboratorio fueron: *weak bore*, *strong bore* y *strong plunging*. De hecho, para un mismo valor de χ , la rotura de la ola en la pendiente 1:1.5 tendía a tipos de rotura más reflejantes que para la pendiente 1:2. En la región donde domina la disipación, se produce la saturación del dique en laboratorio se ($B^*/L = 0.25$) y ambos modelos disipan y reflejan prácticamente lo mismo. La función sigmoide se ajusta para cada pendiente del talud y, por ello, podría decirse que la pendiente es un parámetro que ordena los resultados.

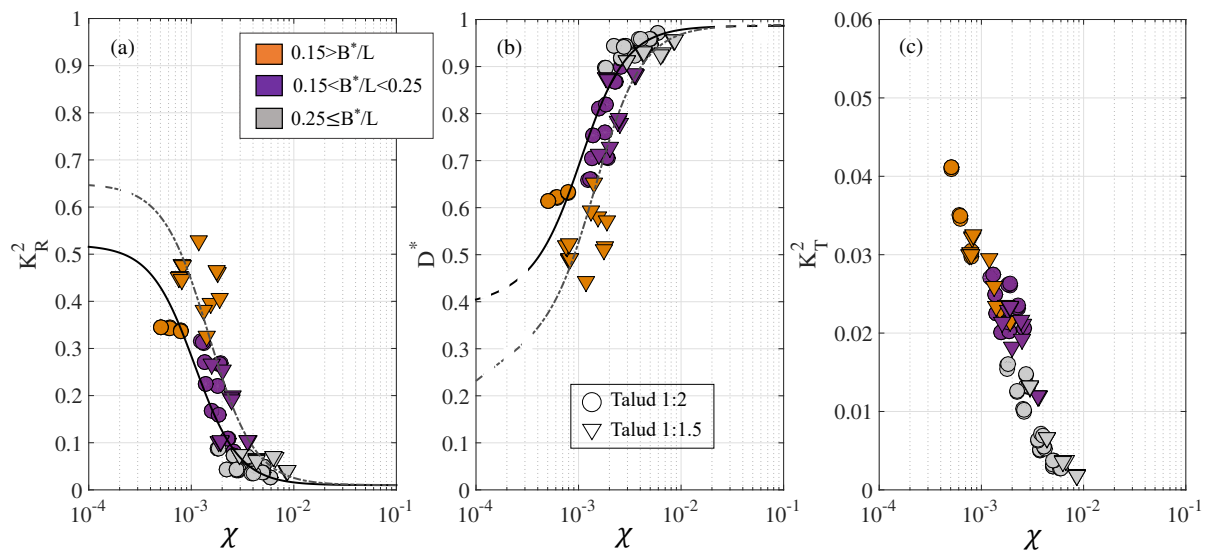


Fig.5. Transformación de la energía del oleaje frente al parámetro de similitud $\chi = \left(\frac{h}{L}\right) \left(\frac{H_I}{L}\right)$. Los datos se agrupan según rangos la pendiente del talud. Los datos experimentales corresponden a los modelos físicos ensayados con diferente pendiente del talud y mismo ancho en coronación $Bb = 0.25$ m: HP-MB-1, HP-MB-2.

4. Conclusiones

El objetivo principal de este trabajo es aplicar la metodología propuesta por Díaz-Carrasco y col. (2020) basada en el análisis dimensional para analizar el comportamiento hidráulico de un dique en talud. A partir de esta metodología, Díaz-Carrasco y col. (2020) propuso una técnica experimental para diseñar las condiciones de oleaje en ensayos de laboratorio. Este trabajo incluye experimentos en laboratorio en el canal oleaje-corriente 2D del IISTA, Universidad de Granada, donde se ensayaron diques homogéneos y permeables no rebasables sin daño en el talud. Las condiciones de oleaje de los ensayos se seleccionaron siguiendo la técnica experimental propuesta por Díaz-Carrasco y col. (2020). Las principales conclusiones de este trabajo son:

- La aplicación de la técnica experimental basada en el espacio muestral $[\ln(h/L), \ln(H_{SI}/L)]$ para analizar el comportamiento hidráulico de un dique en talud permeable y homogéneo optimiza el número de experimentos en laboratorio y proporciona la información necesaria para (i) cumplir los criterios de diseño entre el modelo-prototipo y los requisitos de generación de oleaje, y (ii) identificar las regiones de transformación de la energía de las olas y los tipos de rotura según los intervalos de $(h/L)(H_I/L)$.

- El parámetro $\chi = (h/L)(H/L)$ relaciona las dos variables adimensionales que caracterizan el tren de ondas incidente. Para todos los datos experimentales ensayados es posible ajustar una función sigmoide que establecen un buen ajuste entre la transformación de la energía incidente y el parámetro de similitud χ .
- La anchura relativa característica mantiene el comportamiento hidráulico del dique (regiones de transformación de la energía y tipos de rotura sobre el talud) y el rango de valores de B^*/L se agrupan en los mismos intervalos de $\chi = (h/L)(H/L)$ para los modelos físicos ensayados con diferente anchura.
- La pendiente del talud es un parámetro identificativo que separa el comportamiento hidráulico de los modelos físicos con diferentes taludes. Los valores de K_R^2 y D^* aumentan y disminuyen, respectivamente, a medida que aumenta la pendiente. Para un mismo valor de χ se observan roturas más reflejantes en el talud 1:1.5. En la región dominada por la disipación, la saturación de la escollera en el laboratorio se alcanza y ambos modelos disipan y reflejan prácticamente la misma energía.




Referencias

- Baquerizo, A., 1995. Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción. Ph.D. thesis. University of Cantabria (Spain).
- Battjes, J.A., 1974. Surf Similarity, in: Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering. ASCE, pp. 466-480.
- Burcharth, H.F., Andersen, O.K., 1995. On the one-dimensional steady and unsteady porous Flow equations. Coastal Engineering 24, 233-257.
- Clavero, M., Folgueras, P., Díaz-Carrasco, P., Ortega-Sánchez, M., Losada, M.A., 2018. A similarity parameter for breakwaters: the modified Iribarren number. Proceedings of 36th International Conference on Coastal Engineering. Baltimore, Maryland (USA).
- Dai, Y.B., Kamer, A.M., 1969. Scale effect tests for rubble mound breakwaters. U. S. Army Engineer Waterway Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, Research Report H-69-2.
- Díaz-Carrasco, P., 2019. Water-wave interaction with mound breakwaters: from the seabed to the armor layer. Ph.D. thesis. University of Granada (Spain).
- Díaz-Carrasco, P., Moragues, M.V., Clavero, M., Losada, M.A., 2020. 2D Water-wave interaction with permeable and impermeable slopes: dimensional analysis and experimental overview. Coastal Engineering 158, 103682.
- Gu, Z., Wang, H., 1991. Gravity waves over porous bottom. Coastal Engineering 15, 497-524.
- Iribarren, C.R., Nogales, C., 1949. Protection des ports, paper presented at 17th international navigation congress, permanent int. Association of Navigation Congress, Lisbon (Portugal).
- Losada, M.A., 2021. Method to assess the interplay of slope, relative water depth, wave steepness, and sea state persistence in the progression of damage to the rock layer over impermeable dikes. Ocean Engineering 239, 109904
- Moragues, M.V., Losada, M.A., 2021. Progression of wave breaker types on a plane impermeable slope, depending on experimental design. Journal of Geophysical Research: Ocean 126, 5.
- Pérez-Romero, D.M., Ortega-Sánchez, M., Moñino, A., Losada, M.A., 2009. Characteristic friction coefficient and scale effects in oscillatory flow. Coastal Engineering 56, 93-939.
- Requejo, S., Vidal, C., Losada, I.J., 2002. Modeling of wave loads and hydraulic performance of vertical permeable structures. Coastal Engineering 46, 249-276.
- Van Gent, M.R., 1995. Wave Interaction with Permeable Coastal Structures. Ph.D. thesis. Delft University.

Estudio de playas tras temporales extremos a través de imágenes de satélite: caso práctico en el litoral de la provincia de Valencia

Assessment of extreme storm surges effects on beaches using satellite imagery: a practical case on the coast of the province of Valence

Patricia Martín Gómez^a, Miriam García Oliva^b y José Francisco Sánchez González^c

^aCentro de Estudio de Puertos y Costas, CEDEX, , patricia.martin@cedex.es; ^bCentro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, , miriam.garcia@cedex.es; y ^cCentro de Estudios de Puertos y Costas, CEDEX, , Jose.F.Sanchez@cedex.es.

How to cite: Martín-Gómez, P.; García-Oliva, M. y Sánchez-González, J.F. 2022. Estudios de Playas tras Temporales Extremos a Través de Imágenes de Satélite: Caso Práctico en el Litoral de la Provincia de Valencia. En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo.

Abstract

Extreme storm surges are events that affect large coastal areas and produce strong damages, including shoreline retreat or damages to infrastructure or dune systems. This study intends to assess the use of Satellite Derived Shorelines (SDS) for characterizing the effects of such storm surges and how does the shoreline evolve afterwards. The SDS have been obtained from LANDSAT-8 and SENTINEL-2 imagery with the tool SHOREX (SHOREline EXtraction) developed by the Polytechnic University of Valencia (UPV). These satellites provide mid-resolution images and, therefore, cannot provide the same accuracy than other techniques, such as LIDAR. However, these public satellites provide a higher revisit frequency (nowadays, one image every 5 days if no cloud cover is present) and information from larger areas by just one image. The study area covers the whole coast of the province of Valencia (Spain) with a length of 160 km. Two extreme events have been taken into account for this study, the one that hit the coast of Valencia in January 2017 and storm Gloria, that affected almost the whole Spanish Mediterranean coast in January 2020.

Keywords: remote sensing, LANDSAT-8, SENTINEL-2, SHOREX, shoreline, storm surge, extreme event, Valencia

Resumen

Los temporales extremos son eventos que afectan amplias áreas costeras y que producen graves daños como son el retroceso de la línea de costa o el daño a infraestructuras o sistemas dunares. Este estudio pretende evaluar el uso de líneas de orilla derivadas de satélite (SDS, Satellite Derived Shorelines) para caracterizar los efectos de dichos temporales y la evolución de la línea de costa tras los mismos. Las SDS se han obtenido de las imágenes de los satélites LANDSAT-8 y SENTINEL-2 a través de la herramienta SHOREX (SHOREline EXtraction) desarrollada por la Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Estos satélites proporcionan imágenes de resolución media y, por lo tanto, la precisión es menor que la que se obtiene al utilizar otras técnicas como el LIDAR. Sin embargo, estos satélites públicos proporcionan una mayor frecuencia de revisita (actualmente una imagen cada 5 días si no hay cubierta de nubes) e información de áreas más grandes con solo una imagen. El ámbito de estudio es la costa de la provincia de Valencia (España) con una longitud de 160 km. Se han estudiado dos temporales, el de enero de 2017 que afectó a la costa valenciana y Gloria (enero de 2020) con mayor alcance.

Palabras clave: teledetección, LANDSAT-8, SENTINEL-2, SHOREX, línea de orilla, temporal, evento extremo, Valencia

1. Introducción

Este artículo presenta los trabajos realizados en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX para el análisis de los temporales extremos de enero de 2017 y enero de 2020 a través de imágenes de satélite en la costa de toda la provincia de Valencia.

Los temporales marítimos extremos se caracterizan tanto por su fuerza como por un ámbito geográfico afectado de mayor tamaño. Este último hecho dificulta la realización de un estudio convencional de la evolución de todas las playas afectadas por este tipo de temporal. Con técnicas *in-situ* como el LIDAR o GPS diferencial se obtienen resultados de mucha precisión pero a cambio de no poder realizar el estudio en toda la zona afectada y con una resolución temporal muy pequeña, es decir, las veces que se puede ir a tomar medidas también son limitadas.

La teledetección satelital hoy en día pone a disposición nuevas herramientas, como son las imágenes de satélite tomadas con sensores ópticos, que pueden presentar una menor precisión, pero a cambio ofrecen una enorme resolución temporal y la posibilidad de abarcar fácilmente toda la zona afectada por el temporal. Por otro lado, una de las principales desventajas de los sensores ópticos es la imposibilidad de atravesar la cubierta de nubes.

Para el presente estudio se han utilizado los satélites públicos LANDSAT-8 y SENTINEL-2, con lo que se obtiene un periodo de revisita de aproximadamente 5 días desde marzo de 2017 (puesta en funcionamiento de los tres satélites que conforman ambas misiones). Se trata de sensores ópticos con una resolución espacial media que oscila entre los 15 m y los 10 m.

Tanto el estudio de los efectos de los temporales como el estudio de evolución se ha llevado a cabo a partir de líneas de orilla derivadas de las imágenes de satélite, de ahora en adelante SDS (Satellite Derived Shoreline), que han sido proporcionadas por la Universidad Politécnica de Valencia y obtenidas con la herramienta SHOREX (SHOREline EXtraction) desarrollada por la misma.

2. Datos y metodología

El estudio de la evolución de las playas una vez pasado un temporal extremo puede realizarse mediante técnicas *in-situ*, cuya principal ventaja es la precisión, pero que se caracterizan por una menor resolución temporal, menor área de estudio y mayor coste económico.

Una opción disponible hoy en día y que permite aumentar el área de estudio, la resolución temporal y disminuir el coste económico es el uso de imágenes de satélite con sensores ópticos disponibles que proceden de misiones de satélites públicos y cuya información es de libre acceso. Como cualquier técnica también presenta desventajas como, por ejemplo, que la resolución espacial de estas imágenes es media (un máximo de 10 m) o la imposibilidad de atravesar la cubierta de nubes. A pesar de ello, las ventajas que puede aportar son de gran interés.

2.1. Datos satélite y líneas de orilla

En este estudio se han utilizado imágenes de satélite de las misiones LANDSAT-8 y SENTINEL-2. Estas misiones (en adelante L8 y S2 respectivamente) se caracterizan porque sus satélites incorporan sensores ópticos multispectrales cuyas resoluciones espectrales, radiométricas y espaciales son similares (USGS, ESA). Si bien la resolución espacial depende de cada banda espectral, las bandas utilizadas para la obtención de las SDS permiten resoluciones espaciales de entre 10 m (S2) y 15 m (L8). Ambas misiones ofrecen sus datos de forma pública y gratuita en sus productos más básicos que son los que utilizan herramientas como SHOREX. Las bandas utilizadas por SHOREX son las bandas del azul, rojo, verde e IR cercano de cada satélite.

SHOREX incorpora un conjunto de algoritmos que permiten la extracción automática de la línea de orilla a nivel de subpixel, es decir, con mayor resolución espacial que la proporcionada por la propia imagen satélite. Partiendo de imágenes con una resolución espacial de entre 10 m y 30 m (dependiendo del satélite y de las bandas utilizadas) SHOREX extrae una línea de orilla con una resolución espacial de 5 m. Según los autores de la herramienta, puede

proporcionar líneas de orilla de una manera automática con una precisión del orden de 3 m a 5 m (Sánchez-García, 2019; Cabezas-Rabadán, 2020) siempre y cuando se tengan condiciones de clima marítimo de calma.

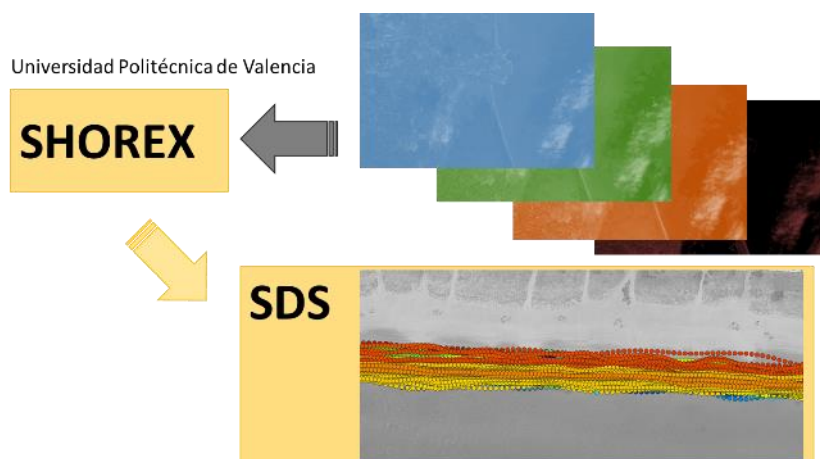


Fig. 1. Proceso de obtención de las SDS

La misión que mayor tiempo lleva en marcha es la estadounidense L8 y consta de un satélite que fue lanzado el 11 de febrero de 2013 y que tiene un periodo de revisita de unos 16 días (USGS). El 23 de junio de 2015 la ESA (*European Space Agency*) lanzó el primer satélite de la misión S2, el Sentinel-2A con un periodo de revisita de unos 10 días. Hasta marzo de 2017 no se puso en órbita el satélite gemelo de la misión S2, el Sentinel-2B (ONDA-DIA). A partir de dicha fecha el periodo de revisita entre los tres satélites es de unos 5 días para la zona de estudio. La fecha de lanzamiento del Sentinel-2B es importante ya que implica que durante el temporal de 2017 sólo había dos satélites disponibles y el periodo de revisita era menor. También hay que recordar que los sensores ópticos no atraviesan la cobertura de nubes que suele existir precisamente durante los temporales.

2.2. Temporales de enero de 2017 y enero de 2020

Los temporales de enero de 2017 y enero de 2020 (Borrasca Gloria) fueron dos temporales que tuvieron un fuerte impacto en la costa mediterránea y fundamentalmente en el óvalo valenciano. En la Fig. 2 se muestra el estado tras el paso del temporal de enero de 2017 y de la Borrasca Gloria (2020) en la playa de Les Palmeres, en Cullera.



Fig. 2. Playa Les Palmeres (Sueca). A la izquierda estado de la playa tras el paso del temporal de enero de 2017. A la derecha estado de la playa tras el paso del temporal de enero de 2020 (Fuente: CEDEX).

A pesar de dicho impacto ambos temporales presentaron características diferentes. Mientras que el temporal de enero de 2017 tuvo una duración mayor con tres picos de altura de ola máxima creciente, la Borrasca Gloria tuvo menor duración en la zona de estudio y un comportamiento explosivo. Se alcanzó rápidamente el máximo de altura de ola que con 8.67 m, en la boya de Valencia, marcó un récord de altura significativa en el mar Mediterráneo. La altura máxima registrada por dicha boya durante el temporal de enero de 2017 fue de 6.59 m. En la Fig. 3 se muestra la evolución de la altura de ola significativa durante los dos temporales. La duración del primero fue de 172 horas y del segundo de 77 horas.

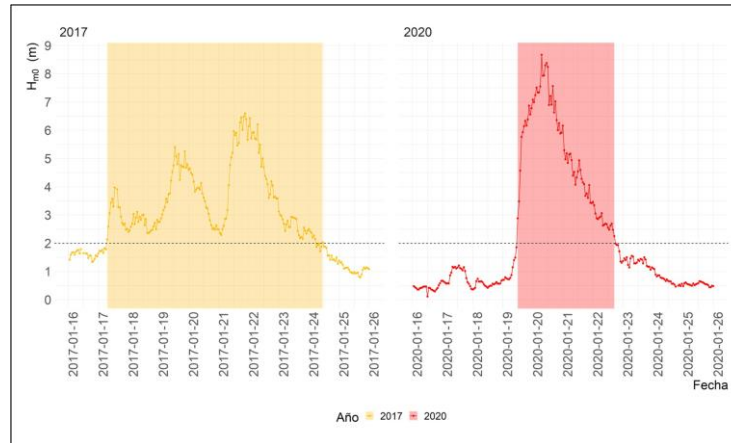


Fig. 3. Evolución de la Hm0 durante los temporales de enero de 2017 y de enero de 2020 en la boya de Valencia (fuente de los datos: Puertos del Estado)

2.3. Zona de Estudio

El ámbito de estudio se extiende desde el Puerto de Castellón hasta el Puerto de Denia, con una longitud aproximada de 160 km (Fig. 4). Se caracteriza por albergar playas completamente urbanas, semiurbanas y naturales. También hay zonas completamente rigidizadas como la zona norte de la playa de El Brosquil y zonas con importantes cordones dunares como la playa del Saler. A lo largo de este tramo de costa también se sitúan diversos puertos de diferente importancia. Las SDS utilizadas no tienen en cuenta zonas completamente rigidizadas, puertos y algunas zonas en las que la existencia de humedales impide la obtención de las mismas.



Fig. 4. Ámbito de estudio: 160 km desde el puerto de Castellón al puerto de Denia

El estudio se ha realizado a escala general y también se han escogido cuatro tramos o zonas piloto para un estudio más detallado. Estos tramos son Arbre del Gos – Plages Saler, Platja del Perelló, Platja Sant-Llorenç – Platja Dossel y Platja Brosquil – Goleta Tavernes (Fig. 5). La elección de estas zonas viene determinada por la existencia de información fotográfica durante ambos temporales y por las diferentes características de las zonas (Tabla 1).

Tabla 1. Tramos piloto para estudio de los temporales de enero de 2017 y 2020

Tramo	Entorno	Longitud del tramo (m)
Abre del Gos-Platges del Saler	Entorno natural	3800
Platja del Perelló	Urbana	3500
Platja Sant Llorenç-Platja Dossel	Semiurbana con duna en el trasdós	3600
Platja Brosquil-Goleta Tavernes	Parte natural y parte urbana	2000

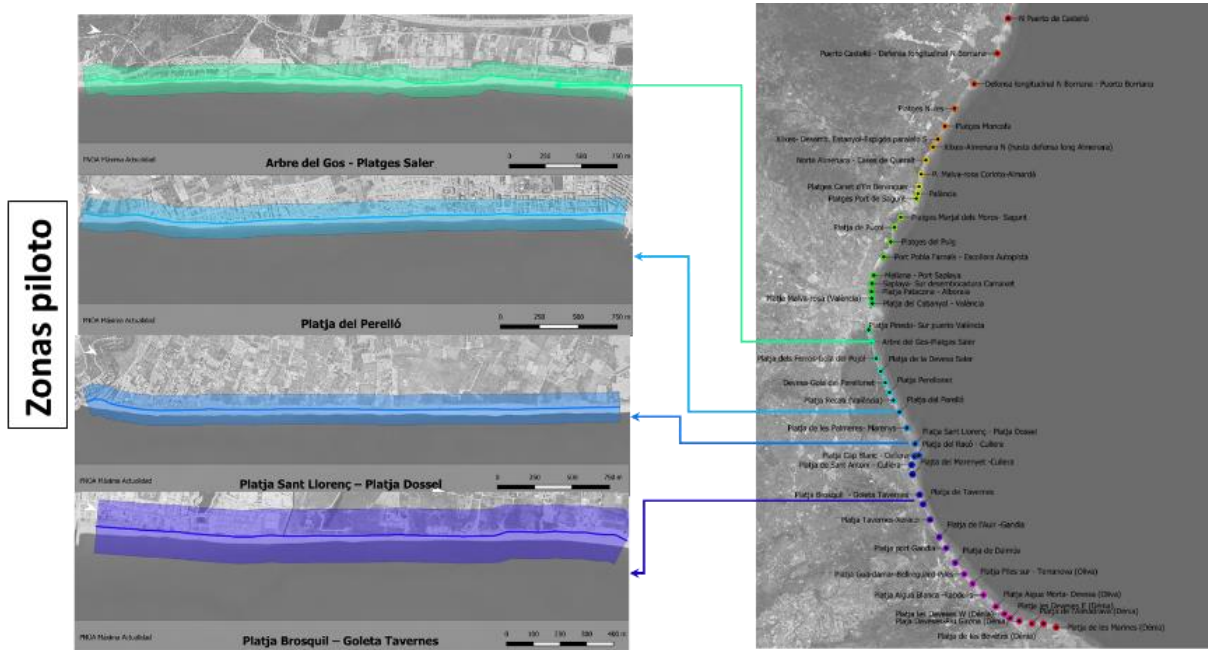


Fig. 5. Tramos piloto para estudio de los temporales de enero de 2017 y 2020 y su situación con respecto al ámbito de estudio

2.4. Metodología

El primer paso es establecer una línea de base interior que sirva de referencia para obtener las variaciones en la posición de las SDS. Esta línea se ha discretizado a dos niveles: segmento y tramo (Fig. 6). El primer nivel de discretización divide la costa en segmentos de 60 m de longitud nominal. Por otra parte, también se ha realizado una división del litoral en zonas más amplias a las que se ha denominado tramos, cada uno de los cuales se compone de un número variable de segmentos. En total se ha dividido la costa en más de 2000 segmentos agrupados en 51 tramos.

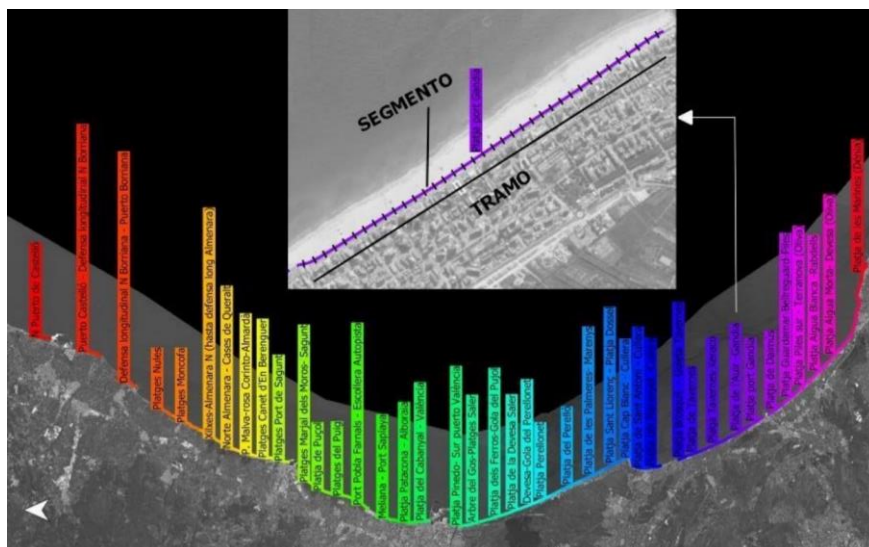


Fig. 6. Discretización en segmentos (60 m) y tramos (longitud variable, número total 51)

A partir de las SDS obtenidas de las imágenes de satélite y la aplicación SHOREX se puede obtener un dato derivado como es la anchura de la playa (con respecto a la línea de base interior) para cada una de las fechas para las que se tiene imagen y para cada segmento. De esta manera se obtiene una nube de puntos, con coordenadas

fecha, segmento y anchura) que puede interpolarse y rasterizarse para obtener un Modelo Espacio-Temporal, MET en adelante, de la variable anchura que facilita el tratamiento por tramos a escala global, en el que la información de cada tramo queda sintetizada en el equivalente a un punto.

Por lo tanto, para el estudio de los efectos sobre la costa de los temporales y su posterior evolución se tienen dos tipos de datos: datos de anchura por segmento y fecha y las propias SDS que permiten calcular áreas de erosión o acumulación encerradas entre líneas para el análisis zonal.

Para el estudio del efecto del temporal sobre la línea de costa se han tomado las SDS disponibles más cercanas al inicio y final del temporal, ya sea en el caso del estudio global como en el caso de los estudios zonales.

Para el análisis global se calcula, en ambos casos, la anchura media del tramo antes y después del temporal y la diferencia entre ambos valores aporta la variación sufrida por dicho tramo. De esta manera se obtienen valores de avance o retroceso de la línea de costa. Hay que tener en cuenta que, aunque los temporales en general producen un retroceso de la línea de costa hay zonas que por la movilización del sedimento, pueden presentar un avance en lugar de retroceso. Dado que los distintos tramos en los que se divide el ámbito de estudio presentan morfologías y formas diferentes, se ha reproducido el análisis utilizando también la mediana de la anchura ya que es un estadístico más robusto frente a los valores extremos. De esta forma se quiere estudiar si existen diferencias significativas entre los resultados obtenidos para ambos estadísticos que recomienden el uso preferente de uno u otro.

Para el análisis zonal se calculan las áreas encerradas por ambas SDS mediante software de Sistemas de Información Geográfica (SIG). Esto permite determinar el valor del área que ha podido perder o ganar una zona del tramo, su localización y también un valor neto de variación de área en todo el tramo. Se puede estimar el retroceso o avance a partir de éste área al dividir por la longitud del tramo afectado por la pérdida o ganancia de área.

El análisis de la evolución de la línea de costa posteriormente al paso del temporal, se ha llevado a cabo sólo para el temporal de 2020, la Borrasca Gloria y a una escala temporal de medio plazo. Para ello se han utilizado todas las SDS disponibles hasta el 11 de noviembre de 2020 y se han calculado los estadísticos media y mediana mensuales para el estudio global. El estudio zonal se ha llevado a cabo con la interpretación visual de las SDS disponibles.

3. Resultados

3.1. Efecto de los temporales

En cuanto a la información obtenida de imágenes de satélite, el principal problema encontrado ha sido la falta de SDS para el temporal de enero de 2017. En esa época sólo L8 y el S2-A estaban en funcionamiento. A esto hay que añadir una cobertura de nubes en la zona de estudio en los tiempos de paso del satélite de entre dos semanas y un mes dependiendo de la zona, por lo que el intervalo de tiempo entre las SDS de antes y después del temporal de enero 2017, en los diferentes tramos, oscila entre los 40 y 48 días.

Por el contrario, tras el temporal de 2020 se tiene una primera imagen tan sólo 4 días después de su paso (*Fig. 7*) y, por lo tanto, el intervalo de tiempo entre SDS de este temporal es de solo 10 días.

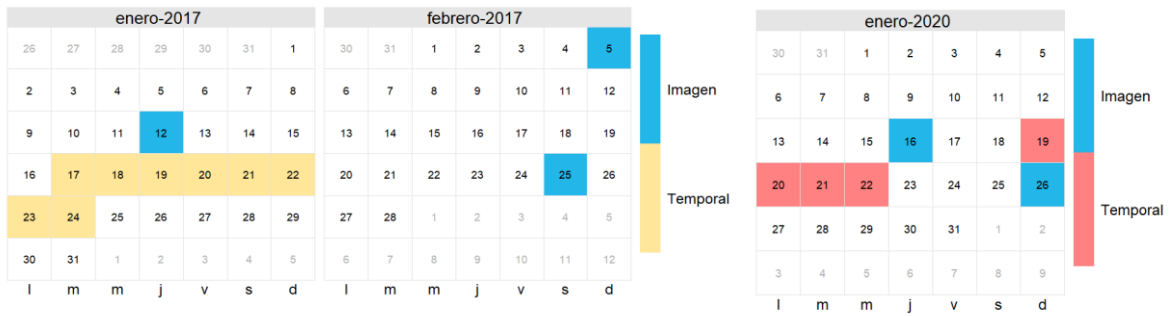


Fig. 7. Fechas de los temporales de enero de 2017 y enero de 2020 (Gloria) y de las imágenes de satélite más cercanas antes y después de los mismos

3.1.1. Temporal de enero de 2017

Los resultados obtenidos para los efectos del temporal de enero de 2017 muestran que en el ámbito de estudio las zonas con un retroceso más importante son pocas y se localizan en la zona situada al norte del Cabo de Cullera. También en esta zona se producen los avances de mayor magnitud. Al sur del Cabo de Cullera las variaciones de anchura son pequeñas (Fig. 8).

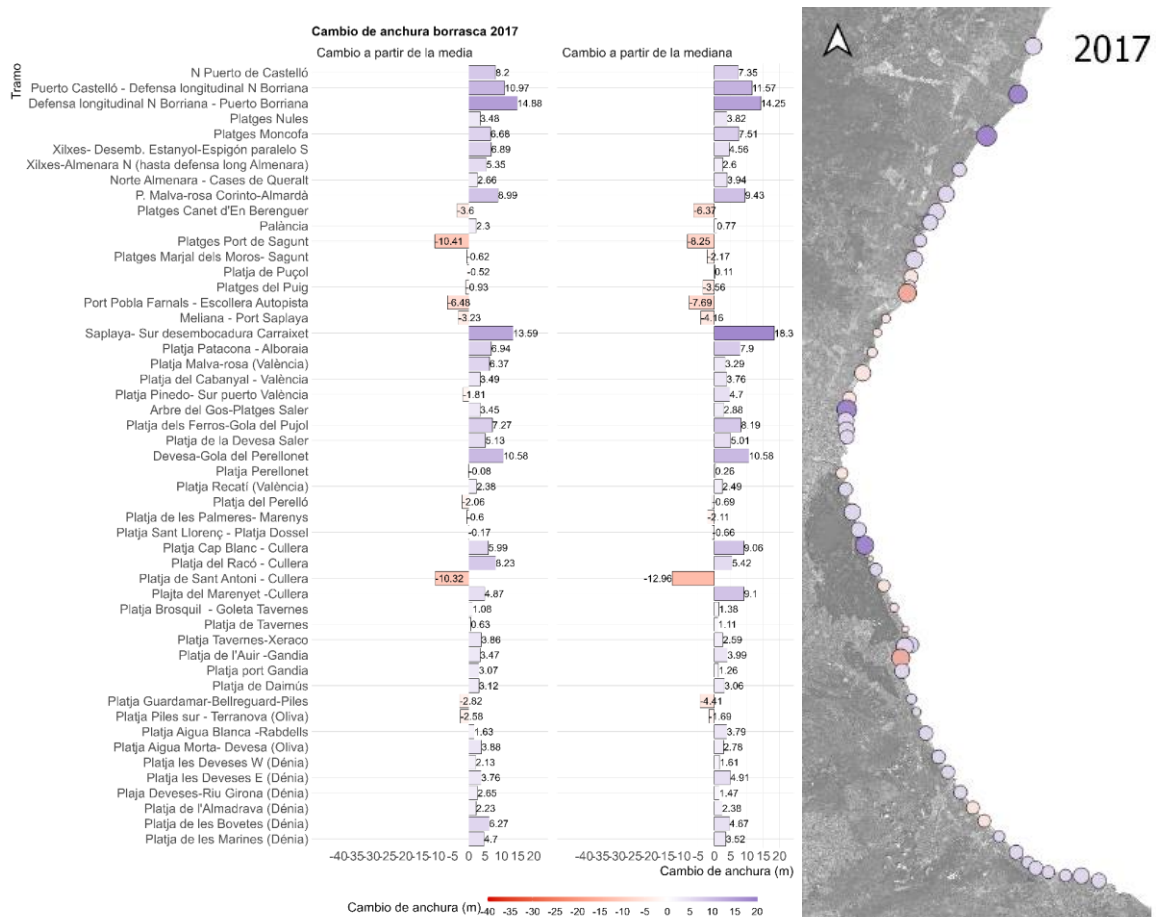


Fig. 8. Efecto del temporal de enero de 2017 en cada tramo

El temporal de enero de 2017 fue un temporal de larga duración y con alturas de ola lo suficientemente elevadas como para esperar otro comportamiento. Sin embargo, como ya se ha comentado las dos SDS de las que se dispone antes y después del paso del temporal están muy separadas en el tiempo y, por lo tanto, los resultados pueden estar

influenciados por posibles recuperaciones naturales o de origen antrópico. El comportamiento cualitativo es similar para ambos estadísticos utilizados a pesar de que los valores numéricos pueden variar ligeramente.

A escala zonal se presenta el balance neto de áreas obtenido para los cuatro tramos piloto. En la Fig. 9 se muestran los valores de área ganada, perdida y el balance neto de cada tramo piloto. Puede observarse como hay una ganancia neta en el tramo de Arbre del Gos – Platges Saler y que la Platja del Perelló pierde unos 7000 m². Sin embargo, los dos últimos tramos presentan un balance neto que podría considerarse nulo, sin embargo, dentro del propio tramo hay zonas con pérdida y zonas con ganancia de material. Para mostrar la forma en la que se obtiene estos valores se ha utilizado como ejemplo el tramo Platja Brosquil – Goleta Tavernes.

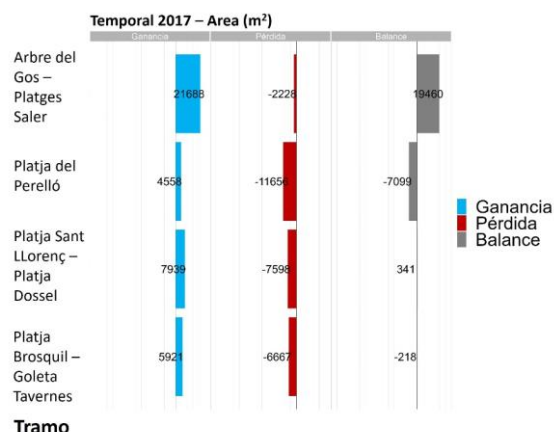


Fig. 9. Balance de variación de área en los tramos pilotos tras el temporal de enero de 2017

El tramo Platja Brosquil – Goleta Tavernes se caracteriza por presentar una zona con cordón dunar de baja altura al trasdós del cual se localizan zonas agrícolas y edificaciones aisladas, algunas de ellas en estado de abandono, y por una zona urbana en la parte sur (Fig. 10).

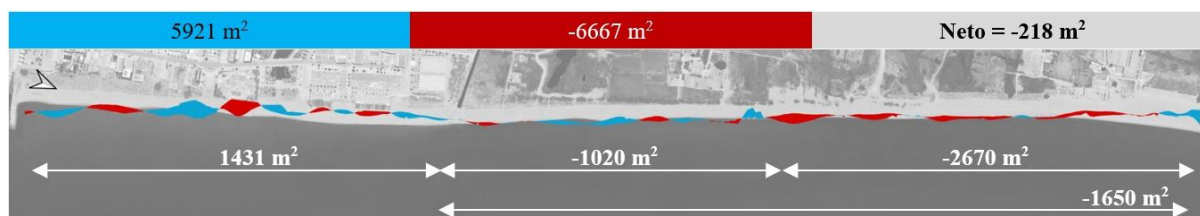


Fig. 10. Áreas de erosión y acumulación durante el temporal de enero de 2017 en el tramo Platja Brosquil – Goleta Tavernes

Para el temporal de enero de 2017, se produjo, en promedio, una conservación de la superficie con un balance neto de unos 220 m² de pérdida. A pesar de ello, se pueden observar alternancias entre zonas con retroceso y avance (Fig. 10). Para el cálculo de las áreas se han utilizado las SDS más próximas antes y después del temporal (12/01/2017 y 25/02/2017). A pesar de esta alternancia, la mayor pérdida de superficie se concentra en los primeros 750 m del tramo (de norte a sur, de derecha a izquierda en la Fig. 10). Esta zona sufre una pérdida de superficie de unos 2670 m², lo que en promedio indicaría un retroceso de 3.5 m.

La principal diferencia entre la zona urbanizada y la más natural es que los cambios de anchura son de mayor magnitud. En la zona más natural las zonas erosivas tienen una mayor longitud, pero en general presentan menor retroceso. Por el contrario, en la zona urbanizada se observa que ocurre lo contrario, los retrocesos son mayores en secciones de menor longitud.

3.1.2. Temporal de enero de 2020 (Borrasca Gloria)

Dentro del periodo de estudio, la Borrasca Gloria ha sido el temporal de mayor intensidad registrado. Produjo un importante retroceso generalizado de la línea de costa. Esto puede observarse en la Fig. 11 en la que todo el ámbito de estudio presenta un retroceso que en algunos casos llega a sobrepasar los 30 m. En algunos casos el retroceso

es menor pero es debido a una menor anchura de playa inicial, a la presencia de una barrera interior rígida o sistema dunar en el trasdós de la playa.

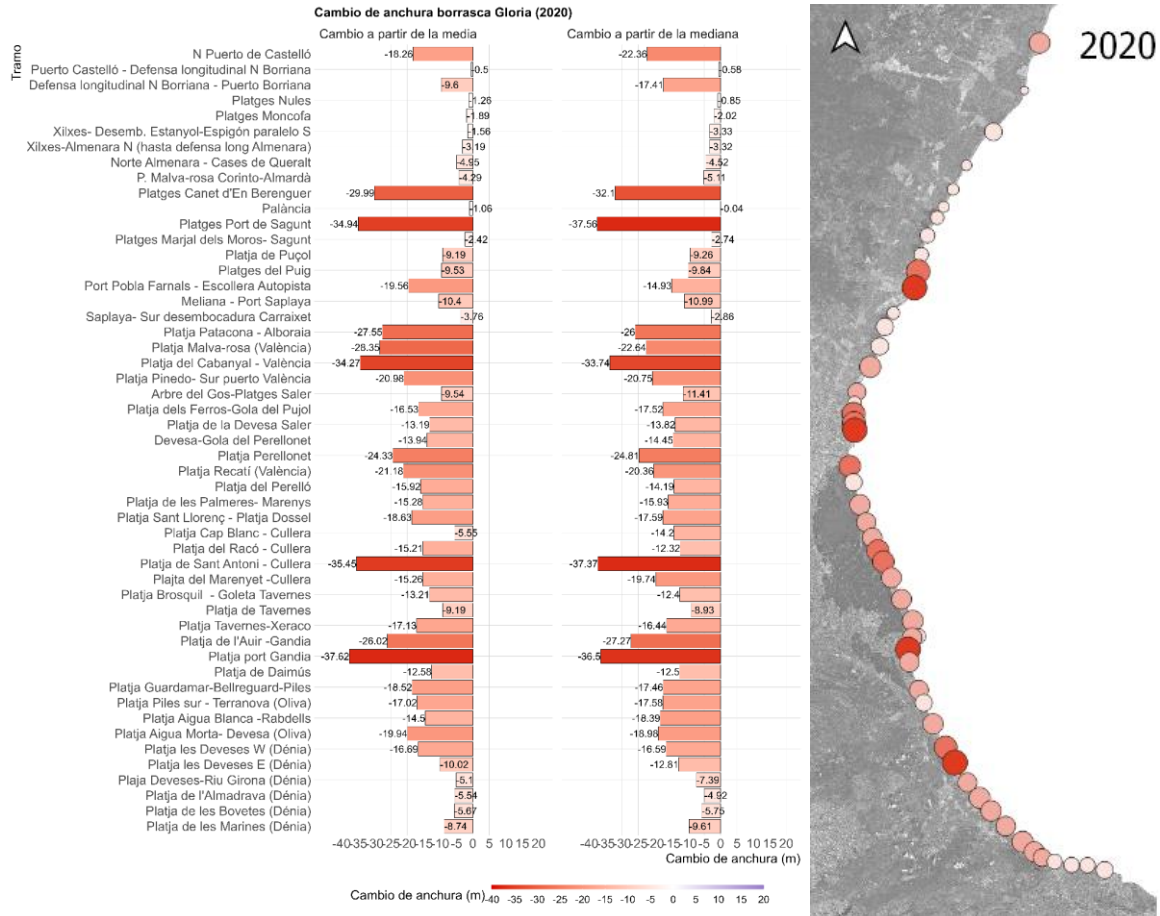


Fig. 11. Efecto del temporal de enero de 2020 (Borrasca Gloria) en cada tramo

En este caso se tiene la ventaja de que las SDS disponibles antes y después del temporal están muy próximas a éste y, por lo tanto, son un reflejo más realista de las consecuencias del paso del temporal ya que no hay tiempo suficiente para la recuperación natural ni de origen antrópico. El comportamiento observado en función del estadístico utilizado es el mismo que en el caso anterior.

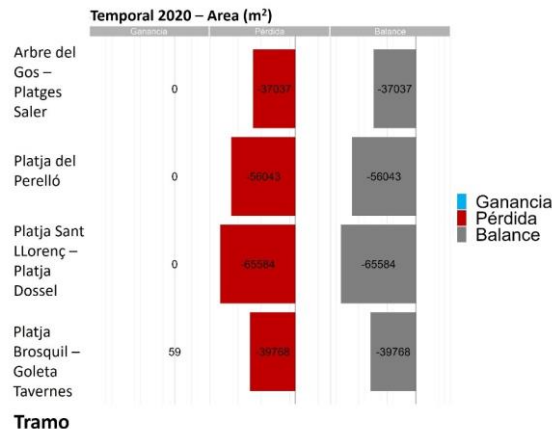


Fig. 12. Balance de variación de área en los tramos piloto tras el temporal de enero de 2020

A escala zonal se presenta, de nuevo, el balance neto obtenido para los cuatro tramos piloto (Fig. 12). Puede observarse que se produce una gran pérdida de área en todos los tramos piloto. Estas pérdidas de área se pueden

traducir a retroceso medio del tramo al tener en cuenta la longitud del éste (Tabla 1). Los retrocesos medios calculados para cada tramo piloto se recogen en la Tabla 2.

Tabla 2. Retrocesos medios de la línea de orilla en los tramos piloto

Tramo	Retroceso medio aproximado
Abre del Gos-Platges del Saler	-10 m
Platja del Perelló	-16 m
Platja Sant Llorenç-Platja Dossel	-18 m
Platja Brosquil-Goleta Tavernes	-20 m

Los valores se obtienen de la misma forma que en el caso del temporal de enero de 2017. Como ejemplo, de nuevo se presenta el tramo Platja Brosquil – Goleta Tavernes.

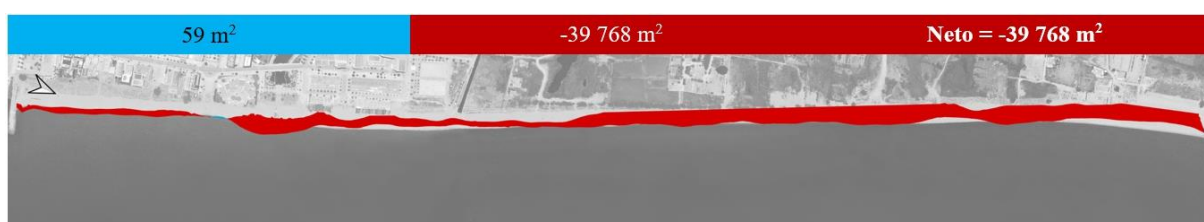


Fig. 13. Áreas de erosión y acumulación durante el temporal de enero de 2020 en el tramo Platja Brosquil – Goleta Tavernes

Para el temporal de enero de 2020, se observa una pérdida generalizada de superficie o de retroceso de la línea de costa netos con la información disponible. Se ha estimado una pérdida de superficie de unos 39 700 m² en una longitud aproximada de 2000 m, lo que implicaría un retroceso promedio del tramo de aproximadamente 20 m.

Tal y como muestra la Fig. 13 el retroceso sería bastante regular y de gran magnitud (entre 30 y 25 m) en los primeros 1100 m aproximadamente. Este retroceso disminuiría a partir de ese punto con alguna excepción en la zona urbana. Precisamente en esta zona se detectan zonas con pérdida total de playa, aunque el retroceso sea menor. Esto se debe a que son zonas que habitualmente presentan una anchura muy pequeña y que al tener un borde interior rígido no pueden perder más material.

3.2. Evolución tras el paso de la Borrasca Gloria: enero 2020 a noviembre de 2020

Para el estudio de la evolución de las playas tras un temporal extremo como fue la Borrasca Gloria de 2020 se ha calculado la variación de anchura considerando sólo el periodo comprendido entre una fecha inicial que se establece tras el temporal, en este caso 26 de enero de 2020 (primera SDS disponible tras el mismo), y la fecha del último dato disponible para cada tramo que es el 11 de noviembre de 2020.

En este caso se han calculado las diferencias de la media y la mediana de la anchura entre las dos fechas indicadas en el párrafo anterior para cada tramo y, teniendo en cuenta las diferencias obtenidas justo tras el paso del temporal (apartado anterior, Fig. 11), se ha calculado el balance final de avance o retroceso desde el paso de la borrasca Gloria. Los resultados para la media y la mediana se muestran en la Fig. 14.

Puede apreciarse que una vez finalizado el temporal se produce una recuperación generalizada, aunque de distinta magnitud en función de la zona y que a pesar de ello casi ninguno de los tramos ha conseguido una recuperación al estado previo al temporal. De nuevo el comportamiento cualitativo mostrado por el análisis con media y mediana es similar, estando las diferencias fundamentalmente asociadas al valor de la variación.

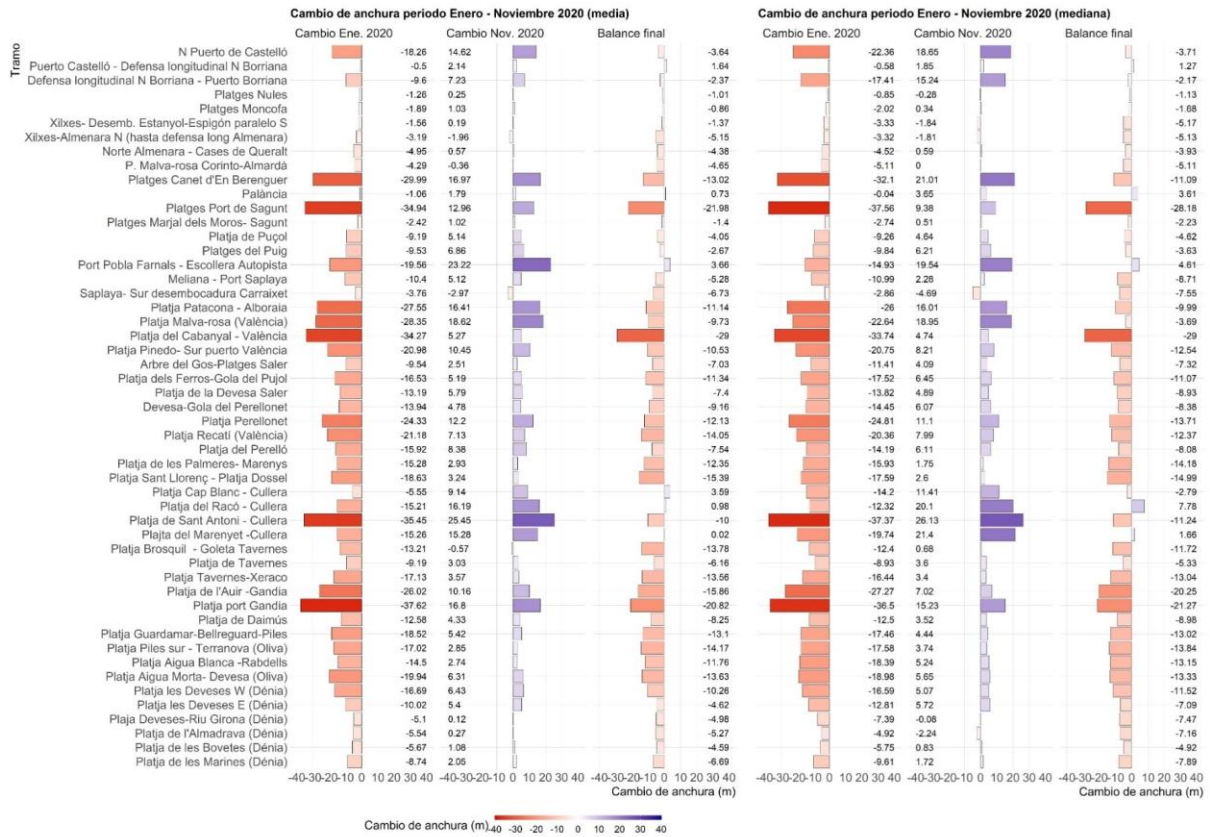


Fig. 14. Evolución de los tramos en todo el ámbito de estudio desde el 26 de enero de 2020 al 11 de noviembre de 2020

Para el estudio zonal de mayor detalle se muestra como ejemplo el tramo piloto de Arbre Gos – Platges Saler.

En la Fig. 15 se han representado todas las SDS disponibles tras el paso de la Borrasca Gloria. Puede observarse como en la zona más al norte se ha producido un avance neto de la línea de orilla. Sin embargo, este avance no es claro en la zona sur. También destacan dos zonas aisladas en las que se observa el gran retroceso producido por el temporal y un gran avance en meses posteriores.

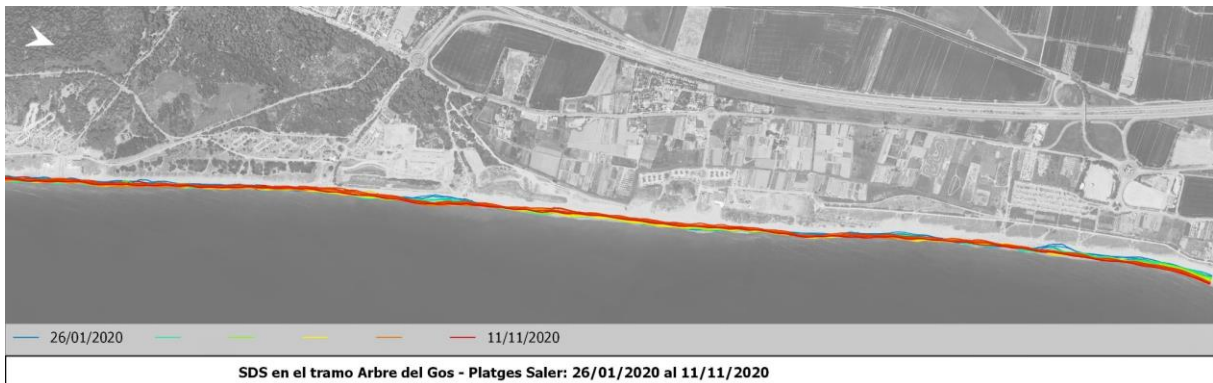


Fig. 15. SDS en el tramo Arbre del Gos – Platges Saler desde el 26/01/2020 hasta el 11 de noviembre de 2020

Sin embargo, al tener en cuenta sólo las SDS de antes y después del temporal y la última disponible (Fig. 16) este comportamiento no es tan claro. En la zona sur la línea de orilla se habría mantenido aproximadamente en una posición muy similar a la de después del temporal y la recuperación en la zona norte sería pequeña. Las posibles causas de esta diferencia al considerar todas las líneas o sólo las iniciales y la final podrían deberse a causas estacionales y/o antrópicas ya que en la Fig. 15 se observa un avance de la línea de orilla en la temporada estival (amarillos) y en la Fig. 16 la SDS de noviembre de 2020 podría mostrar los efectos de temporales otoñales, volviendo a perder parte del material ganado en verano.



Fig. 16. SDS en el tramo Arbre Gos – Platges Saler del 16/01/2020 (antes del temporal), 26/01/2020 (después del temporal) y 11/11/2020 (última fecha disponible)

4. Conclusiones

Con este estudio se pone de manifiesto que es posible estudiar los efectos de temporales extremos con imágenes de satélites públicos con sensores ópticos. Esto permite el estudio de los efectos y evolución en zonas muy amplias o inaccesibles con una gran frecuencia de revisita. Se eliminan los costes de movilización de equipos para trabajos de campo y se puede procesar una gran cantidad de información en un tiempo relativamente corto. Sin embargo, hay que tener en cuenta las limitaciones que presenta el método, como: que no habrá información si hay cobertura de nubes, que los satélites públicos (en este caso L8 y S2) tienen una resolución media y que por lo tanto el estudio es cualitativamente válido pero cuantitativamente está sujeto a un margen de error mayor que el de medidas *in-situ* o con otras técnicas de teledetección como puede ser el LIDAR. A esto hay que sumarle que SHOREX, en el momento de la realización de este estudio, solo ofrece buenos resultados en regímenes micromareales, como la presentada en este artículo, y que no se obtienen líneas con cota. Por otro lado, este tipo de información puede utilizarse para la realización de estudios sintéticos de zonas amplias y también para estudios más detallados en zonas más reducidas. Finalmente, con el temporal de enero de 2017 se ha puesto de manifiesto la importancia de que las SDS utilizadas para evaluar los efectos de un temporal sean lo más próximas posibles al inicio y final del mismo ya que de lo contrario los efectos del temporal se ven diluidos por otros procesos posteriores (recuperación natural o antrópica).

Referencias

- CABEZAS-RABADAN, C., PARDO-PASCUAL, J. E., PALOMAR-VAZQUEZ, J., FERREIRA, Ó., y COSTAS, S. (26 de May de 2020). Satellite Derived Shorelines at an Exposed Meso-tidal Beach. *Journal of Coastal Research*, 95(spl), 1027-1031. <https://doi.org/10.2112/SI95-200.1>
- ESA, Sentinel-2. Online : <https://sentinels.copernicus.eu/web/sentinel/missions/sentinel-2/instrument-payload/resolution-and-swath> [Consulta : 20 de octubre de 2022]
- ONDA-DIAS, Sentinel-2. Online : <https://www.onda-dias.eu/cms/es/data/catalogue/sentinel-2/> [Consulta : 20 de octubre de 2022]
- SANCHEZ-GARCIA, E., BALAGUER-BESER, Á., ALMONACID-CABALLER, J. y PARDO-PASCUAL, J. E. (2019). A New Adaptive Image Interpolation Method to Define the Shoreline at Sub-Pixel Level. *Remote Sensing*, 11(16), 1880. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/rs11161880> [Consulta: 17 de octubre de 2022].
- USGS, Landsat 8. Online : <https://www.usgs.gov/landsat-missions/landsat-8> [Consulta: 20 de octubre de 2022]
- USGS, Landsat 8 band designations. Online : <https://www.usgs.gov/media/images/landsat-8-band-designations> [Consulta: 20 de octubre de 2022]

Levantamiento topográfico de zonas dunares mediante RPAS: Zonas de gran pendiente

Francisco Contreras-de-Villar^a, Juan José Muñoz-Pérez^a, Antonio Contreras-de-Villar^a, Bismarck Jigena^a, Patricia López-García^a,

^aGrupo de Investigación de Ingeniería Costera de la Universidad de Cádiz, Puerto Real, 11510. Cádiz., francisco.contreras@uca.es, juanjose.munoz@uca.es, antonio.contreras@uca.es, bismarck.jigena@uca.es, patricia.lopezgarcia@uca.es

Abstract

The size and great dynamism of coastal systems require faster and more automated mapping methods like use of a remotely piloted aircraft system (RPAS) or unmanned aerial vehicle (UAV). This method allows for shorter intervals between surveys. Previous research looked at how some factors influence the error performed in photogrammetric techniques, such as flight height, flight time, percentage of frame overlap, and the number of (GCPs). This research studies the photogrammetric methods in steep dunes and the principal aim is to determinate the error performed with RPAS. The factors such as type of flight (bi/tri-dimensional) and camera angle were studied. A total of 18 different cases were conducted varying these factors, and the results were analyzed. Among the conclusions it should be highlighted that the best results were with nadiral frames. It is verified that three-dimensional flights slightly improve the statistics.

Keywords: UAV, RPAS, Littoral systems, aerial photogrammetry, DTM, monitoring, SfM, GCPs

Resumen

El tamaño y el gran dinamismo de los sistemas costeros requieren métodos topográficos más rápidos y automatizados como son los sistemas de aeronaves pilotadas a distancia (RPAS) o vehículos aéreos no tripulados (UAV). Estos métodos permiten intervalos más cortos entre campañas. Investigaciones anteriores analizaron cómo algunos factores influyen en el error cometido en las técnicas fotogramétricas, como la altura de vuelo, el tiempo de vuelo, el porcentaje de superposición de fotogramas y el número de (GCPs). Esta investigación estudia los métodos fotogramétricos con RPAS en dunas de gran pendiente. El objetivo principal de esta investigación fue determinar el error que se comete cuando el caso de estudio se encuentra en una duna de gran pendiente. Se estudiaron factores como tipo de vuelo (bi/tri-dimensional) y ángulo de cámara. Se realizaron un total de 18 casos diferentes variando estos factores, y se analizaron los resultados. Entre las conclusiones cabe destacar que los mejores resultados se obtuvieron con tomas nadirales. Se comprueba que los vuelos tridimensionales mejoran ligeramente los valores estadísticos

Palabras clave: UAV, RPAS, Littoral systems, aerial photogrammetry, DTM, monitoring, SfM, GCPs

1. Introducción

El uso actual de sistemas fotogramétricos con drones para la adquisición de datos espaciales en cualquier tipo de ámbito costero tiene el beneficio de un bajo riesgo para el personal que interviene en dicha toma, aporta buenas precisiones, aumenta la productividad y disminuyen los costes. Todo ello permite la monitorización de más costa y un mayor número de veces.

De sobra es conocido el uso y beneficio de esta metodología en zonas de playa con poco desnivel. Su uso en zonas con un desnivel pronunciado (zona de dunas altas y zonas de acantilado) produce grandes distorsiones en los resultados provocando que no se lleguen a las precisiones necesarias.

Esta técnica tiene la dificultad de la alta reflectancia de la arena y su homogeneidad visual. A este tema, ya tratado en estudios anteriores, hay que sumarle la dificultad añadida cuando la playa tiene zonas abruptas o de gran pendiente (caso de zonas de dunas altas o acantilados).

En España la normativa impide volar drones por encima de los 120 metros de altura. A esta limitación se le une el condicionante técnico de la fotogrametría: mantener una altura de vuelo constante con respecto a la superficie terrestre durante la toma de datos. Así los fotogramas vecinos tendrán el mismo recubrimiento. En dos fotogramas contiguos el recubrimiento variará en función del desnivel existente entre sus fotocentros. Este hecho incidirá directamente sobre las precisiones obtenidas.

Si bien se ha detectado el problema, hasta el momento no se ha estudiado ninguna solución. Con este estudio pretendemos cubrir esta necesidad, encontrar una metodología óptima que nos permita aplicar la solución cartográfica UAV-SfM en zonas de playas y dunas. Precisamente estas zonas son las que más necesitan de una vigilancia y estudio por su importancia y lo comprometido de su situación.

El uso profesional de los drones nos obliga a adquirir los conocimientos necesarios sobre la aplicación de fotogrametría aérea en levantamientos topográficos, lo que nos permitirá conocer las bondades de la implementación de la técnica y tener una nueva visión sobre la facilidad de adquirir información de la superficie terrestre mediante un método indirecto obteniendo resultados calibrados, empleando tiempos menores a los requeridos por métodos directos de medición topográfica y con la opción de obtener nuevos productos cartográficos.

El objetivo del trabajo ha sido introducir la planificación de vuelos tridimensionales (altura variable) y comparar los resultados con los vuelos bidimensionales (altura constante). La metodología de toma de datos cartográficos ha sido empleando métodos fotogramétricos con aeronaves no tripuladas (drones), en zonas costeras de orografía pronunciada.

2. Área de estudio

La duna elegida por su carácter abrupto, ha sido la duna de Valdevaqueros (Figura 1). Es una zona de especial protección y aporta un valor destacado en los procesos migratorios. Relacionado con el estudio de la morfología costera hay estudios que evidencian la importancia del control morfológico de la zona costera (Pranzini, 2018; Gómez-Pina, 2007; Bernabeu, 2001; Pouillet, 2019; Contreras, 2019). En el estudio de La zona se encuentra en un buen estado de conservación. La zona de estudio cubre una superficie de 25,7 hectáreas (Figura 2). La costa gaditana ha sido objeto de numerosos estudios relacionados con la dinámica litoral (Muñoz, 2012; Lopez-García, 2021; Santos, 2021; Contreras, 2020).



Figura 1. Plano de situación de la duna de Bolonia

El grado de urbanización es bajo. Está compuesta por arena de color dorado con un D50 de la arena emergida de 0.34 mm.



Figura 2. Superficie de estudio

La zona de estudio cubre una extensión de 25,7 Ha.

3. Metodología

Para definir las diferentes variables necesarias en la correcta planificación de los vuelos (Altura de vuelo, Solapes= transversales y longitudinales, hora de vuelo, N° GCPs/Ha; hemos partido de las investigaciones= previas(Contreras-De-villar et al., 2021) desarrolladas por el grupo de investigación RNM912-Ingeniería Costera.= Dicha publicación concluía, para la planificación de los vuelos, los valores mostrados en la tabla 1.

Tabla 1. Variables de los parámetros de vuelo aplicados

Variable	Valor
Altura de Vuelo (m)	100
Solape Longitudinal	70 %
Solape Transversal	85%

Nº de GCPs/Ha	7
Hora de vuelo	08:00 a.m.

El presente estudio introduce dos variaciones respecto a los estudios tradicionales (Barbero, L., García-López, S., López-Ramírez, J., A. & Muñoz, 2017; Nesbit & Hugenholtz, 2019; Taddia et al., 2020; Zimmerman et al., 2020).

- Vuelo tridimensional
- Variación del ángulo de la cámara

El estudio propone realizar los vuelos paralelos a la superficie de la duna y aplicar distintos ángulos a la cámara que realiza las tomas. También se ha planificado vuelos bidimensionales a los que se les ha aplicado también inclinación en la cámara. Posteriormente se han analizado las diferencias de errores encontradas en los distintos casos. El resumen de los vuelos realizados se resume en la tabla 2.

Tabla 2. Casos estudiados

Variable	Nº casos
Campañas (Jun20/Oct20/Abr21)	3
Tipo vuelo (BIDI/TRI)	2
Ángulos de inclinación (10º, 5º, 0º)	3
Total número casos estudiados	18

3.1. Toma de datos

Como especificamos anteriormente, el área elegida para el estudio es de 299 m costera y 86 m transversal y, por lo tanto, su superficie es de unos 25.714 m², aunque obviamente el área de sobrevuelo se tomó de una superficie mayor.

La recopilación de datos se planificó con Phantom 4 Pro, en función de las siguientes tres etapas:

- Distribución en la playa de hitos prefabricados para mejorar la precisión y calibración de la cámara. Aunque algunos autores (Taddia et al., 2020) afirman que la georreferenciación directa con alta precisión en la ubicación de la cámara y los receptores GNSS pueden limitar la necesidad de GCP, estos puntos de referencia se utilizaron como GCP y se georreferenciaron. Los GCP eran de plástico, medían 24 × 30 cm y unos 5 mm de alto, y tenían un hueco que ayudaba a fijar su posición en la arena. El reverso fue pintado, creando una cuadrícula alterna en blanco y negro. Las posiciones se eligieron tratando de obtener una ubicación óptima de acuerdo al estudio previo (Contreras-De-villar et al., 2021) (cubriendo las cuatro esquinas del sitio, las elevaciones más altas y más bajas, y con suficiente cobertura a lo largo y ancho de la duna). Además, su ubicación se mantuvo durante las dos campañas de vuelo para que los resultados no se vieran afectados por ningún movimiento.

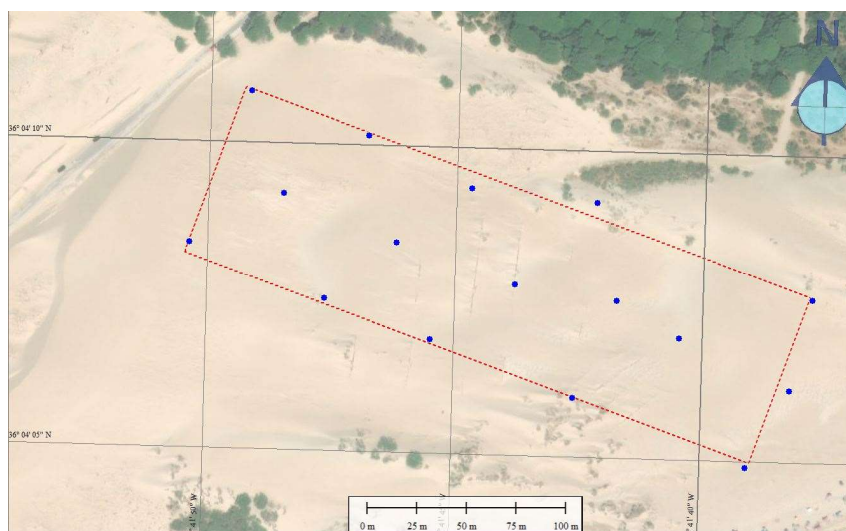


Figura 3. Distribución de los GCPs

- b) Realización de un levantamiento topográfico de la zona mediante topografía directa con GPS en modo RTK (Real Time Kinematic) que proporciona una precisión en torno a los 3 cm. Para asegurar esta precisión, se repitió cada lectura topográfica realizando tres disparos consecutivos, los cuales fueron revisados y validados solo si su diferencia era menor de 1 cm en planimetría y 2 cm en altimetría. Además, el hombre de la caña de GPS distinguió todos los lugares donde aparecieron cambios pronunciados en la topografía de la playa, debido a su formación y experiencia. Y por lo tanto, se incrementó la densidad de puntos GPS en estas áreas. Se tomaron un total de 960 puntos de levantamiento. Esta densidad de puntos es muy alta para las características del terreno.

Los objetivos eran dobles: primero, calcular una superficie topográfica para comparar con los datos fotogramétricos y, segundo, determinar las coordenadas de los GCP para el posprocesamiento del RPAS. Los puntos se definieron en las coordenadas europeas UTM ETRS89, y las nivelaciones se refirieron al Datum español (nivel medio del mar en Alicante) utilizando el geoide EGM2008 proporcionado por el Instituto Geográfico Nacional (Fomento, n.d.).

- c) Introducción de los parámetros de vuelo en el software RPAS y realización de los vuelos fotogramétricos. Se realizaron seis vuelos cada campaña. De esta forma, las condiciones meteorológicas y la situación del terreno serían las mismas y por tanto no influirían en los resultados del estudio. La planificación del vuelo requiere el establecimiento de los límites del área a fotografiar, las características de la cámara, la altura del vuelo, la dirección del vuelo y la superposición del marco en las direcciones lateral y delantera. Así, se realizaron tres vuelos Tridimensionales y tres bidimensionales cada uno de ellos con 10°, 5° y 0° respectivamente.

Por lo tanto, se realizaron 18 vuelos/casos detallados en la Tabla 1.

La planificación de la misión de vuelo se realizó previamente. Para ello se utilizó el programa Pix4D Capture. Este programa utiliza las imágenes aéreas de Google Earth® como base sobre la cual se define el área a volar, se describe la altura de vuelo y los coberturas laterales y delanteras, y se marca el rumbo de vuelo para optimizar los tiempos. El programa calculó la velocidad de vuelo y el intervalo de disparo entre fotografías.

El número de fotogramas y la duración del tiempo de vuelo son mostrados en la Tabla 3.

Tabla 3. Flight data, frame characteristics, frame number and duration of flight

Tipo vuelo	Altura de Vuelo	GSD (cm/pixel)	Frame size 5472x3648 pixel	Number of frames	Duration of Flight (minutes)
TRIDI(0°)	Min 100	2.73	149.4m x 99.6m	45	7
	Max 126	3.27	178.9m x 119.3m		
TRIDI (5°)	Min 100	2.73	149.4m x 99.6m	47	13
	Max 126	3.27	178.9m x 119.3m		
TRIDI (10°)	Min 100	2.73	149.4m x 99.6m	47	13
	Max 126	3.27	178.9m x 119.3m		
BIDI (0°)	Cte. 100	2.73	149.4m x 99.6m	45	7
BIDI (5°)	Cte. 100	2.73	149.4m x 99.6m	47	13
BIDI (10°)	Cte. 100	2.73	149.4m x 99.6m	47	13

3.2. Determinación de los errores obtenidos

La metodología para la obtención del DTM se basa en el algoritmo de estructura a partir de movimiento (SfM). El software utilizado es Agisoft-Metashape Profesional Educational®. Las imágenes aéreas no estructuradas que utilizan un procesamiento de imágenes rápido, económico y altamente automatizado producen información tridimensional. Este emparejamiento RPAS-SfM da buenos resultados en la producción cartográfica (James et al., 2017; Taddia et al., 2020; Zimmerman et al., 2020)

En primer lugar, una vez que se cargó un conjunto de fotogramas en el software, se realizó una orientación aproximada de los fotogramas, basada en los datos EXIF de cada fotografía. EXIF es la abreviatura de archivo de imagen intercambiable, un formato que es un estándar para almacenar información de intercambio en archivos de imagen de fotografía digital mediante compresión JPEG. Se basaba principalmente en la distancia focal de la cámara utilizada, el tiempo de toma de la fotografía y las coordenadas GPS.

Una vez que se ordenó el bloque completo, el programa buscó puntos de enlace entre los marcos adyacentes. En este punto, tuvimos la posibilidad de definir el grado de precisión que requerimos, así como los puntos clave y los puntos máximos de amarre a utilizar en cada frame para realizar la operación.

El resultado de este proceso fue una nube de puntos global que recopiló todos los puntos de enlace del conjunto de cuadros de vuelo. En este momento, el programa ya había creado una nube de puntos tridimensional. Estas nubes de puntos fueron ajustadas, georreferenciadas y corregidas por la distorsión de la lente usando los GCP. Este procedimiento requirió ingresar las coordenadas (X, Y, Z) de los GCP e identificarlos gráficamente en cada uno de los cuadros en los que aparecían. Dado que los puntos de GCP se definieron en coordenadas en el sistema UTM-ETRS89, la nube de puntos ajustada estaría en ese mismo sistema.

Para comprobar la calidad final de cada vuelo, se procesaron los modelos de nube de puntos obtenidos a partir de los RPAS y se compararon con la nube de puntos definidos a partir de los datos topográficos tomados con GPS en RTK como referencia (Ecuación 1). Los vuelos de cada campaña fueron comparados con sus respectivos modelos de nube de puntos obtenidos con GPS en el día de la campaña de referencia.

El resultado de la comparación aporta unos resultados estadísticos cuya característica es la diferencia entre las altitudes de la nube de puntos obtenidos del vuelo y la nube de puntos obtenido a través del levantamiento topográfico (GPS en tierra), es decir, el error vertical (ϵ).

$$\varepsilon = Z_{flight} - Z_{ground} \quad (1)$$

Sin embargo, este promedio de los errores verticales sufre de que los positivos y los negativos pueden anularse entre sí y dar una falsa sensación de precisión. Esa es la razón por la que se calculó otro estadístico, el RMSE (Ecuación. 2).

El Estándar Nacional de Exactitud de Datos Espaciales (NSSDA) es un estándar reciente propuesto por el Comité Federal de Datos Geográficos (1998) (*Federal Geographic Data Committee*, n.d.) y se puede utilizar tanto para datos cartográficos analógicos como digitales (Ruiz-Lendínez et al., 2019). Esta norma asume una distribución normal de ε y utiliza el error cuadrático medio (RMSE) como la estadística más común y válida para la evaluación de productos obtenidos por fotogrametría y teledetección.

$$RMSE_Z = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Z_{flight} - Z_{ground})^2} \quad (2)$$

El intervalo de confianza del 95% (Ecuación. 3) para la precisión vertical alcanzada en cada una de los puntos comparados se determinó de acuerdo con la NSSDA como

$$P_{Z,95\%} = 1.96 \cdot RMSE_Z \quad (3)$$

La Ecuación. 4 muestra el rango de valores que no superan la precisión establecida.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{x} + 1.96 \cdot RMSE_Z \\ \bar{x} - 1.96 \cdot RMSE_Z \end{array} \right\} \quad (4)$$

4. Resultados

Como se mencionó anteriormente, el promedio de los errores verticales (ε en la Ecuación 1) da como resultado un número que no es muy útil porque los positivos y negativos pueden anularse entre sí. Esa es la razón por la que se calculó otro estadístico, el RMSE (Ec. 2). A partir de estos datos se determinó la precisión vertical (Ecuación 3) para cada uno de los casos estudiados. Los resultados de estos dos valores para cada uno de los 18 casos se muestran en las Tablas 4, 5 y 6.

Tabla 4. Resultados parámetros estadísticos campaña Junio 2020

Valor estadístico	Bidi (10°)	Bidi (5°)	Bidi (0°)	Tridi (10°)	Tridi (5°)	Tridi (0°)
Error medio (ε)	0.014	0.007	0.005	0.018	0.013	0.003
Error medio cuadrático (RMSE)	0.090	0.078	0.046	0.073	0.048	0.047
Precisión vertical (1,95*RMSE)	0.176	0.153	0.090	0.143	0.094	0.092

Tabla 5. Resultados parámetros estadísticos campaña Octubre 2020

Valor estadístico	Bidi (10°)	Bidi (5°)	Bidi (0°)	Tridi (10°)	Tridi (5°)	Tridi (0°)
Error medio (ϵ)	0.012	0.015	0.000	0.011	0.003	-0.001
Error medio cuadrático (RMSE)	0.080	0.064	0.055	0.078	0.058	0.033
Precisión vertical (1,95*RMSE)	0.157	0.125	0.108	0.154	0.114	0.064

Tabla 6. Resultados parámetros estadísticos campaña Abril 2021

Valor estadístico	Bidi (10°)	Bidi (5°)	Bidi (0°)	Tridi (10°)	Tridi (5°)	Tridi (0°)
Error medio (ϵ)	0.008	0.009	0.004	0.005	0.007	0.002
Error medio cuadrático (RMSE)	0.087	0.075	0.043	0.070	0.043	0.041
Precisión vertical (1,95*RMSE)	0.171	0.147	0.084	0.137	0.084	0.080

A continuación, se muestran las gráficas correspondientes a cada una de las campañas realizadas. Figuras 6,7 y 8.

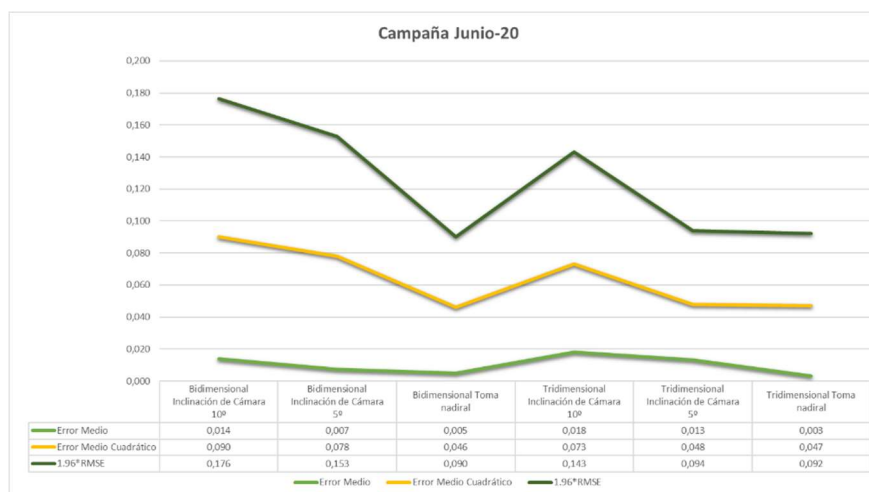


Figura 6. Gráfica representativa de los valores estadísticos: ϵ , RMSE, 1,96 RMSE. Campaña Junio 2020

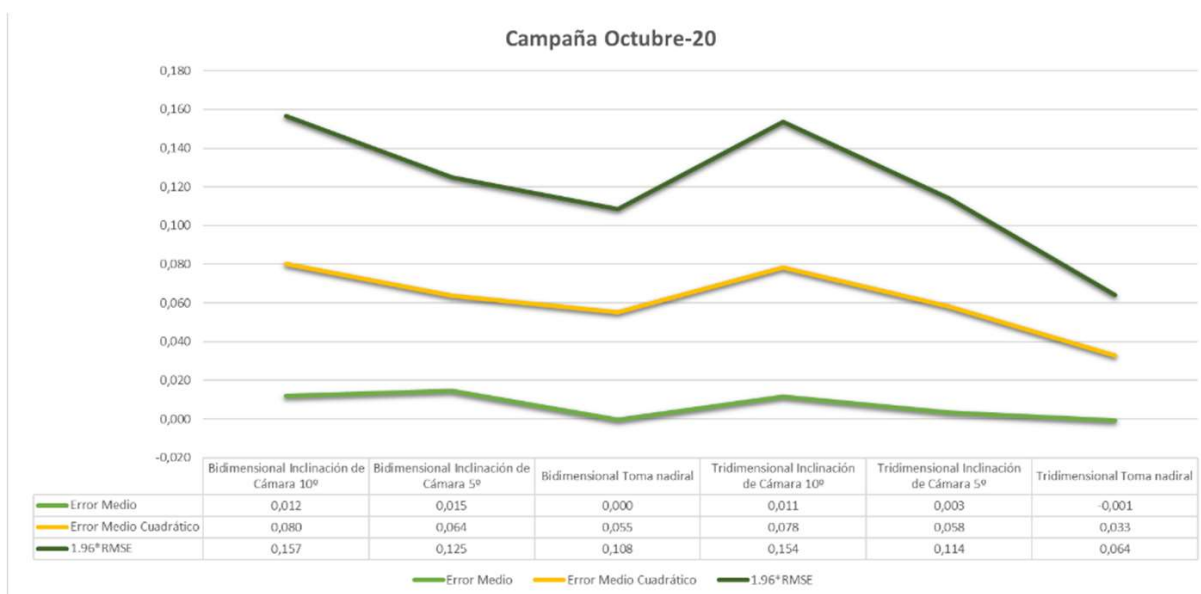


Figura 7. Gráfica representativa de los valores estadísticos: ϵ , RMSE, 1,96 RMSE. Campaña Octubre 2020

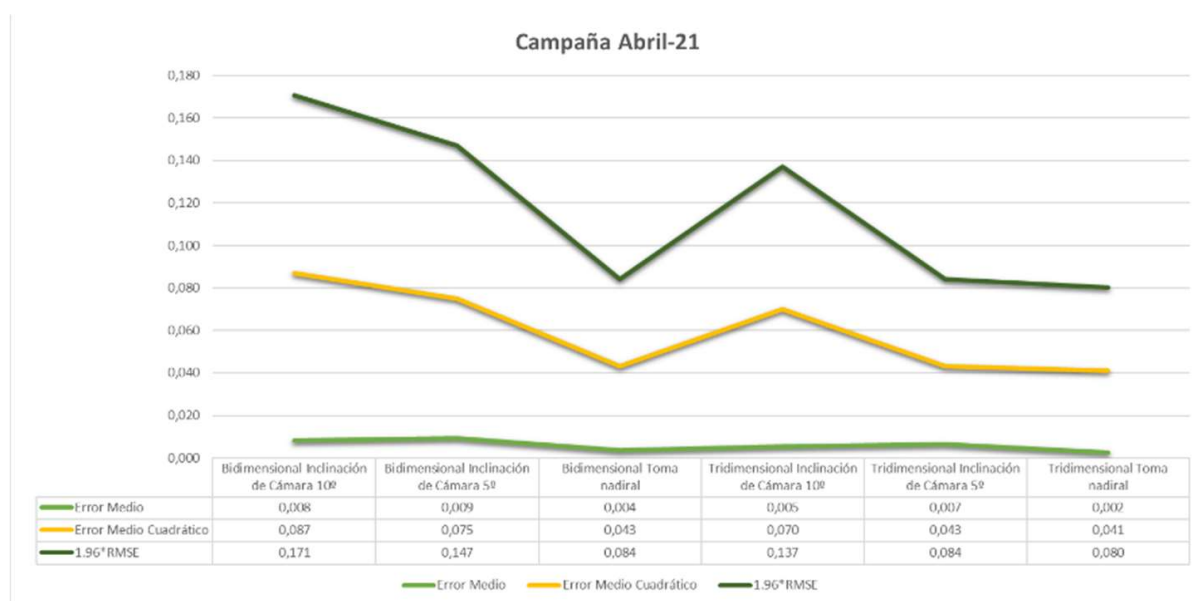


Figura 8. Gráfica representativa de los valores estadísticos: ϵ , RMSE, 1,96 RMSE. Campaña Abril 2021

5. Discusión

Se puede apreciar que la geometría de las curvas representan un comportamiento similar independientemente de la estación en la que nos encontremos. Centrándonos en el RMSE y analizando los tramos correspondientes a los vuelos bidimensionales observamos como obtenemos los mayores valores de RMSE en los vuelos donde la cámara posee un ángulo de 10° encontrando valores entre 0.080 y 0.090. Cuando giramos el ángulo hasta llegar a la toma nadiral llegamos a valores entre 0.043 y 0.055, significando ello una reducción aproximada del 40% en el RMSE aplicando las tomas nadirales.

Para el caso de los vuelos tridimensionales se puede apreciar que la geometría de las curvas representan también un comportamiento similar independientemente de la estación en la que nos encontremos. Centrándonos en el RMSE y analizando los tramos correspondientes a los vuelos tridimensionales observamos como obtenemos los mayores valores de RMSE en los vuelos donde la cámara posee un ángulo de 10° encontrando valores entre 0.070 y 0.078. Cuando giramos el ángulo hasta llegar a la toma nadiral llegamos a valores entre 0.033 y 0.047, significando ello una reducción aproximada del 85% en el RMSE aplicando las tomas nadirales.

6. Conclusiones

Analizando los estadísticos: error medio, RMSE(root-mean-square-error), precisión vertical ($1,96 \cdot \text{RMSE}$), evidenciamos que las mejores precisiones se consiguen con las tomas nadirales. En las campañas de tomas de datos se ha verificado la misma tendencia tanto en vuelos bidimensionales como en los tridimensionales. En los dos casos los valores estadísticos mejoran conforme se reducen los ángulos de las tomas hasta llegar a los valores mínimos en las tomas nadirales. El análisis de los dos tipos de vuelos planificados (Bidimensionales y tridimensionales) evidencian una leve reducción de los estadísticos en los vuelos tridimensionales. Combinando los análisis descritos anteriormente podemos concluir que la metodología más adecuada para obtener mayores precisiones en los levantamientos fotogramétricos en el ámbito dunar con grandes pendientes es la planificación del vuelo de forma tridimensional y con la toma nadiral para la obtención de las imágenes.

7. Agradecimientos

Agradecimientos al Campus de Excelencia Internacional del Mar (CEIMAR) por la financiación recibida y por la confianza depositada en el proyecto.

Referencias

- Barbero, L., García-López, S., López-Ramírez, J., A. & Muñoz, J. J. (2017). *RPAS as a new tool for the study of sand dunes in coastal environments: a case study in the south atlantic area of Spain*.
- Bernabéu, A., Medina, R., Vidal, C., Muñoz Pérez, J. J. (2001). *Estudio morfológico del perfil de playa: modelo de perfil de equilibrio en dos tramos*. Rev. Soc. Geol. España 14, 227-236
- Contreras, A., Muñoz-Perez, J.J., Contreras, F., Gomez-Pina, G., Ruiz-Ortiz, V., Chamorro, G., & Cabrera, P. (2020). *A Design Parameter for Reef Beach Profiles—A Methodology Applied to Cadiz, Spain*. Journal of Marine Science and Engineering, 8(5), 323.
- Contreras-De-villar, F., García, F. J., Muñoz-Perez, J. J., Contreras-De-villar, A., Ruiz-Ortiz, V., Lopez, P., García-López, S., & Jigena, B. (2021). *Beach leveling using a remotely piloted aircraft system (Rpas): Problems and solutions*. Journal of Marine Science and Engineering, 9(1), 1–15. <https://doi.org/10.3390/jmse9010019>
- Contreras de Villar, A., Gómez-Pina, G., Muñoz-Pérez, J. J., Contreras, F., López-García, P., & Ruiz-Ortiz, V. (2019). *New design parameters for biparabolic beach profiles (SW Cadiz, Spain)*. Revista de la construcción, 18(3), 432-444.
- Federal Geographic data committee. (n.d.). <https://www.fgdc.gov/resources/download-geospatial-standards>
- Fomento, M. de. (n.d.). *Instituto Geográfico Nacional*. <https://www.ign.es/web/ign/portal>
- Gómez-Pina, G., Fages, L., Ramírez, J.L., Muñoz-Pérez, J.J., Enriquez, J. (2007). *A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years*. Coastal Eng. Proc. 2006: 4167-4178.
- James, M. R., Robson, S., d'Oleire-Oltmanns, S., & Niethammer, U. (2017). *Optimising UAV topographic surveys processed with structure-from-motion: Ground control quality, quantity and bundle adjustment*. Geomorphology, 280, 51–66. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2016.11.021>
- Lopez-Garcia, P., Muñoz-Perez, J.J., Contreras, A., Vidal, J., Jigena, B., Santos, J.J., Contreras, F. (2021). *Error on the Estimation of Sand Size Parameters When Using Small Diameter Sieves and a Solution*. Frontiers in Marine Science, 8, 738479.
- Muñoz-Perez, J.J., Payo, A., Roman-Sierra, J., Navarro, M., Moreno, L. (2012). *Optimization of beach profile spacing: An applicable tool for coastal monitoring*. Scientia Marina, 76(4), 791-798.
- Nesbit, P. R., & Hugenholtz, C. H. (2019). *Enhancing UAV-SfM 3D model accuracy in high-relief landscapes by incorporating oblique images*. Remote Sensing, 11(3). <https://doi.org/10.3390/rs11030239>
- Pouillet, P., Muñoz-Perez, J. J., Poortvliet, G., Mera, J., Contreras, A., Lopez, P. (2019). *Influence of different sieving methods on estimation of sand size parameters*. Water, 11(5), 879.
- Pranzini, E., Anfuso, G., Muñoz-Perez, J.J. (2018). *A probabilistic approach to borrow sediment selection in beach nourishment projects*. Coastal Engineering, 139, 32-35.
- Ruiz-Lendínez, J. J., Ariza-López, F. J., & Ureña-Cámara, M. A. (2019). *Study of NSSDA variability by means of automatic positional accuracy assessment methods*. ISPRS International Journal of Geo-Information, 8(12). <https://doi.org/10.3390/ijgi8120552>
- Santos-Vendoiro, J. J., Muñoz-Perez, J.J., Lopez-García, P., Jodar, J. M., Mera, J., Contreras, A., ... & Jigena, B. (2021). *Evolution of Sediment Parameters after a Beach Nourishment*. Land, 10(9), 914.
- Taddia, Y., Stecchi, F., & Pellegrinelli, A. (2020). *Coastal Mapping Using DJI Phantom 4 RTK in Post-Processing Kinematic Mode*. Drones, 4(2), 9. <https://doi.org/10.3390/drones4020009>
- Zimmerman, T., Jansen, K., & Miller, J. (2020). *Analysis of UAS Flight Altitude and Ground Control Point Parameters on DEM Accuracy along a Complex, Developed Coastline*. Remote Sensing, 12(14), 2305. <https://doi.org/10.3390/rs12142305>

Aplicación de la tecnología machine learning para el dimensionamiento de las operaciones de remolque en un puerto

Application of machine learning technology for the dimensioning of towage operations in a port

Gómez Gómez, Antonio^a; Lucio Fernández, David^b; Souto Couceiro, Diego^c; Tomás Sampedro, Antonio^d; García Rodríguez, Julián^e

^a MCVALNERA, agg@mcvalnera.com; ^b IHCantabria - Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, luciod@unican.es; ^c MCVALNERA, dsc@mcvalnera.com; ^d IHCantabria - Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria, tomasan@unican.es; ^e MCVALNERA, jgr@mcvalnera.com.

Abstract

The port tug service is directly related to the safety of navigation, operation, port entry and exit, and therefore plays an essential role in the maritime transport chain, which is even more important when taking into consideration that it is the port service with the highest service rates in orders of magnitude. It is therefore important to know, understand, characterise and be able to predict the tug fleet required in a port.

In this project, a methodological framework has been developed to classify, characterise and predict the port tugboat service based on a prior analysis, definition and selection of the main variables that determine the dimensioning of this port service: climate, vessel, quay, etc. Various alternatives have been developed for this dimensioning, including the application of machine learning techniques and the creation of a decision tree. This study has been developed and validated for the particular case of the Port of Santander, reaching an accuracy level of 80% in the prediction through the decision tree diagram, increasing the accuracy up to 85% through the application of the algorithm.

Keywords: towage, port services, machine learning, port operations, climate change

Resumen

El servicio portuario de remolque está relacionado de manera directa con la seguridad de navegación, operación, entrada y salida de puerto, por lo que juega un papel esencial dentro de la cadena de transporte marítimo. Esta importancia se acentúa cuando se tiene en consideración que es el servicio portuario que presenta unas tarifas de prestación más elevadas en órdenes de magnitud. Por ello, resulta importante conocer, entender, caracterizar y poder predecir en un puerto la flota de remolcadores necesaria.

En este proyecto se ha desarrollado un marco metodológico para clasificar, caracterizar y predecir el servicio portuario de remolque con base a una análisis previo, definición y selección de las variables principales que determinan el dimensionamiento de este servicio portuario: clima, buque, muelle, etc. Para ello, se han desarrollado diversas alternativas, entre las que se encuentra la aplicación de técnicas de machine learning y la creación de un árbol de decisión. Este estudio ha sido desarrollado y validado para el caso particular del Puerto de Santander, alcanzándose una tasa de acierto del 80% a través del diagrama de árbol de decisión, aumentándose hasta el 85% a través de la aplicación del algoritmo de machine learning.

Palabras clave: remolque, servicios portuarios, machine learning, operaciones portuarias, cambio climático

1. Introducción

El servicio portuario de remolque es uno de los servicios con mayor importancia en el correcto funcionamiento de un puerto. Salvo determinadas excepciones, es imprescindible que la mayoría de los buques que entran o salen de aguas abrigadas del puerto hagan uso del servicio, de forma que las operaciones de entrada/salida se desarrollen en condiciones de seguridad y eficiencia. Esta importancia se acentúa cuando se tiene en consideración que es el servicio portuario que presenta tarifas más elevadas, pudiendo suponer para algunos tráficos hasta más del 80 % de los costes de escala asociados a los servicios portuarios.

En este servicio la variable que afecta en mayor medida a los costes del servicio (y por consiguiente a las tarifas) es la amortización o coste de los propios remolcadores, los cuales requieren de inversiones notablemente elevadas. Por ello, es muy interesante para una Autoridad Portuaria y para un puerto, disponer de una herramienta que permita dimensionar y diseñar el servicio eficientemente, lo que derivaría en una racionalización de las tarifas y por consiguiente en un incremento de la competitividad.

El dimensionamiento de los medios materiales utilizados en las maniobras de remolque en los puertos españoles (remolcadores), junto con las exigencias de características y número de estos, se encuentran determinados en base a la experiencia histórica subjetiva del puerto, considerando la tipología de buques habitual, así como, las condiciones climáticas reinantes. Un correcto dimensionamiento de las necesidades de remolque en el puerto es un aspecto clave no solo para asegurar la ejecución de las operaciones con la confianza de unas condiciones de seguridad adecuadas (y no sobredimensionadas), sino también para incrementar la competitividad económica del puerto.

En este trabajo se ha desarrollado una herramienta predictiva para, aplicando técnicas de *machine learning*, clasificar, caracterizar y predecir el servicio portuario de remolque. Este proyecto se ha enmarcado en el programa INNOVA 2019 de la Consejería de Innovación, Industria, Turismo y Comercio de Cantabria, cofinanciada a través del FEDER 2014-2020 de Cantabria, contando con el apoyo de la Autoridad Portuaria de Santander.

El trabajo ha tenido como objetivo el desarrollo de un marco metodológico para determinar y dimensionar los medios necesarios en cada servicio de remolque con base el histórico de datos, selección de las variables determinantes y aplicación de algoritmos basados en machine learning. Para ello se toma como base el análisis forense del registro de operaciones portuarias producidas en los últimos años. Es decir, a partir de los resultados de la herramienta se puede inferir el número y características de los remolcadores exigibles en un puerto para que el servicio portuario sea lo más sostenible posible, permitiendo gestionar las operaciones del puerto de manera eficiente, predimensionar y planificar el servicio a futuro y determinar los requisitos de prestación del servicio. De esta manera, la predicción de la flota de remolcadores necesaria para operar el tráfico marítimo se desarrolla al objeto de contribuir a la competitividad, seguridad y optimización de costes en la cadena de suministro. El trabajo ha tenido las siguientes fases diferenciadas:

1. Definición de las variables con influencia en el servicio de remolque: buque (tamaño, tipología, carga), portuarias (muelle, atraque, hora, práctico), meteoceanográficas (oleaje, nivel del mar, viento).
2. Normalización y pre-proceso de las variables con influencia en el servicio de remolque y creación de las bases de datos.
3. Clasificación de las variables con influencia en el servicio de remolque y análisis de la influencia de cada una de las variables determinantes (análisis analítico y cuantitativo y de la significancia univariada).
4. Caracterización histórica del servicio y construcción de una metodología de decisión para poder predecir el número de remolcadores y la demanda del servicio sobre eventos a futuro, siguiendo dos técnicas: a) Diagrama de árbol de decisión (observación de datos y definición de reglas de aplicación), b) Programación de algoritmo de inteligencia artificial de machine learning.
5. Caracterización del servicio de remolque en escenarios alternativos. Proyección de la demanda de transporte marítimo a 2050 y 2100, incluyendo dos escenarios futuros de aumento del nivel medio del mar por efecto del cambio climático (RCP4.5 como escenario climático de mitigación de emisiones y RCP8.5 como escenario de mantenimiento sostenido de las mismas).

6. Diagnóstico y redimensionamiento, evaluando la idoneidad de los medios existentes en el puerto para atender la demanda en el escenario actual y futuros.
7. Aplicación y validación de la metodología desarrollada en el proyecto.

2. Definición de las variables con influencia en el servicio de remolque

En primer lugar, se ha realizado una recopilación del conjunto de variables que, a priori, determinarían la necesidad de toma de remolque en la entrada o salida a puerto, así como, el número de los mismos: variables del buque, portuarias y meteoceanográficas.

Las variables que principalmente determinarían la necesidad de toma o no de remolque y que han podido ser recopiladas y analizadas por medio de la información facilitada por la Autoridad Portuaria de Santander y la por la Sociedad de Salvamento y Seguridad Marítima (SASEMAR) son:

- Variables del buque
 - Tamaño del buque: arqueado bruto (GT), eslora, manga y calado
 - Tipología de buque
 - Estado de carga
- Variables portuarias
 - Muelle de origen/destino
 - Atraque o desatraque
 - Hora de prestación del servicio
 - Práctico a bordo
- Variables meteoceanográficas
 - Oleaje: altura de ola, dirección del oleaje, periodo
 - Nivel del mar: componente astronómica y meteorológica
 - Viento: velocidad y dirección

3. Normalización y pre-proceso de las variables con influencia en el servicio de remolque

A continuación, en función del conjunto de variables determinadas en la fase anterior como principales condicionantes de la caracterización del servicio portuario de remolque, se ha procedido a construir una Base de Datos completa del servicio portuario (2015-2019), como biblioteca de datos a partir de la cual se realicen los análisis y programaciones correspondientes para el desarrollo del proyecto.

Cada una de ellas ha sido estudiada de manera pormenorizada, delimitando e identificando las variables que se han considerado como punto de partida en la fase anterior. A continuación, se indica la composición y variables incluidas en cada una de las mismas:

- Bases de Datos aportadas por la Autoridad Portuaria de Santander
 - Base de Datos de Escalas de Buques
 - Base de Datos de Atraques
 - Base de Datos de Toneladas de Mercancía por escala de buque
 - Base de Datos de Servicios de Remolque
 - Base de datos de Servicios de Practicaje
 - Base de datos de variables climáticas (estación meteorológica del Puerto de Santander)
- Bases de Datos aportadas por la Sociedad de Salvamento y Seguridad Marítima (SASEMAR)
 - Base de datos AIS
- Bases de Datos aportadas por el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria
 - Base de datos de variables meteoceanográficas

Así, por medio del análisis pormenorizado de las Bases de Datos recopiladas, partiendo de las variables determinadas en la primera fase de los trabajos con la revisión bibliográfica realizada, se ha construido la Base de Datos de Remolque a partir de la cual se desarrolla el estudio.

4. Clasificación de las variables con influencia en el servicio de remolque

De manera previa al análisis de predicción del servicio portuario de remolque y construcción de la correspondiente herramienta predictiva formulada por la aplicación de un algoritmo basado en machine learning, es necesario analizar la influencia de cada una de las variables identificadas como potencialmente determinantes de manera previa.

En primer lugar, se ha desarrollado un análisis de las variables desde un punto de vista analítico y cuantitativo partiendo de la Base de Datos de Remolque completa detallada en la Fase anterior. Tras el análisis pormenorizado de las variables seleccionadas en la Fase 1 de los trabajos, se ha llegado a una conclusión de las principales variables que determinan la demanda del servicio portuario de remolque en una escala en el Puerto de Santander, así como, el número de remolcadores necesario en la misma.

- Tipología de buque : La primera de las variables que mayor influencia en la demanda del servicio portuario dispone se trata de la tipología del buque, en cuanto se han identificado importantes diferencias entre la toma de servicio o no, junto con iguales características de las restantes variables analizadas. Este hecho es debido a la propia configuración y diseño de los buques para su explotación final, existiendo diferencias notables en cuanto a tecnología de navegación, tipología y disposición de las propulsiones, tipo de mercancía transportada, antigüedad, coeficientes de forma para la estabilidad, etc.
- Tamaño del buque (Arqueo Bruto – GT): En segundo lugar, el propio tamaño del buque, determinado este por medio de las toneladas de arqueo bruto, influyen de manera directa en la necesidad de remolque desde el punto de vista de una mayor resistencia del agua frente a la navegación, una mayor superficie de obra muerta expuesta a mayores influencias del viento, estabilidad del buque, seguridad y peligrosidad de la maniobra, etc.
- Muelle de origen/destino: Por otro lado, se aprecia una influencia del muelle de origen o destino del buque, en cuanto a que en función de la disposición del mismo el buque precisará de una orientación de aproximación específica, un revío en el atraque/desatraque determinado, diferentes situaciones de agitaciones de lámina de agua en dársena, etc.

Asimismo, de manera complementaria en el análisis de la influencia de cada variable individual en el servicio de remolque, con el objetivo de evitar introducir variables no explicativas del proceso a modelar, se ha realizado un análisis de significancia univariada (Ec. 1) basado en aplicar una regresión lineal multivariada y contrastar el p-valor del parámetro de ajuste.

En este caso, aprovechando la aplicación de esta metodología matemática se han implementado en el análisis dos de las variables no deducidas como significantes en el estudio cuantitativo determinado en los puntos anteriores, como son las variables meteoceanográficas y la carga del buque, junto con las dimensiones del mismo.

Remolcadores

$$\begin{aligned} &= p_1 \times Eslora + p_2 \times Manga + p_3 \times Calado + p_4 \times GTs \\ &+ p_5 \times Carga + p_6 \times Hs + p_7 \times Viento + p_8 \times Dir.Viento \\ &+ p_9 \times Nivel\ del\ Mar \end{aligned} \quad (Ec. 1)$$

Tomando el criterio de que una variable con un valor de p-valor inferior o igual a 0.05 se puede considerar significativa en la variable respuesta, se tiene que las nueve variables deben introducirse en el algoritmo de machine learning. Además, se obtiene que todas las variables inciden positivamente en el valor del número de

remolcadores a emplear. Es decir, a mayor intensidad de las variables climáticas o mayor dimensión de los buques, es esperable un mayor número de remolcadores.

5. Caracterización histórica del servicio de remolque

Una vez conocidas y determinadas las principales variables que se consideran influyentes en la demanda del servicio portuario de remolque, así como, el número de remolcadores necesario en el mismo, se aborda en la siguiente fase una caracterización del servicio histórico de remolque, con el objetivo de construir una metodología de decisión para poder predecir el número de remolcadores y la demanda del servicio sobre eventos a futuro.

Para ello, esta fase ha sido abordada por medio de dos metodologías de trabajo: la primera de ellas consiste en la observación de datos desde un punto de vista puramente analítico, partiendo del estudio de las variables influyentes de la Base de Datos construida y determinando un conjunto de reglas de aplicación (Diagrama de flujo); el segundo de ellos ha consistido en la programación del algoritmo de clustering *k-means*.

5.1. Reglas de decisión/diagrama de flujo

Las Reglas de Decisión determinadas a partir de las observaciones recopiladas en la Base de Datos construida, así como, el análisis analítico de las mismas ha seguido un esquema iniciado a partir de la importancia determinada para las diferentes variables según la observación del conjunto de eventos recopilados.

De esta manera, se ha analizado para cada tipología de buque la demanda del número de remolcadores por servicio, muelle de origen/destino y distribución por tamaño de buque, obteniendo los resultados mostrados a continuación:

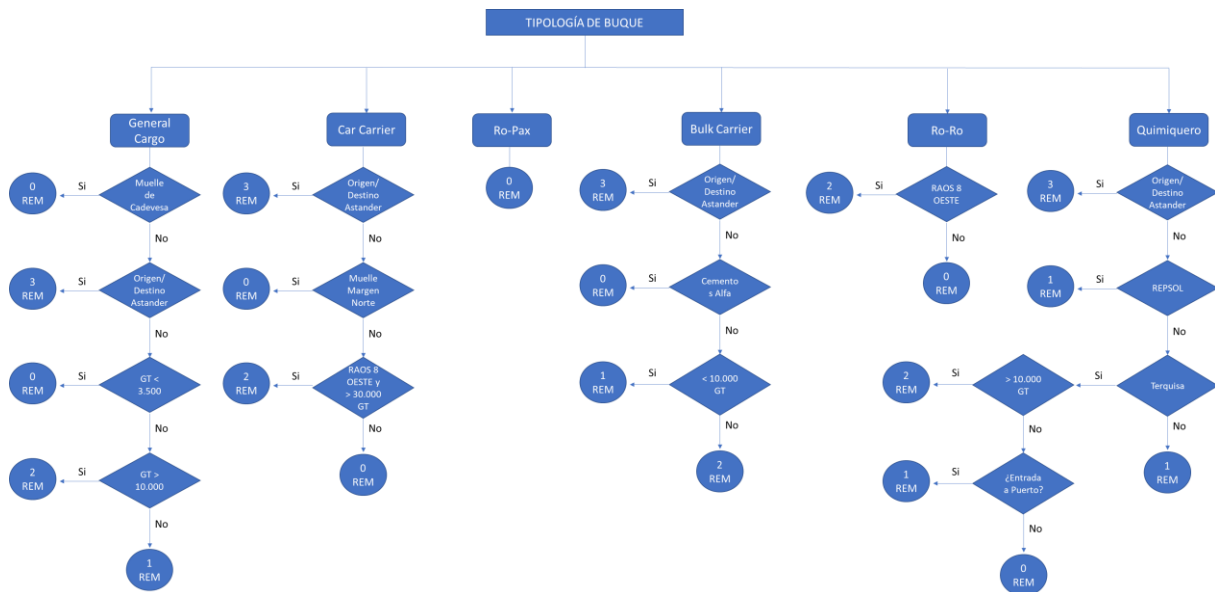


Fig. 1 Diagrama con reglas de decisión para el dimensionamiento del servicio de remolque. Fuente: elaboración propia

5.2. Algoritmo de clustering k-means

A continuación, se realiza la caracterización histórica del servicio portuario de remolque a través del algoritmo de clustering *k-means*. Para ello, teniendo en consideración la casuística detallada de manera pormenorizada en las fases anteriores, se ha seleccionado para su aplicación de esta técnica la tipología de buque General Cargo, por ser la tipología que permite obtener unos resultados que permiten un mayor análisis y diagnóstico de la funcionalidad del propio algoritmo.

Así, tomando la base de datos de escalas en el puerto de Santander para la tipología General Cargo en el periodo 2015-2018, caracterizando escala por escala las características del buque y las condiciones climáticas imperantes en la operación, se aplica dicho algoritmo. El objetivo en esta fase ha sido construir y calibrar una herramienta predictiva del servicio de remolque, cuyas variables output son el número de remolcadores, el tiro requerido y la potencia requerida; las cuales son función de unas características del buque y de unas condiciones climáticas concretas.

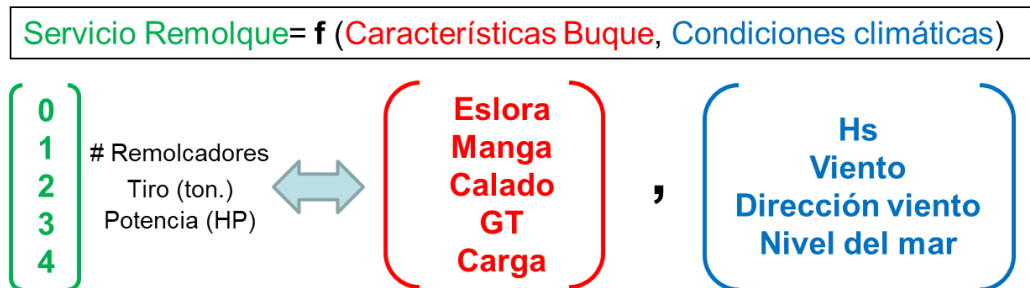


Fig. 2 Esquema conceptual de la caracterización del servicio de remolque función de las características del buque y de las condiciones climáticas.. Fuente: elaboración propia

En el caso concreto de este trabajo, se propone el empleo del algoritmo k-means (KMA) sobre la matriz concatenada de variables input X (Características del buque y condiciones climáticas) y variables output Y (número de remolcadores) para identificar $Z=25$ clusters en el espacio 10-dimensional (Ec. 2). La introducción de información de la variable respuesta en el algoritmo, empleando por lo tanto un k-means supervisado con un factor de ponderación $\alpha=0.6$ (Hastie, et al., 2001), tiene como objetivo ayudar al algoritmo en la clasificación teniendo en consideración que el fin último es la caracterización del servicio de remolque.

$$\begin{array}{ccc}
 \text{\#Remolcadores} & & \\
 \uparrow & & \\
 KMA \rightarrow Z = [(1 - \alpha)X; Y] & & \text{(Ec. 2)} \\
 \downarrow & & \\
 \text{(Características Buque,} & & \\
 \text{Condiciones climáticas)} & &
 \end{array}$$

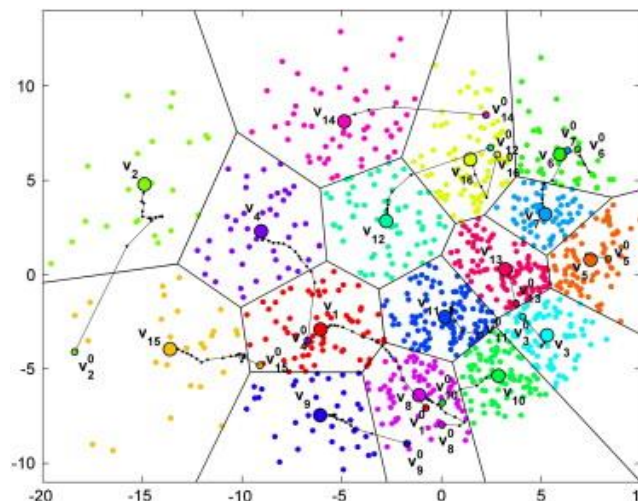


Fig. 3 Esquema del algoritmo de clustering k-means.. Fuente: elaboración propia

Con ello se construye el modelo predictivo habiéndose entrenado con las 4.453 escalas registradas entre 2015 y 2018, quedando asignada cada una de ellas a alguno de los 25 grupos.

Analizando estadísticamente las características físicas y climáticas de cada clúster se pueden definir un buque y condiciones climáticas tipo. Estas conforman el centroide del clúster y permite entender la clasificación realizada. Por ejemplo, los clústeres 18 y 19 presentan un buque de dimensiones similares afectado por un clima también similar, si bien se puede observar como uno recoge un servicio de entrada y otro de salida a razón de la variable carga.

Análogamente, se puede computar la probabilidad de ocurrencia de cada clúster, así como la distribución del número de remolcadores empleados por las escalas pertenecientes a cada uno de ellos. En cuanto al análisis de la recurrencia, el clúster 9 resulta ser el más probable. Por otra parte, en cuanto a la distribución de las características del servicio en cada uno de ellos, se tiene en general un buen agrupamiento de los remolcadores requeridos para llevar a cabo el servicio. En general, el valor modal de los requerimientos del servicio presenta una muy alta probabilidad de ocurrencia. No obstante destacar que dos de los veinticinco clústeres (El 2 y el 16) presentan más de una opción con similares probabilidades de ocurrencia (1-2 y 0-1 remolcadores respectivamente).

Finalmente, para cada uno de los clústeres se proporciona de forma complementaria la información de los requerimientos de tiro y potencia del servicio portuario. Esto es un factor fundamental, para entre otras, dimensionar la flota de remolcadores. Así pues, en cada uno de los grupos, se proporcionan las funciones de distribución del tiro (panel izquierdo, Fig 4) y la potencia (panel derecho, Fig 4). La explotación de estos resultados permite afirmar que las escalas pertenecientes al clúster 1 requieren, en promedio, de un tiro de 164 Ton. y de una potencia de 11.470 HP. En ambos casos el coeficiente de variación CV de la estimación es de aproximadamente el 10% ($CV = \sigma / \mu$)

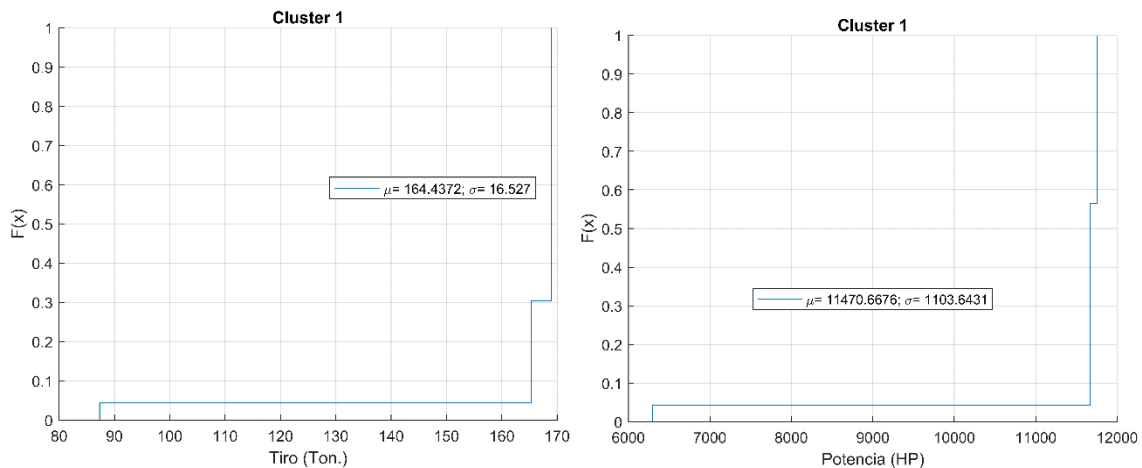


Fig. 4 Requerimientos de tiro (panel izquierdo) y potencia (panel derecho) del servicio de remolque para las escalas pertenecientes al clúster 1. Fuente: elaboración propia

6. Validación de la metodología

Una vez finalizada la construcción del modelo de predicción del dimensionamiento del servicio portuario de remolque en base a la Base de Datos construida y el análisis de variables previo, se contrastan dichos modelos sobre diferentes años del servicio en el Puerto de Santander.

6.1. Reglas de decisión/diagrama de flujo

En primer lugar, se programa el Diagrama de Flujo, aplicando el conjunto de sus reglas descritas por tipología de buque y en función del muelle de origen destino y tamaño de buque sobre el conjunto de la misma base de datos.

El objetivo final de esta aplicación consiste en determinar en qué cuantía dichas reglas de aplicación son representativas del comportamiento, demanda y caracterización del servicio portuario de remolque en el Puerto de Santander.

Al tratarse el desarrollo de esta metodología de construcción de modelo de un método puramente empírico y analítico de observación y análisis de datos, la verificación de las reglas de aplicación se puede realizar sobre el mismo conjunto de la muestra de datos que ha servido de base para su construcción.

De esta forma, se tiene que el Diagrama de Flujo construido acierta la predicción de demanda de remolcadores por cada escala en el Puerto de Santander en un 80,1% de los casos. El menor de los aciertos se tiene en la tipología de buques Quimiqueros, en los que el acierto se aproxima únicamente al 60% de éxito de acierto, debido a la mayor complejidad de la maniobra de este tipo de buques, así como, el menor tamaño muestral sobre el conjunto de datos disponibles (787 eventos).

Tabla 1. Errores obtenidos en la aplicación de las reglas de decisión mostradas en el Diagrama de Flujo.

Fuente: elaboración propia

Tipo de buque	Tamaño de la muestra (N)	Aciertos	Fallos	% de acierto	% de fallo
General Cargo	5.089	3.630	1.459	71,3%	28,7%
Car Carrier	4.271	3.654	617	85,6%	14,4%
Ro-Pax	1.844	1.767	77	95,8%	4,2%
Bulk Carrier	940	826	114	87,9%	12,1%

6.2. Algoritmo de clustering k-means

Con el objetivo de validar la herramienta predictiva del servicio de remolque desarrollada en el apartado anterior, se popone su apliación para las 747 escalas de la tipología General Cargo recibidas en el Puerto de Santander durante el año 2019. Para ello se emplea el algoritmo desarrollo, el cual consiste en inferir los requerimientos del servicio de remolque que habría sido necesarios en base a las características del buque y de las condiciones climáticas imperantes en la operación. Para ello se procede como sigue:

- 1) Se caracteriza la operación: Tomando la misma base de datos que la empleada en la calibración (2015-2018) se definen las características particulares de cada escala (buque y clima) durante el año 2019.
- 2) Se identifica el clúster al que pertenece.
- 3) Se infiere el servicio de remolque: Número de remolcadores y requerimientos de potencia y tiro quedan descritos por el valor modal observado en el periodo de calibración

Comparando los resultados predichos por la herramienta predictiva y lo realmente medido se puede cuantificar la fiabilidad de la herramienta. En este sentido la tasa de acierto obtenida es del 84,61%. En la siguiente figura se muestran agrupados por número de remolcadores los resultados de la validación. Como puede observarse, existe cierta tendencia (11,24% de las situaciones) en las que la herramienta predice que la escala no requiere el servicio de remolque y realmente si se ha requerido.

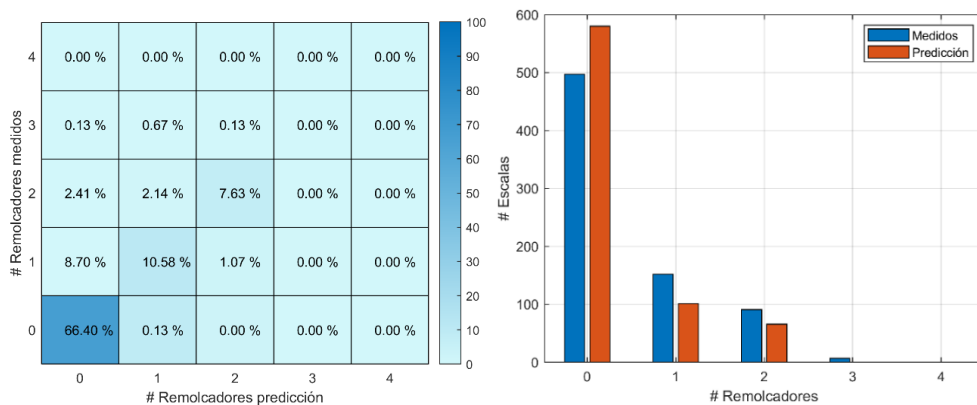


Fig. 5 Validación de la herramienta predictiva basada en Machine Learning. Fuente: elaboración propia

Con el objetivo de aumentar la tasa de acierto obtenida y eliminar posibles sesgos en la predicción, se analiza la robustez de la herramienta predictiva basada en machine learning. En primer lugar, se analizan las situaciones anómalas entendiendo como tal aquellas en las que la diferencia entre el número de remolcadores medidos y predichos es mayor o igual a 2. En general se observa como las condiciones de buque y clima no justifican el empleo de un número elevado de remolcadores y que las diferencias existentes pueden deberse a variables no consideradas en la herramienta predictiva como pueden ser el estado o la edad del buque.

A pesar por lo tanto de que la tasa de acierto puede considerarse válida en vista de las posibles limitaciones intrínsecas de la herramienta, se ha realizado el siguiente análisis. En primer lugar, se ha estudiado la representatividad de la clasificación realizada para el periodo 2015-2018 en el periodo de validación de 2019, obteniéndose que la probabilidad de ocurrencia de cada clúster individual es similar en el periodo de calibración y en el de validación. En segundo lugar, se ha analizado la tasa de éxito de cada clúster individual. Así pues, se tiene que en únicamente 4 de los 25 clústeres la tasa de acierto es inferior al 70% (Clústeres 2, 7, 11 y 16). En el caso del clúster 2 y 16 la baja tasa de éxito puede explicarse por el bajo nivel de concreción en torno al valor modal (más de una opción con probabilidades de ocurrencia similares en torno a los requerimientos del servicio de remolque. Para el clúster 11 puede explicarse por su baja probabilidad de ocurrencia (únicamente el 0,70% de las escalas pertenecen a dicho clúster).

Máxime, se ha observado como el 71% de los fallos durante el periodo de validación se concentran en torno a 4 terminales (RAOS 3; RAOS 4; RAOS 5; NUEVA MONTAÑA). Es necesario recordar que la herramienta predictiva desarrollada no incorpora la variable terminal destino/salida en su predicción.

7. Caracterización del servicio de remolque en escenarios alternativos

Calibrada y validada la herramienta de predicción basada en machine learning, se procede a su aplicación en escenarios alternativos. Asumiendo que la clasificación realizada sigue siendo válida en los escenarios futuros, se evalúa el requerimiento del servicio de remolque a mitad de siglo y final de siglo bajo dos escenarios futuros de cambio climático (RCP4.5 y RCP8.5) y tres hipótesis (neutro, optimista y pesimista) de evolución del número de escalas y flotas de los buques tipo. Como driver de cambio climático se considera la incidencia aislada del ANMM particularizado para Santander, tomándose para cada uno de los dos escenarios climáticos la media estimada en 2050 y 2100 (ANMM (RCP4.52050)=0.20m; ANMM (RCP4.52100)=0.44m; ANMM (RCP8.52050)=0.23m; ANMM (RCP8.52100)=0.63m)).

Sobre los horizontes indicados anteriormente, ha sido necesario realizar una proyección de evolución de la demanda de transporte marítimo, relacionando la misma sobre las variables consideradas en el desarrollo de la metodología basada en machine learning. Según este desarrollo de las previsiones, se han obtenido las siguientes variaciones de las principales variables consideradas en la aplicación de la metodología machine learning en los diferentes escenarios futuros, aplicados sobre la tipología de buque General Cargo:

Tabla 2. Proyección de las escalas y características buque tipo para la tipología General Cargo en 2050 y 2100.

Fuente: elaboración propia

Variación de variables	2050			20100		
	Neutro	Optimista	Pesimista	Neutro	Optimista	Pesimista
Escalas anuales	31,4%	52%	24%	61,1%	104,2%	37,6%
Eslora	19,2%	32,9%	1,1%	32,9%	49,1%	19,2%
Manga	28,9%	41,7%	12,0%	41,7%	56,9%	28,9%
Calado	15,6%	22,7%	6,2%	22,7%	31,1%	15,6%
GT	108,3%	191,7%	25,0%	191,7%	316,7%	108,3%
Carga	140,7%	196,3%	66,7%	196,3%	307,4%	140,7%

Comenzando por el análisis de las funciones de densidad (PDFs) del número de remolcadores, en el periodo de referencia histórico, se tiene que más del 70% de las escalas no precisan del servicio de remolque y que únicamente en torno al 10% precisan de uno y dos remolcadores. En los escenarios futuros a medio plazo (RCP4.5 (2050) Pesimista; RCP8.5 (2050) Pesimista; RCP4.5 (2050) Neutro; RCP8.5 (2050) Neutro; RCP4.5 (2050) Optimista; RCP8.5 (2050) Optimista) dicha distribución probabilista se ve modificada como sigue. En primer lugar, no se aprecian diferencias entre el RCP4.5 y RCP8.5 para ninguno de los escenarios de flotas proyectados. En segundo lugar, se observan notables diferencias en función del escenario de flotas analizado. En el escenario Pesimista de crecimiento, si bien la situación modal sigue siendo el no empleo del servicio en la escala, merece destacar que la probabilidad de emplear de un remolcador se multiplica por dos. De hecho, en el escenario Neutro la situación modal pasa a ser el empleo de un remolcador, quedando relegada a la tercera posición el no uso de remolcadores. Finalmente, para el escenario Optimista, la situación con mayor probabilidad de ocurrencia son dos remolcadores, siendo no necesario el servicio en únicamente el 10% de las escalas. Los resultados obtenidos para los escenarios futuros a largo plazo (RCP4.5 (2100) Pesimista; RCP8.5 (2100) Pesimista; RCP4.5 (2100) Neutro; RCP8.5 (2100) Neutro; RCP4.5 (2100) Optimista; RCP8.5 (2100) Optimista) nuevamente no presentan variabilidad en función del escenario climático. En cuanto al escenario Pesimista, solamente el 20% de las escalas no requieren del servicio siendo la situación más probable el empleo de al menos un remolcador. Esta tendencia se amplifica en el escenario Neutro, siendo requerido uno o dos remolcadores en más del 80% de las escalas. Finalmente, en el escenario Optimista de crecimiento de escalas y flotas, tres remolcadores es la situación más probable con un 60% de probabilidad de ocurrencia.

En cuanto al análisis de la proyección del tiro del tiro medio se tiene lo siguiente. En línea con los resultados relativos al número de remolcadores requeridos para llevar a cabo la operación, no se aprecian diferencias en función del escenario climático. No obstante, sí que se obtienen resultados diferentes en función del escenario de escalas y flotas estudiado. Tomando como referencia el periodo histórico, a mitad de siglo, los requerimientos de tiro medio se multiplican por dos en el escenario pesimista, por cuatro en el escenario neutro y por cinco en el escenario optimista. A final de siglo, esta amplificación oscila entre cuatro y seis veces y media en función del escenario de flotas estudiado.

Siflow21. Simulación Predictiva de Capacidad de Canales de Navegación e Infraestructuras Portuarias Basado en Análisis de Datos AIS

Siflow21. Predictive Simulation of Navigation Channels and Port Infrastructures Capacity Based on AIS Data Analysis

Carmen Ayuso^a, Raúl Redondo^b, Raúl Atienza^c y José Ramón Iribarren^d

^aSiport21, carmen.ayuso@siport21.com; ^bSiport21, raul.redondo@siport21.com; ^cSiport21, raul.atienza@siport21.com;

^dSiport21, jose.r.iribarren@siport21.com.

Abstract

Port development projects require reliable data for cost-benefit evaluation of the investment and selection of the best alternative. The objective of the analysis is to confirm that they will respond to the future capacity of the port together with an adequate safety/risk level, optimizing the dedicated resources.

A methodology is described combining a mathematical model of traffic forecast with the evaluation of nautical risks. As a result, it allows to establish the service&safety level of the navigation channel or the new infrastructure and to set the basis for decision-making. SiFlow21 is a predictive simulation model for maritime traffic, developed by Siport21. It allows to quantify the movement of ships in the waterplane area of a port. It takes into account the topology of the port, the various traffics with their particular volume and seasonal distribution, the navigation rules, tidal conditions and local maritime climate. It is extremely versatile to adapt to channels and ports that can become very complex.

Keywords: Traffic Flow simulation, predictive model, port efficiency, AIS data, Key Performance Indicator

Resumen

Los proyectos de desarrollo de infraestructura portuaria requieren datos fiables para la evaluación coste-beneficio de la inversión y la selección de la mejor alternativa. El objetivo del análisis es confirmar que responden a la capacidad prevista del puerto a futuro, junto con su nivel de seguridad/riesgo marítimo, optimizando los recursos dedicados.

Se describe una metodología de trabajo que combina un modelo matemático de predicción de tráfico con la evaluación de riesgos náuticos. Como resultado, permite establecer el nivel de seguridad y servicio del canal de navegación o la nueva infraestructura portuaria y sentar la base para la toma de decisiones. SiFlow21 es un modelo de simulación predictiva de capacidad portuaria, desarrollo propio de Siport21. Permite cuantificar el movimiento de los buques en la lámina de agua portuaria. Contempla la topología de la zona portuaria, los diversos tráfico, las reglas de navegación, las condiciones de marea y el clima marítimo local. Ofrece una gran versatilidad para adaptarse a canales y puertos que pueden llegar a ser muy complejos.

Palabras clave: Flujo de tráfico, modelo predictivo, eficacia de puerto, datos AIS, Indicadores Característicos

1. Introducción

Los proyectos de desarrollo de infraestructura portuaria requieren datos fiables para la evaluación coste-beneficio de la inversión y la selección de la mejor alternativa. Un ejemplo destacado son las grandes y costosas obras de dragado de profundización de canales de acceso a puerto. El objetivo del análisis es confirmar que responden a la capacidad prevista del puerto a futuro, proporcionando niveles de congestión admisibles, junto con su nivel de seguridad/riesgo marítimo, optimizando los recursos dedicados.

A demanda de diversos organismos y empresas internacionales, Siport21 ha desarrollado un modelo matemático muy versátil, capaz de afrontar esta evaluación en entornos de complejidad variable y con tráfico diversos. Siflow21 (Simulación de Flujo de Tráfico Marítimo) permite reproducir el movimiento de los buques en un canal de navegación o una zona portuaria considerando sus características específicas. La construcción del modelo incluye como fase previa la calibración contra la situación real descrita por los datos AIS (Automatic Identification System), lo que asegura su fiabilidad. Así pues, se comparan escenarios de futuro con la situación actual a partir de la definición de diversos índices de evaluación. Estos se refieren tanto a niveles de servicio del puerto o la vía navegable (congestión, demoras, recursos, ...) como a niveles de seguridad (riesgos de varada, colisión, ...).

2. Metodología

La metodología empleada combina un modelo matemático de predicción de tráfico con la evaluación de riesgos náuticos, permitiendo así establecer el nivel de seguridad y servicio del canal de navegación o la nueva infraestructura portuaria (dársenas y muelles).

Como inicio, se trabaja con los datos AIS de la zona, sobre los que se construye una descripción cuantitativa detallada de los movimientos en el escenario actual: tipología de buques, distribución de tamaños y calados, rutas, velocidades, cruces, estancia en fondeaderos, programación de accesos, estacionalidad, interferencia entre tráfico, ocupación de muelles, etc. Dado el enorme volumen de datos (millones cada año), el análisis está basado en técnicas Big Data, Data Analytics y DataViz (algoritmos para identificar relaciones espacio-temporales entre los diversos tráfico y las condiciones físicas con métodos avanzados de representación).

El análisis de datos AIS permite conocer un gran número de datos de entrada para la construcción precisa del modelo de simulación de tráfico marítimo mediante el uso de la herramienta Siflow21. Se trata de un modelo de simulación predictiva de capacidad portuaria, desarrollo propio de Siport21. Permite cuantificar de manera precisa el movimiento de los buques en la lámina de agua portuaria. Contempla la topología de la zona portuaria (red de canales de acceso, dársenas y muelles), los diversos tráfico con su volumen particular y distribución estacional, las reglas de navegación (DST, prioridades, velocidades máximas, UKC mínimos, asistencia de Prácticos o remolcadores, normas de cruce, ...), las condiciones de marea y el clima marítimo local. Ofrece una gran versatilidad para adaptarse a canales y puertos que pueden llegar a ser muy complejos.

Los módulos del programa describen los distintos componentes del sistema con sus atributos particulares y la interacción entre ellos. Una vez definido el sistema canal-puerto, se lanzan procesos de llegada/salida de buques que responden a las distribuciones estadísticas observadas y siguen las normas de navegación vigentes.

Tras construir el modelo, se calibra con datos reales (extraídos del análisis AIS) y se obtienen KPIs de eficiencia / seguridad definidos ad hoc. A continuación, se describen y cuantifican escenarios de futuro (obras de infraestructura, nuevas terminales, cambio de reglas de navegación, aumento de volumen de tráfico). Los diferentes escenarios se simulan mediante un método aleatorio que cubre periodos típicos de un año, obteniendo los indicadores de calidad y seguridad correspondientes. De este modo, se dispone de una evaluación fiable de la situación futura como base para la toma de decisiones.

Este procedimiento se ha aplicado ya en numerosos casos: Bahía Blanca (Argentina), proyecto de ampliación del canal en un largo estuario con marea y accesos programados, interferencia del tráfico LNG con reserva de canal; Buenaventura (Colombia), coste-beneficio de un costoso proyecto de profundización; Río de La Plata-Hidrovia (Argentina), con fuertes limitaciones de calado, nuevos tráfico, aumento de volumen; Río Guadalquivir,

optimización de operaciones, incremento de capacidad de la vía sin dragar, reprogramación de maniobras, acceso/espera; bahías en Filipinas, con alta congestión de fondeaderos en áreas de tráfico mezclados; Tarragona, nueva terminal sobre el canal de acceso al puerto, evaluación de interferencias y riesgo. Se muestran algunas aplicaciones y la utilidad de los resultados obtenidos.

2.1. Análisis de datos AIS

El sistema AIS permite la identificación y seguimiento de buques, de forma automática, desde otros buques, aeronaves o estaciones costeras. Este sistema se basa en un dispositivo instalado a bordo de los buques que transmite, de forma continua y automática, información que permite al resto de buques existentes en la zona o a estaciones situadas en tierra identificarlos y conocer su situación y parámetros de movimiento.

El AIS ha sido desarrollado bajo el auspicio de la Organización Marítima Internacional (OMI) y su instalación y utilización en los buques sujetos al Convenio SOLAS (Safety of Life at Sea) es **obligatoria** desde el 31 de diciembre de 2004. Están obligados a incorporar estos dispositivos:

- Todos los buques en viaje internacional con un arqueado bruto (GT) superior o igual a 300
- Todos los buques en viaje no internacional con arqueado bruto (GT) superior o igual a 500
- Todos los de pasajeros independientemente de su tamaño

Los equipos AIS emiten los mensajes que contienen los datos relativos a la posición y estado de movimiento del buque con una periodicidad variable dependiendo del estado de navegación, de la velocidad y de la maniobra que realiza.

Previo al análisis detallado de datos AIS, se somete a los mismos a una serie de filtros de calidad y validación para verificar la fiabilidad de la información disponible. Concretamente,

- **Filtro de datos.** La base de datos AIS durante el periodo de análisis puede contener datos duplicados, no ser completa o contener saltos temporales debido a errores o fallos en la estación receptora, de forma que los resultados pueden no contemplar todos los buques que han entrado y salido del puerto durante el citado periodo de análisis. Los registros erróneos son eliminados.
- **Análisis de datos perdidos.** Se evalúa la eficacia de la información disponible con el fin de identificar periodos de tiempo en que, por alguna razón, exista una ausencia de registro en los datos AIS y así tenerlo en cuenta en el posterior análisis detallado.
- **Validación de datos.** Se contrasta la información disponible de los datos AIS con otras fuentes, como MarineTraffic o información facilitada por las propias terminales portuarias, confirmando la similitud en tipo y número de buques que acceden al sistema.

Una vez verificada la calidad y fiabilidad de los datos AIS disponibles, se analiza un gran número de variables a fin de conocer con gran nivel de precisión el comportamiento del tráfico marítimo dentro del sistema portuario, así como para definir los datos de entrada requeridos para la construcción del modelo de simulación de tráfico marítimo. A continuación, se citan algunas de las **variables** más **relevantes** en este tipo de estudios:

- **Análisis de buques en navegación:**
 - Tipología de buque según mercancía y dimensiones de los mismos
 - Frecuencia de acceso anual y estacionalidad del tráfico (buques de crucero, por ejemplo)
 - Análisis de maniobras de cruce: en caso de existir, lugar y frecuencia del evento, dimensiones combinadas de los buques que se cruzan, velocidad y distancia de cruce, etc.
 - Estrategia de maniobra: zonas de parada, zonas de viro, velocidad de navegación, uso de remolcadores
 - Condición de carga en función de acceso o salida y, por tanto, tipo de operación (importación o exportación)

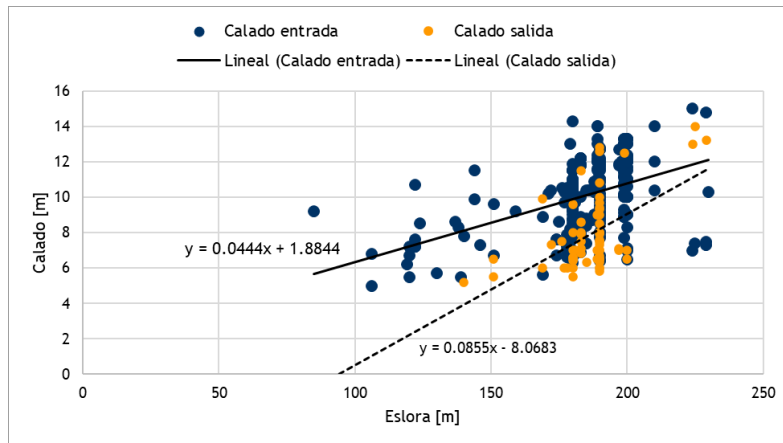


Fig. 1 Análisis de operaciones. Ejemplo de condición de carga en entradas y salidas. Fuente: Siport21

- Ruta del buque: canal de acceso al sistema, canal de salida y puntos intermedios (fondeaderos, terminales)

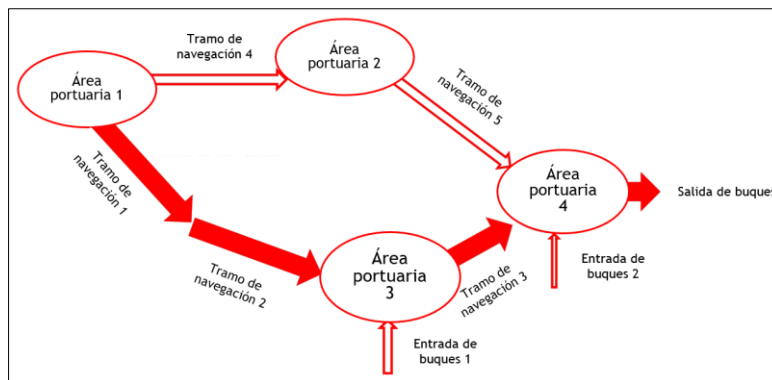


Fig. 2 Análisis de ruta. Ejemplo de ruta de buques en un sistema complejo. Fuente: Siport21

- **Análisis de buques en fondeadero:**

- Frecuencia de operaciones de fondeo (ratio buque que accede / buque que fondea)
- Tipología de buques que suelen fondear (mercancía y dimensiones) y tráficos prioritarios (fondeo poco común, acceso directo sin esperas)
- Tiempo de estancia en fondeadero en función de la tipología de buque
- Operaciones de fondeo en función de la terminal a la que se accede (identificación de causa de espera)
- Preferencias de fondeo: zona en la que los buques suelen fondear en función de tipo de buque (mercancía y dimensiones) y terminal a la que se dirigen
- Ocupación de las zonas de fondeo (promedio de área ocupada, número de buques simultáneos)

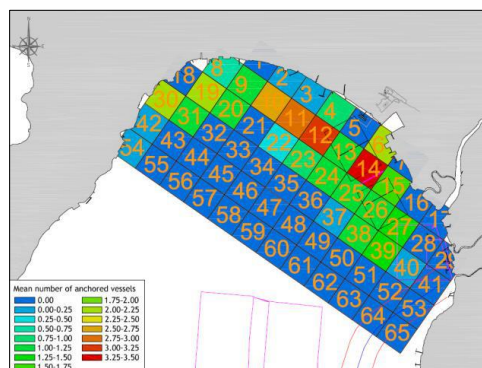


Fig. 3 Análisis de ocupación de las zonas de fondeo. Ejemplo de mapa de ocupación de una bahía. Fuente: Siport21

• **Análisis de buques en terminal:**

- Tipo y dimensiones de buques que acceden a cada terminal
- Frecuencia de acceso (número de operaciones)
- Nivel de ocupación de las terminales
- Tiempo de estancia en muelle en función de la terminal (eficiencia de los mecanismos de carga / descarga), mercancía y dimensiones del buque

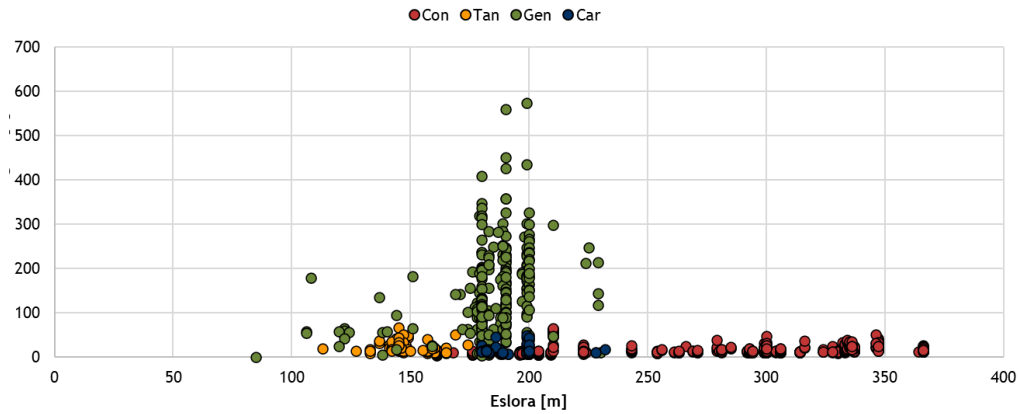


Fig. 4 Análisis de tiempo de estancia. Ejemplo de para distintos tipos y dimensiones de buques. Fuente: Siport21

Los resultados del análisis de datos AIS se recogen en una amplia variedad de gráficos, desde nubes de puntos a trayectorias individualizadas, mapas de densidad de ocupación o distribuciones de la posición de paso. A continuación, se muestran algunos ejemplos.

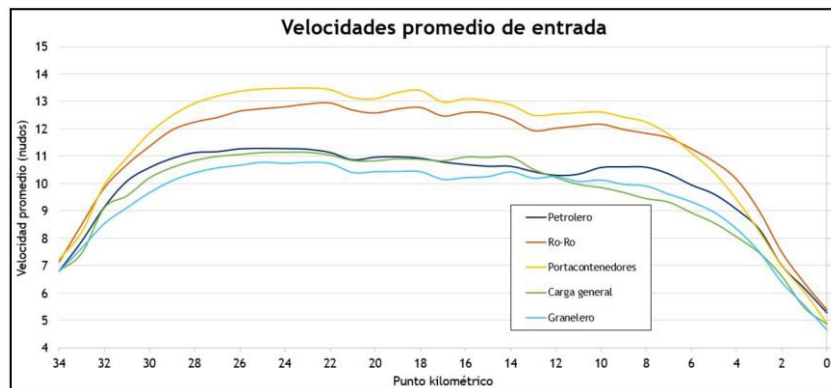


Fig. 5 Velocidades de tránsito por tipo de buque. Fuente: Siport21

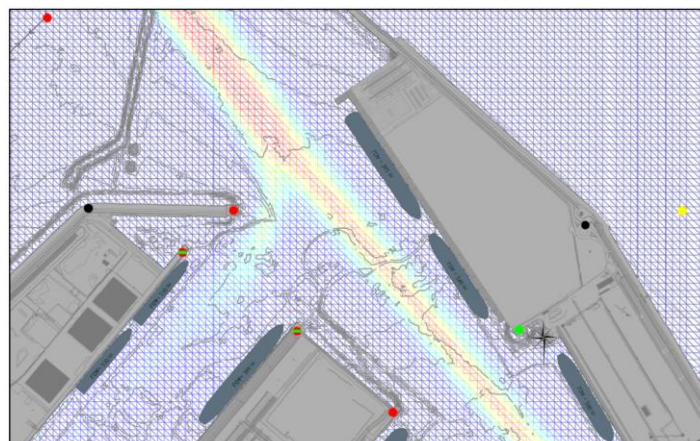


Fig. 6 Densidad de ocupación de las zonas portuarias. Fuente: Siport21

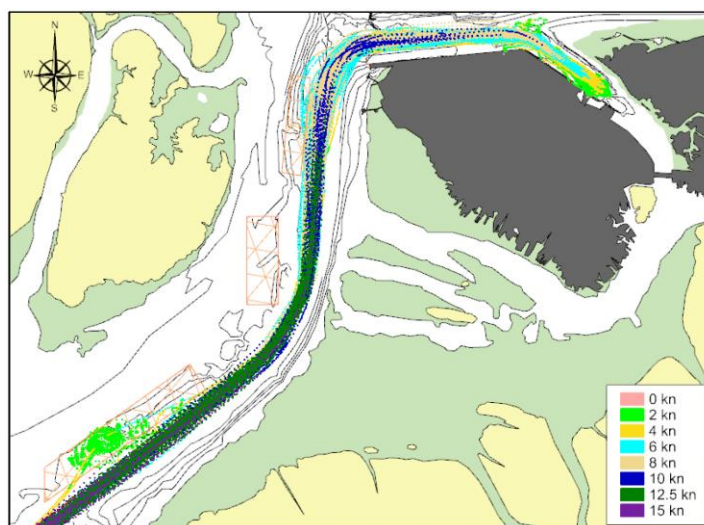


Fig. 7 Registros de velocidades para un tipo de buque. Fuente: Siport21

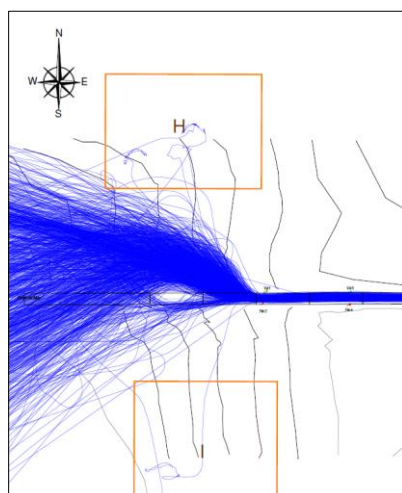


Fig. 8 Trayectorias de acceso a un canal de navegación. Fuente: Siport21

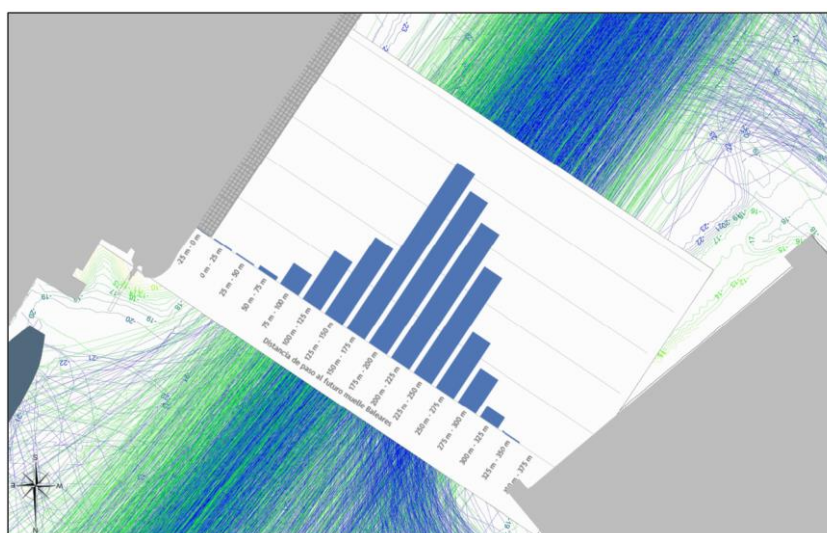


Fig. 9 Distribución geométrica de buques en una sección de paso relevante. Fuente: Siport21

2.2. Definición de indicadores característicos

Con objeto de facilitar la toma de decisiones, se define una serie de indicadores característicos que permitirá comparar los diferentes escenarios a futuro con la situación actual. Para mayor utilidad, los **indicadores o KPIs** (Key Performance Indicators) han de estar alineados con los objetivos y particularidades del proyecto. Además, los mismos indicadores seleccionados servirán como base para el proceso de calibración del modelo de tráfico marítimo.

Tras calibrar el modelo de tráfico marítimo y analizar los distintos escenarios planteados, se elaboran los indicadores definidos y establecidos *ad hoc* y se procede a comparar las ventajas e inconvenientes de las distintas medidas estudiadas.

Los indicadores más habituales en este tipo de estudios son los referidos a la eficiencia del sistema portuario. No obstante, existen otros indicadores como los de riesgo o económicos que pueden resultar relevantes en la toma de decisiones.

A continuación, se destacan algunos ejemplos de **indicadores característicos** más comunes:

- Relacionados con el uso de las **terminales**: la **ocupación de las terminales** así como la fracción de tiempo que los buques permanecen atracados y no están esperando (**tiempo útil** en el atraque) son indicadores tanto de **capacidad** (margen extra de las terminales para absorber más tráfico) del sistema como de **eficacia** (eventos de espera en las terminales).
- Relacionados con el uso de las **zonas de fondeo**: como con las terminales, la ocupación de las zonas de fondeo también indica la **capacidad** del sistema (margen extra de los fondeaderos para absorber más tráfico). Así mismo, un mayor uso de las zonas de fondeo indica una mayor congestión y, por tanto, menor **eficacia**.
- Relacionados con los **buques que acceden** al sistema: los parámetros de mayor interés con respecto a los buques que acceden son aquellos relacionados con los tiempos de espera, en función de sus dimensiones, calado, mercancía y terminal a la que acceden:
 - Tiempo promedio de espera
 - Zona en la que espera
 - Causa de espera. A su vez, ayuda a identificar cuellos de botella
- Relacionados con el **riesgo**: aunque la herramienta no es adecuada para **cuantificar** el riesgo, sí se pueden obtener indicadores que de alguna forma están relacionados con el riesgo, como son el número de eventos de cruce, o la distancia recorrida por un buque hasta la terminal (si un buque accede de forma directa a terminal o por el contrario ha de navegar una mayor distancia hasta zonas de fondeo disponibles). La siguiente figura ilustra para tres trayectorias distintas algunos casos de acceso a terminal “indirecto”, en que los buques han navegado una mayor distancia de la óptima, por fondear lejos de su terminal de destino.

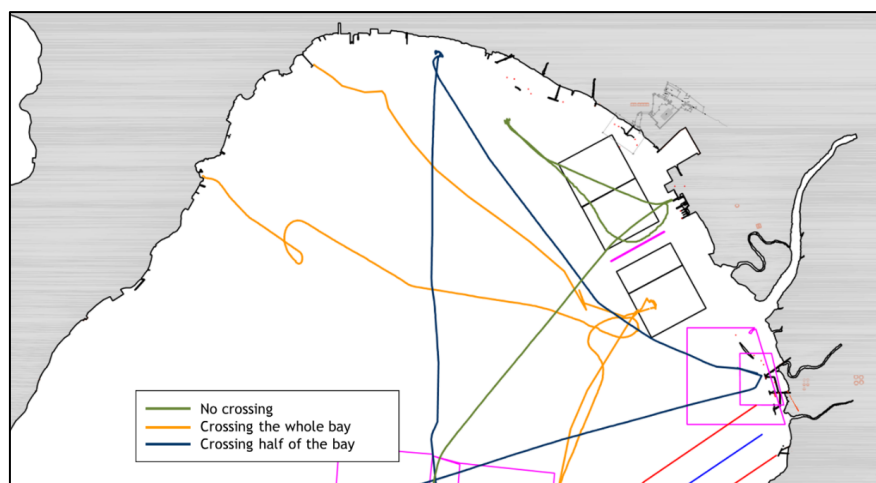


Fig. 10 Indicadores de riesgo. Eficacia de la ruta de navegación. Fuente: Siport21

- Relacionados con el **ingreso económico**: por último, en caso de disponer de información suficiente, se puede estimar el ingreso económico derivado de las actividades náuticas, como son las tarifas de entrada a puerto, de uso del servicio VTMS, de uso de fondeadero, de terminal, tarifas de practica, remolque y amarre.

2.3. Definición de indicadores característicos

La **construcción del modelo** consiste en definir y caracterizar los siguientes elementos, que conforman la creación de un sistema de navegación:

- **Buques**: todas las características de los buques a generar se describen en este módulo para generar una llegada aleatoria representativa de la realidad (según tipología: destino, patrones de llegada, ruta a navegar, terminales de destino, tiempo mínimo de estancia en terminal, ...). También se define el tiempo que tarda en navegar cada tramo de canal, ligado lógicamente a la velocidad de navegación (según tipo/tamaño de buque, entrada/salida). Este módulo también determina cuántos buques se generan según el tipo de flota y cómo varía el tiempo de llegada entre los buques, incluyendo los fenómenos de estacionalidad.
- **Elementos estáticos del Puerto**:
 - **Terminales**. Puntos donde los buques acceden, permanecen un tiempo mínimo determinado necesario para realizar las operaciones de carga / descarga y esperan en terminal antes de iniciar las maniobras, únicamente en caso de ser necesario. Se definen como características el número máximo de buques simultáneamente atracados, la longitud de atraque disponible y la profundidad.
 - **Fondeaderos**. Punto donde los buques esperan, únicamente en caso de ser necesario. También es posible exigir a los buques que esperen un tiempo mínimo previamente a continuar su ruta. Se definen como características el número máximo de buques simultáneamente fondeados, el área de atraque disponible y la profundidad, así como fondeaderos especiales (mercancías peligrosas, por ejemplo).
 - **Tramos de canal**. Tramos a lo largo de los cuales los buques navegan entre elementos del puerto (entre fondeadero y terminal, canal y terminal, etc.). Se definen como características la profundidad y el número máximo de buques que puede navegar simultáneamente a través de un tramo de canal.
- **Normas de navegación** (control de tráfico, Pilotos o Prácticos). Este amplio módulo describe para cada zona de navegación y buque, las normas aplicables a maniobras de cruce y adelantamiento entre buques, distancia mínima durante la navegación, mínimo nivel de agua bajo quilla. Por último, se incluyen también los límites hidro-meteorológicos de acceso (viento, corriente y oleaje).
- **Condiciones de viento, oleaje, y visibilidad**: todas las características de viento (dirección e intensidad), oleaje (dirección, periodo, altura de ola), y visibilidad (buena o mala) se describen en este módulo, descriptivo del clima local.
- **Marea y corriente**: se definen las variaciones del nivel de agua e intensidades de corriente en los distintos elementos del sistema (terminales, fondeaderos y tramos de canal de navegación) a lo largo del año.

Una vez se han definido todos los módulos necesarios para la construcción del modelo, el proceso de **simulación** se inicia por el módulo ‘buques’, encargado de realizar la **generación aleatoria de buques** en base a distribuciones estadísticas ajustadas a los datos AIS. Tras la generación de cada buque, se comprueban las restricciones a lo largo de su ruta de navegación pre-definida. El **proceso de chequeo** es el siguiente:

- **Se comprueban las restricciones** en el **punto más cercano** en que el buque puede **esperar** (nivel de agua y disponibilidad/capacidad).
- Una vez verificada la viabilidad de esperar en el punto más cercano posible, se comprueban las **restricciones durante el recorrido desde la posición actual hasta dicho punto de espera**. En cada tramo de dicho recorrido, se chequea la **normativa**:
 - **De cruces**: en base a la zona de navegación, tipología y dimensiones de los buques, el cruce está o no permitido.
 - **De distancia mínima de seguridad**: al buque más próximo, en función de tipología y dimensiones de los buques.

- **De nivel de agua mínimo bajo quilla.**
- En caso de que existan **restricciones**:
 - **Durante el recorrido** hasta el punto más cercano de espera, el buque **esperará** antes de iniciar su navegación hasta que dicha navegación sea **viable** cumpliendo con la **normativa o regulación** aplicada.
 - **En el punto más cercano de espera**: el buque **esperará** antes de iniciar su navegación por las secciones correspondientes hasta que la espera en dicha zona sea **viable** cumpliendo con **normativa** o hasta que la **navegación completa hasta la siguiente zona de espera sea viable**.

Este proceso de comprobación se repite de forma análoga a lo largo de la ruta completa del buque. Las terminales son consideradas como punto en el que los buques también pueden esperar. No obstante, a diferencia de los fondeaderos, los buques han de permanecer obligatoriamente un tiempo pre-definido de servicio en las terminales (esperen o no en ellas).

Una vez construido el modelo, se realiza la **calibración** sometiendo el modelo a un proceso iterativo de simulación – análisis de resultados – ajuste hasta alcanzar unos resultados lo suficientemente próximos a la realidad. El proceso de calibración se realiza siempre sobre la base de un escenario real, del cual se disponga de información del comportamiento del tráfico marítimo con un adecuado nivel de detalle y precisión.

Los niveles de detalle requeridos para lograr resultados fiables se consiguen del análisis de **datos AIS**. No obstante, hay alguna información que no es posible extraer de su análisis, como es el calado real o las causas de eventos de espera. En este sentido, resulta recomendable consultar fuentes adicionales y mantener **entrevistas con expertos locales** que puedan ampliar la información disponible.

2.4. Análisis de escenarios alternativos

En general, los nuevos escenarios alternativos de interés serán aquellos que supongan un impacto sobre el flujo de tráfico actual, tales como cambios en la infraestructura (nuevas terminales, dragado de ampliación de canales, bocana accesoria, ...), nueva normativa (VTS, dispositivos de separación de tráfico, ordenación de fondeaderos, cruces, UKC mínima, asignación de Prácticos o remolcadores, ...), nuevos tipos de tráfico significativos para el sistema portuario (por ejemplo, transporte GNL), etc.

Una vez se ha construido y calibrado el modelo, se emplean los resultados de la situación actual como referencia para el proceso de comparación de los indicadores característicos de los escenarios alternativos. Siflow21 es una herramienta muy versátil que permite adaptar el modelo e incluir diversos cambios con el fin de valorar su impacto (positivo o negativo) sobre el comportamiento del tráfico, apoyándose en los indicadores característicos definidos para cada estudio.

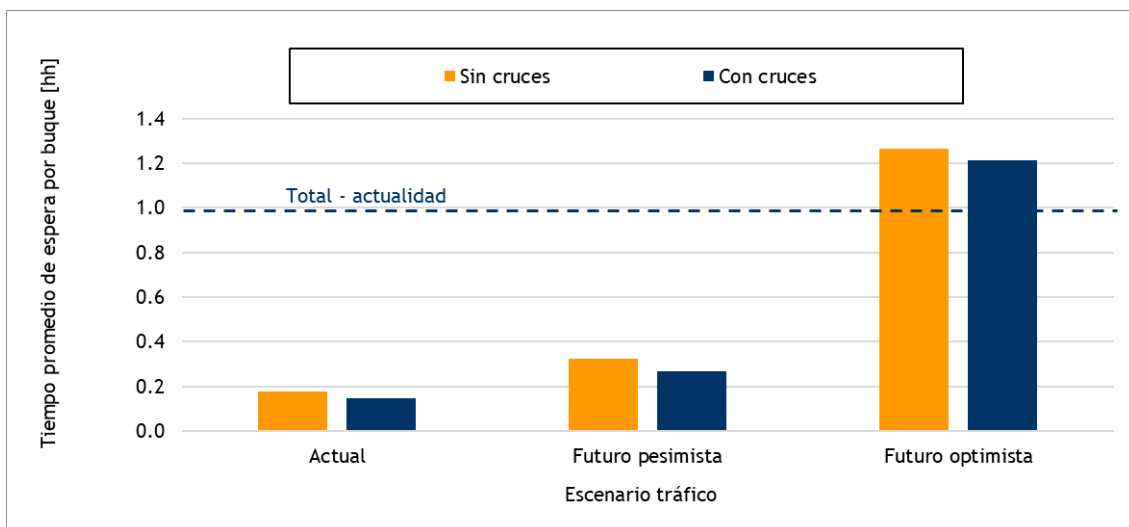


Fig. 11 Ejemplo de comparación de indicador característico (tiempo de espera) de diversos escenarios con respecto al base (actualidad). Fuente: Siflow21

Por otra parte, y con el objetivo de analizar el **impacto** de los cambios relevantes para el flujo de tráfico no solo en la **actualidad**, sino **a lo largo de un determinado periodo de interés** (vida útil de una nueva infraestructura, por ejemplo), se han de analizar un mínimo de 3 escenarios de volumen de tráfico con el fin de permitir interpolaciones con un adecuado nivel de precisión.

El volumen de tráfico para escenarios futuros se define mediante estudios predictivos con alto nivel de detalle, considerando información relevante como evolución histórica del tráfico, necesidades de inversión y mejora de capacidad, planes maestros de expansión de instalaciones actuales y previsión de terminales de nueva construcción.

El análisis de varios escenarios de volumen de tráfico permite, adicionalmente, determinar la **capacidad** (número máximo de buques que pueden acceder al sistema) de un determinado escenario de infraestructura, bajo unos criterios de aceptabilidad de la congestión (esperas) según el tipo de tráfico. Este proceso permite establecer recomendaciones con respecto a la **acción correctiva más adecuada**, en el **momento más indicado**.

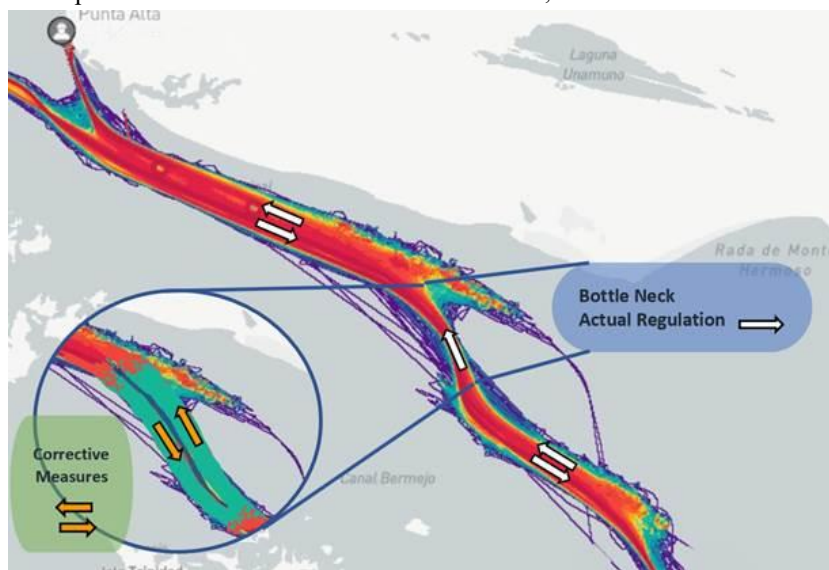


Fig. 12 Ejemplo de medida correctiva (zona de cruce, doble vía de navegación) para un escenario con niveles de congestión altos (zona de única vía de navegación). Fuente: Siptort21

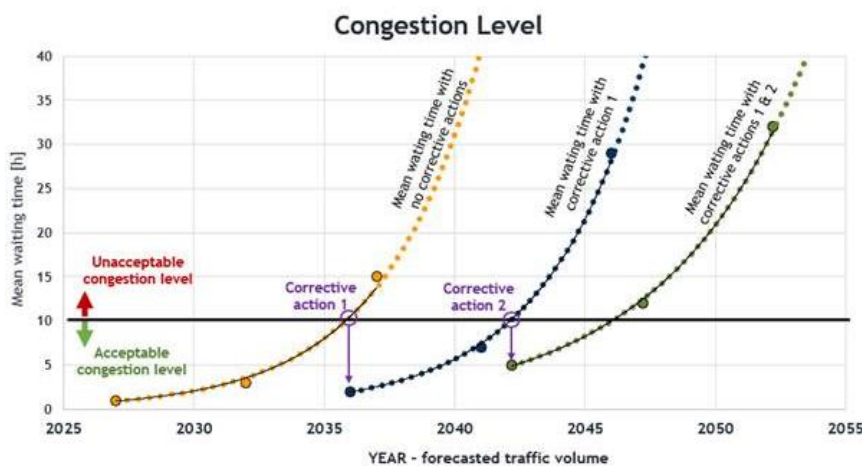


Fig. 13 Ejemplo de aplicación de medidas correctivas en el momento de aplicación óptimo (nivel de congestión no aceptable). Fuente: Siptort21

Por último, la **combinación de indicadores característicos de eficacia y de riesgo** permite determinar la **combinación óptima de acciones** sobre los escenarios analizados, estableciendo niveles combinados adecuados de congestión y de seguridad de las actividades náuticas.

3. Ejemplos de aplicación

La metodología empleada implica la realización de estudios de un alto nivel de detalle con el fin de poder reproducir fielmente tanto escenarios actuales como futuros, pasando por un proceso de verificación de fiabilidad de los resultados. Asimismo, el modelo Siflow21 permite introducir como parámetros de entrada un gran número de variables que definen con precisión la realidad de sistemas de tráfico marítimo-portuarios con altos niveles de complejidad.

Todo ello ha permitido la aplicación de esta metodología en casos diversos de estudio. A continuación, se citan algunos de los estudios más relevantes por su novedad o magnitud:

- **Proyecto de profundización de un canal.** Cuando el acceso a un canal de navegación viene determinado por el **nivel de marea** (ventanas operativas de acceso) es frecuente que exista cierto nivel de **congestión y concentración** de buques, especialmente los de mayor calado, que buscan la misma ventana de acceso. Una de las **medidas** más eficaces para reducir estas esperas consiste en **profundizar** las zonas de navegación necesarias a fin de flexibilizar la dependencia de la marea (ventanas más amplias) o incluso evitarla admitiendo el acceso en bajamar para los mayores buques. En este sentido, los **estudios de simulación de tráfico marítimo** permiten conocer **en qué medida una obra de dragado determinada permite reducir la congestión del tráfico** y, así mismo, **determinar la capacidad del nuevo canal dragado** (cuántos buques más al año pueden acceder tras las obras de dragado). Se busca un punto de equilibrio entre la cota de dragado (con el coste correspondiente) y la ganancia de operatividad por reducción de esperas.
- **Nuevas terminales de mercancías peligrosas.** El transporte de GNL, especialmente, conlleva la implementación de una serie de medidas de seguridad estrictas y específicas para este tipo de tráfico (reserva de canal, distancias de seguridad, prohibición de cruces, etc.). Una de las principales preocupaciones es, por tanto, la **posible afección** que pueda derivarse de este nuevo tráfico en el **comportamiento general** del tráfico en una zona determinada.
- **Habilitación de zonas de cruce.** La definición de zonas de cruce en una determinada zona de un canal de acceso es una medida frecuentemente aplicada para **reducir la congestión**. No obstante, se trata también de una **zona crítica para los riesgos náuticos**. Los **estudios de simulación de tráfico marítimo** dan **soporte para la toma de decisiones**, encontrando el punto óptimo en la reducción de congestión compensando a la vez el incremento del riesgo de navegación.
- **Reordenación de zonas de fondeo.** Existen sistemas portuarios, como bahías o zonas de refugio, en los que las **operaciones de fondeo** suponen una **operativa común** e importante en el flujo de tráfico. En la medida en que el volumen de tráfico crece en estas zonas, es común que la operativa de fondeo, ordenada a priori, evolucione a **situaciones más caóticas y optimizables**. La metodología aplicada puede simular distintos criterios de reordenación de las zonas de fondeo, incluyendo además cambios en la normativa. Esta evaluación puede lograr una **mejora** sustancial no solo la **eficacia del sistema**, sino también los **riesgos náuticos**, minimizando eventos de encuentro entre buques o distancias a navegar.
- **Cambios importantes en el flujo de tráfico**, como puede ser desplazar el tráfico de una terminal a otra ubicación (cambio en la ruta de navegación de todo un tráfico), son también escenarios que se pueden representar y analizar con este tipo de estudios, dando así respuesta al impacto sobre el tráfico en general y sobre el tráfico desplazado en particular.
- **Incremento global o individual de la intensidad de tráfico (número de llegadas).** En proyectos de ampliación de una terminal que supongan aumento significativo del número de escalas o acceso de mayores buques con restricciones más estrictas (calado, remolque, limitaciones meteorológicas), se puede evaluar el impacto de este incremento sobre la congestión del sistema. Lo mismo cabe decir de un incremento orgánico del tráfico de un puerto.



Referencias

- IALA (2011). *Use of Simulation as a Tool for Waterway Design and Aids to Navigation Planning 1058*
- IALA (2008). *Establishment of AIS as an Aid to Navigation 1062*
- IALA (2005). *Management and Monitoring of AIS Information 1050*
- PIANC MarCom WG 121 (2014). *Harbour Approach Channels – Design Guidelines*
- PUERTOS DEL ESTADO (1999). *ROM 3.1-99 Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación*
- TORTOSA, E. y REBOLLO, J.F. (2010). *La red AIS portuaria: La tecnología AIS aplicada a la explotación portuaria y a las ayudas de la navegación. Puertos nº 158, pp. 9-21*
- GROENVELD, R., BEIMERS, B. y VIS, F.C. (2003). *A Simple Method to Assess Nautical Risks*. Copedec Conference, Colombo, Sri Lanka
- GROENVELD, R. ONASSIS, I. y VAN WIJHE, H.J. (2002). *Safety and Capacity Wet Infrastructure Puerto America Veezuela*. PIANC-AIPCN Congress, Sydney, Australia, CD S7B P102, 1-14
- GROENVELD, R. (2006). *Ship Traffic Simulation Study Port Extension Maasvlakte 2 of the Port of Rotterdam*. PIANC Congress, Estoril, Portugal.

Ensayos en modelo físico y simulaciones mediante CFDs sobre el proyecto de reconstrucción de la baliza del Puerto de Pasaia

Model test and CFDs simulations over the rebuilding project of the Pasaia port beacon

Gutiérrez Revilla, César^a; Fernández de Bobadilla Hildebrandt, Ignacio^b

^aCEDEX-CEPYC , cesar.gutierrez@cedex.es; ^bCEDEX-CEPYC , ignacio.fernandez@cedex.es;

Abstract

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) was commissioned by the Organismo Público Puertos del Estado y la Autoridad Portuaria de Pasaia (APP) to assess the rebuilding project of the Bancha Oeste Beacon of the Pasaia Port. This study was made by means of scale model tests and numerical simulations tools (CFDs). In this paper, the tasks performed and the comparison of the results obtained with both problem approaches are described.

Keywords: *Model test, CFD, beacon, wave impact.*

Resumen

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), recibió el encargo por parte del Organismo Público Puertos del Estado y la Autoridad Portuaria de Pasaia (APP) para la realización de un estudio sobre la viabilidad del proyecto de reconstrucción de la Baliza Bancha Oeste del Puerto de Pasaia. El estudio se ha llevado a cabo mediante la realización de ensayos en modelo físico y herramientas de simulación numérica (CFDs). En el presente artículo, se describen los trabajos realizados y los resultados obtenidos con ambas aproximaciones del problema.

Palabras clave: *Ensayos en modelo físico, CFD, baliza, esfuerzos oleaje.*

1. Introducción

En el año 2019 el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, recibió el encargo por parte del Organismo Público Puertos del Estado y la Autoridad Portuaria de Pasaia (APP) para la realización de un estudio sobre la viabilidad del proyecto de reconstrucción de la Baliza Bancha Oeste del Puerto de Pasaia.

El objetivo principal del estudio era la verificación del comportamiento estructural de la nueva Baliza proyectada para el acceso al Puerto de Pasaia, frente a la acción de temporales de carácter extremal que puedan alcanzar la zona de emplazamiento de la misma.

El estudio se ha llevado a cabo mediante la realización de ensayos en modelo físico de tipo tridimensional, en las instalaciones del Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEPYC) del CEDEX, sometiendo al modelo a las condiciones de oleaje de diseño.

Con la idea de consolidar los resultados del estudio, y con el objeto de validar las herramientas de simulación numérica disponibles en el CEPYC de cara a su uso para este tipo de trabajos, más en concreto softwares de CFD (Computational Fluid Dynamics), se realizaron varias simulaciones numéricas de las situaciones que produjeron los mayores esfuerzos detectados durante ensayos.

2. Descripción de la baliza objeto del estudio

La baliza en estudio se proyectó como reconstrucción de la anteriormente existente, la cual falló durante el temporal del 9 de febrero de 2016. La nueva baliza consta de un trípode formado por tres tubos metálicos de sección circular de 800 mm de diámetro anclados a la roca, y un fuste de 120 mm de diámetro. La altura total de la baliza es de 24,82 m, entre la cota -7,62 (anclajes) y la cota +17,2 m. La orientación de la baliza se eligió de forma que dos de las patas quedasen enfrentada a la dirección de los temporales predominantes de la zona.

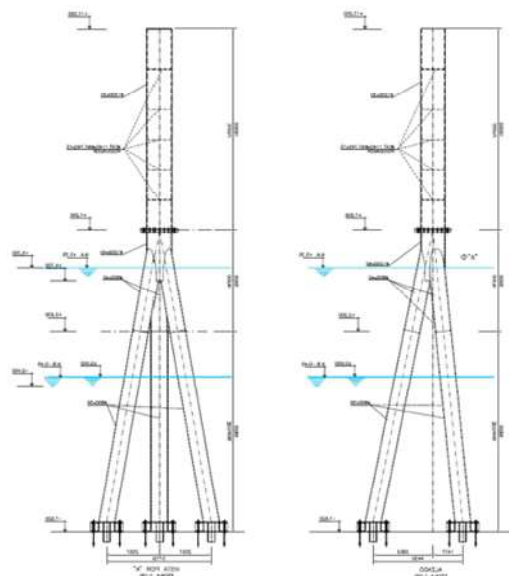


Fig. 1 Dimensiones principales de la baliza

En la documentación facilitada por la APP se incluye la información referente a la batimetría en la zona de emplazamiento. En dicha información se puede apreciar que la zona de emplazamiento presenta una configuración irregular, con fondo rocoso, con tramos de pendiente pronunciada en algunas zonas. La baliza se encuentra situada sobre un bajo rocoso, y anclada a la cota -7.62 m. En la figura siguiente, se ha destacado mediante un cuadrado en rojo, la parte de la batimetría reproducida en el canal de ensayo.

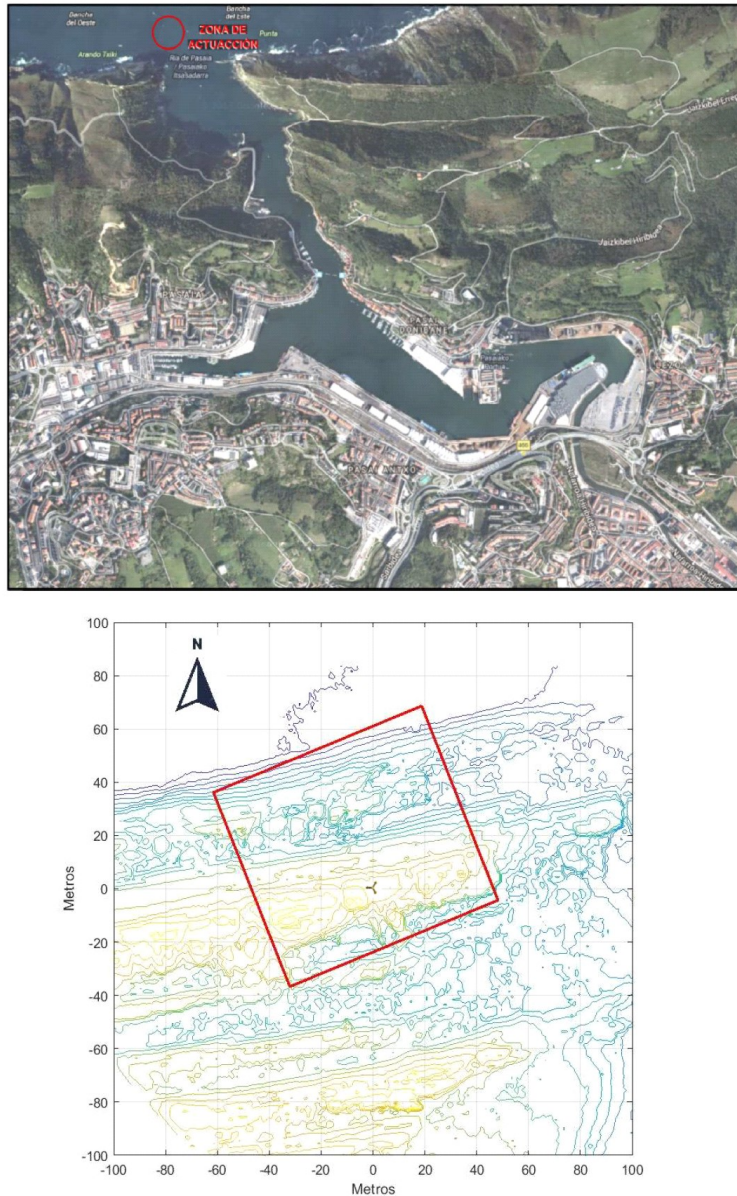


Fig. 2 Situación y emplazamiento de la baliza. Fuente: Autoridad Portuaria de Pasaia

3. Descripción de los ensayos en modelo físico realizados

Los ensayos se llevaron a cabo sobre el modelo físico construido en el canal de oleaje de gran escala disponible en el Laboratorio de Experimentación Marítima del CEPYC, dónde teniendo en cuenta los oleajes a ensayar, las características de la zona del emplazamiento de la baliza y los elementos estructurales de la misma a evaluar, se fijó la escala del modelo en 1:25.

Durante el estudio se sometió al modelo construido a las condiciones de oleaje de diseño, midiéndose los esfuerzos y momentos en los anclajes de las patas debidos a la acción de las olas mediante 3 dinámometros de 6 componentes. Además de los esfuerzos, se midieron las presiones generadas en el fuste y la cota alcanzada por el remonte de las olas sobre éste (“run up”).

Tabla 1. Oleajes de cálculo para el diseño de la baliza

T_R (años)	H_s	T_p
100	10.78	18.00

Según la documentación facilitada en el Proyecto de Rehabilitación de la baliza, ésta será instalada de forma que la incidencia del oleaje predominante en la zona es normal a la baliza según su eje longitudinal y esta dirección de oleaje fue la utilizada durante los ensayos. Se evaluaron tanto la situación de pleamar como de bajamar, cuyos niveles de agua correspondientes estaban definidos en dicha documentación. La duración de las series temporales de los oleajes reproducidos en los ensayos fue equivalente a 3 horas a escala prototipo.

La construcción del modelo de la baliza se realizó a partir de la información facilitada por la APP, de manera que el modelo fuera una réplica geométrica representativa de la estructura proyectada. Se emplearon tubos comerciales de PVC, con el diámetro requerido, para reproducir las patas y el fuste. Para la fabricación del nudo de unión se ha recurrido a una impresora 3D y como material se ha empleado poliamida (PLA). Las zapatas de apoyo de las tres patas se reprodujeron mecanizando piezas de PVC. Una vez ensambladas todas las piezas, el conjunto se pintó de amarillo para conseguir un mejor contraste de la figura de la baliza en las grabaciones de video realizadas durante los ensayos.



Fig. 3. Detalle de la baliza y de la batimetría, en la zona de emplazamiento, reproducidas en el canal de ensayo.

Debido a la complejidad de la batimetría en la zona de emplazamiento, la configuración del fondo se ha reproducido de forma simplificada mediante la construcción de rampas sucesivas de pendiente similar a la pendiente media de los diferentes tramos del fondo marino en la zona anterior de la baliza, entre la zona de generación de oleaje y el pie del bajo sobre el que se sitúa la baliza. Este bajo sí se ha reproducido a partir de la información de la batimetría disponible (ver figura siguiente), intentando reproducir lo más fielmente posible el

perfil batimétrico en el eje longitudinal de la baliza, con el fin de que los fenómenos asociados a la incidencia de la ola sobre la estructura (interacción oleaje-estructura) en el modelo se encuentren también reproducidos de forma suficientemente representativa. De esta forma, se consiguió reproducir la propagación del oleaje hacia la estructura, tanto en su aproximación a la baliza como en la forma de incidencia sobre la misma.

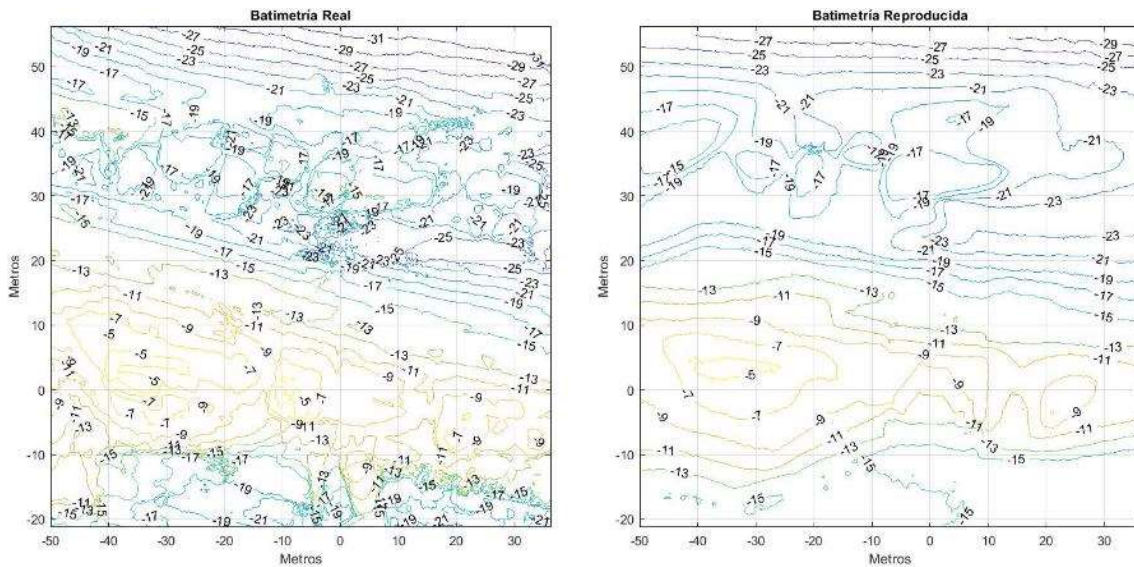


Fig. 4. Batimetría real VS reproducida en el Canal

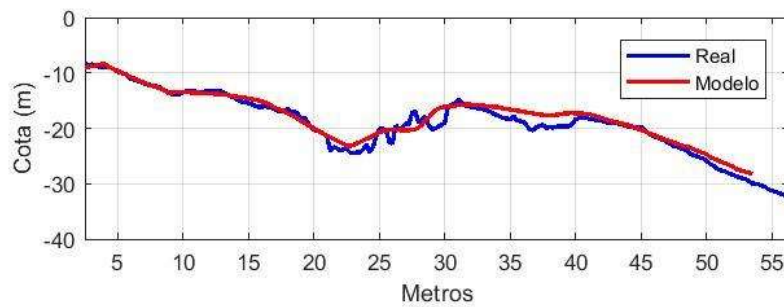


Fig. 5. Perfil batimétrico de la zona anterior al pie del bajo en el eje longitudinal de la baliza

4. Descripción de los modelos numéricos utilizados

4.1. Modelo numérico SPH: DUALSPHysics

Los modelos de partículas suavizadas (SPH por sus siglas en inglés) se basan en la descripción lagrangiana de la dinámica de fluidos, considerados estos como medios continuos donde sus propiedades se formulan en términos de “magnitudes suavizadas” evaluadas en ubicaciones discretas denominadas “partículas”. A diferencia de los métodos basados en mallas, estas ubicaciones no están fijas en el espacio, sino que evolucionan en el tiempo según las leyes de la dinámica de fluidos

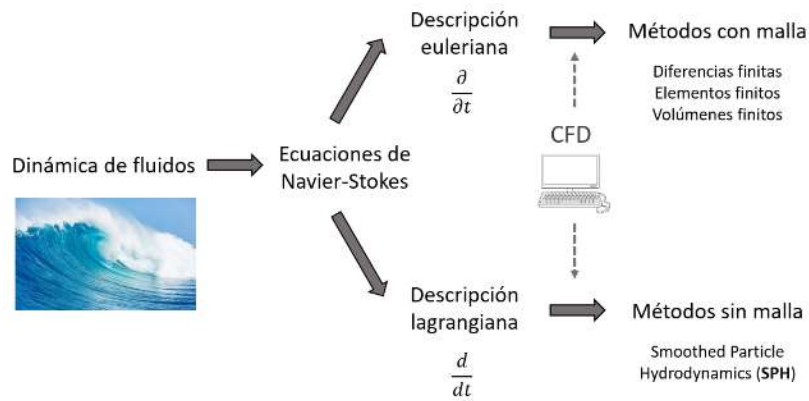


Fig. 6. Esquema de los distintos tipos de modelos numéricos de dinámica de fluidos

Para reproducir el movimiento del fluido, las ecuaciones discretizadas de Navier-Stokes se integran localmente en la ubicación de cada partícula, de acuerdo con las propiedades físicas de las partículas circundantes. El conjunto de partículas vecinas que se tienen en cuenta está determinado por una función kernel basada en una región del espacio, ya sea circular (bidimensional) o esférica (tridimensional), cuyo radio es una longitud característica asociada o longitud de suavizado a menudo denotada como h . En cada paso de tiempo, se calculan las nuevas propiedades físicas de cada partícula y luego se mueven de acuerdo con los valores actualizados.

De esta forma, los modelos SPH están especialmente indicados para simular flujos de superficie libre y para reproducir interacciones fluido-estructura altamente no lineales.

El modelo en concreto seleccionado para realizar las simulaciones ha sido DUALSPHYSICS desarrollado en código abierto por varias instituciones de ámbito mundial para la resolución de problemas reales de ingeniería con flujos multifásicos.

El modelo cuenta además con un sistema de absorción de reflexiones numérico en los elementos de generación del oleaje (AWAS), cuyo uso será muy conveniente para las simulaciones planteadas.

4.2. Modelo numérico VOF: FLUENT

Los modelos basados en el método de volúmenes finitos (FVM por sus siglas en inglés) se fundamentan en la descripción euleriana de la dinámica de fluidos. Estos métodos se basan en la discretización espacial del medio en una serie de volúmenes finitos (celdas) cuyo conjunto se denomina malla, y en donde se definen las variables que caracterizan el flujo en función del tipo de problema a analizar. Una vez establecidas dichas variables, se lleva a cabo la resolución de las ecuaciones discretizadas de Navier-Stokes en cada una de las celdas de la malla, de forma que la información resultante de cada celda se traslada a su vecina así hasta barrer la totalidad del conjunto de celdas que definen el medio.

Dentro de la familia de modelos numéricos FVM, cuando se quiere estudiar problemas asociados a la existencia de superficie libre como es el caso del presente estudio, se emplea lo que se conoce como técnica de volumen de fluido (VOF por sus siglas en inglés). Esto consiste en identificar que celdas de la malla contienen únicamente agua, o únicamente aire, o cuales contienen ambos fluidos. En estas últimas será donde se encuentra localizada la superficie libre.

El modelo en concreto seleccionado para realizar las simulaciones ha sido FLUENT desarrollado por ANSYS y ampliamente utilizado a nivel mundial para la resolución de problemas reales de ingeniería con flujos multifásicos.

5. Resultados

A continuación, se muestran de forma gráfica los resultados obtenidos, en ambas condiciones de marea, en cuanto a la máxima reacción horizontal en los apoyos de la baliza y el correspondiente momento de vuelco que se produce en dicho instante. Dado al alto costo computacional, en lo que se refiere al tiempo necesario para realizar una

simulación de este tipo, únicamente se reprodujo numéricamente el tren de olas que producía la mayor reacción en la base de la baliza, y que va a condicionar el diseño de la misma, y no la serie temporal completa del oleaje.

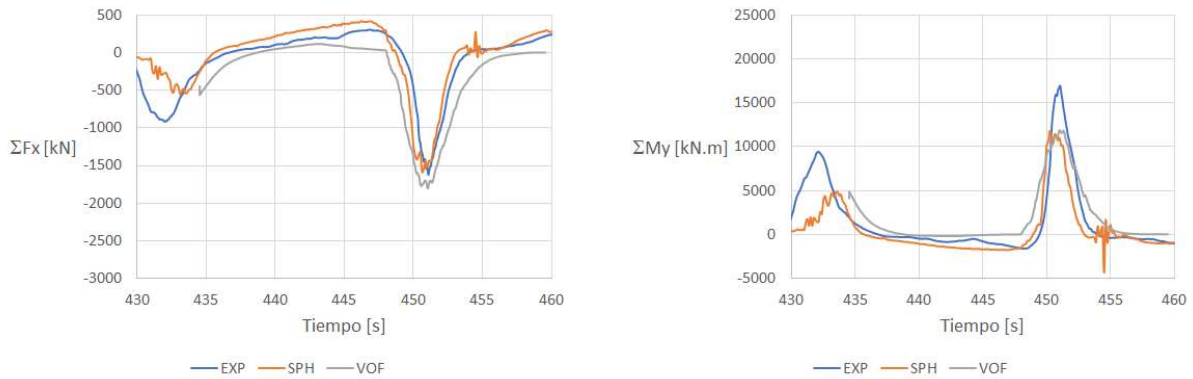


Fig. 7. Resultados esfuerzos en los anclajes en la condición de pleamar

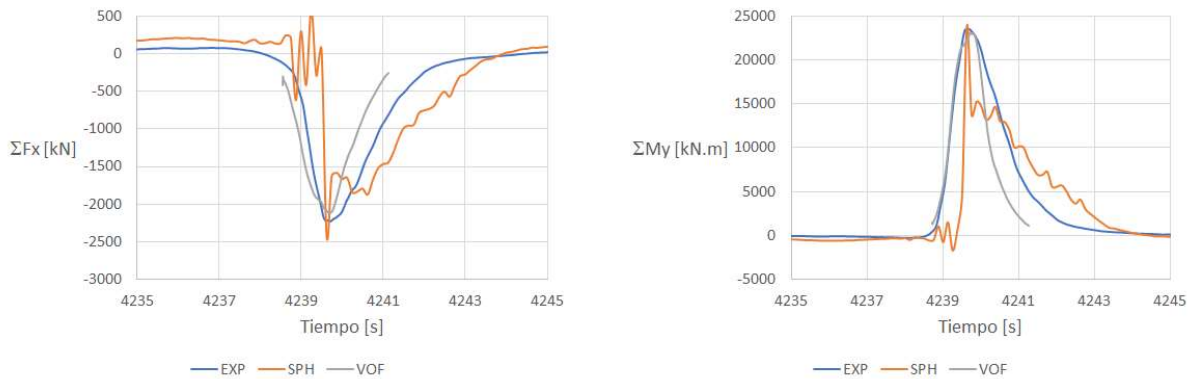


Fig. 8. Resultados esfuerzos en los anclajes en la condición de bajar

6. Conclusiones

Se puede observar que los resultados alcanzados numéricamente confirman los resultados obtenidos en la experimentación física, y se puede concluir que las desviaciones en el ajuste de los resultados obtenidos numéricamente con respecto a los registros experimentales son, en general, de pequeña entidad. Se respalda el hecho de que la condición más desfavorable para el cálculo de solicitaciones sobre la estructura sea la de bajar y no la de pleamar, tal y como se concluyó en el informe de ensayos experimentales.

Por otro lado, es de destacar que los modelos numéricos empleados, tanto el modelo SPH como el modelo VOF utilizados, permiten obtener con detalle la distribución de las fuerzas exteriores actuantes sobre la estructura, complementando la información disponible de la experimentación física, de la que solo es posible obtener las reacciones totales. Esto supone un importante avance en el estudio de la acción del oleaje en estructuras que por su posición en aguas intermedias o reducidas se puedan encontrar expuestas a oleaje en rotura, lo que implica un importante incremento de las cargas previstas dado el carácter impulsivo de estas acciones, como es el caso para la condición de bajar, con respecto a la de pleamar, en el estudio realizado.

Ensayos físicos y numéricos de construcción realista de diques homogéneos de Cubípodos de baja cota de coronación

Physical and numerical placement tests of Cubipod homogeneous low-crested structures

Jorge Molines^a, M. Esther Gómez-Martín^a y Josep R. Medina^a

^aInstituto de Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València (UPV), jormollo@upv.es, mgomar00@upv.es, jrmedina@upv.es

Abstract

Homogeneous low-crested structures (HLCSs) are designed to protect beaches and regenerate coral reefs. The height of a HLCS depends on the placement grid which determines the crest freeboard, wave transmission and concrete consumption. In real seafloor conditions, it is not easy to define feasible placement grids for HLCSs on uneven sea bottoms, blind conditions, placement tolerances.... In this study, game engines are used to simulate the construction of HLCS.

Keywords: *Cubipod; reef breakwaters; homogeneous low crested structures; game engine; placement grid*

Resumen

Los diques homogéneos de baja cota de coronación (HLCS) están diseñados para ser construidos habitualmente sobre fondos duros de roca en zonas con arrecifes de coral degradados. La altura de los HLCS depende de la malla de colocación, la cual determina la cota de coronación, la transmisión de oleaje y el consumo de hormigón. En condiciones reales, no es sencillo definir las mallas de colocación factibles para HLCS considerando la colocación ciega, fondo irregular, tolerancias en la colocación, Este trabajo expone un nuevo método para simular la construcción realista de HLCS mediante Game Engines.

Palabras clave: *Cubípedo; diques arrecife; diques homogéneos de baja cota de coronación; game engine; mallas de colocación*

1. Introducción

La degradación continuada de los arrecifes de coral genera un incremento del riesgo económico, social y ambiental en las costas donde los arrecifes de coral son la base de los ecosistemas marinos y la protección de las playas próximas. La acidificación de los océanos por el Cambio Climático y otras causas antrópicas están aumentando el deterioro de los arrecifes de coral y la vulnerabilidad de las áreas que protegen; en estos entornos se deberán diseñar estrategias de adaptación en el futuro cercano.

Los diques de baja cota de coronación convencionales (LCS) se utilizan habitualmente para proteger las playas del ataque del oleaje (DELOS 2003-2005, Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures), pero tienen dos problemas frecuentes para su utilización en zonas coralinas: la dificultad de suministrar escollera de gran tamaño y un núcleo relativamente impermeable inadecuado para la colonización coralina. La nueva tipología de diques homogéneos de baja cota de coronación (HLCS) construidos con un único tamaño de pieza (ver Odériz et al., 2018, y Medina et al. 2020), permiten proteger las playas y ofrecer las condiciones propicias para que se regeneren arrecifes de coral en retroceso. Las mallas de colocación de HLCS determinan la altura total de la estructura y el francobordo y, por tanto, su estabilidad hidráulica, la transmisión, la reflexión y la disipación de oleaje. Sin embargo, existen muy pocos estudios analizando la constructibilidad y la caracterización de HLCS (ver Molines et al., 2021). Este estudio presenta una nueva herramienta numérica calibrada para simular la construcción realista de HLCS basada en el software de la industria gaming que representa el movimiento de sólidos rígidos mediante las leyes de la mecánica newtoniana. La Figura 1 muestra la sección tipo de un LCS y un HLCS.

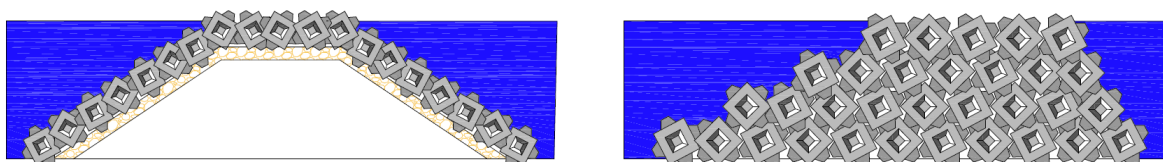


Fig. 1 a) Low Crested Structure (LCS) y b) Homogeneous Low Crested Structure (HLCS)

2. Simuladores de movimientos de sólidos rígidos: FEMDEM vs. Game Engines

Los ensayos de modelos físicos a pequeña escala que utilizan la semejanza de Froude han sido la principal fuente de información científica para el diseño de diques en talud en ingeniería marítima. Los ensayos de modelos físicos a pequeña escala suelen dar una respuesta fiable y realista de las estructuras que es útil para la optimización o validación del diseño. Sin embargo, los ensayos en modelo físico requieren instalaciones especiales (canales de olas, tanques de oleaje, etc.), los cuales consumen mucho tiempo y donde deben considerarse siempre los efectos de modelo y escala, que pueden reducirse con el diseño experimental adecuado. La malla de colocación de las capas del manto de un dique en talud afecta significativamente la porosidad y estabilidad del manto, el rebase sobre el dique y el consumo de hormigón (Medina et al., 2014). Basándose en ensayos realistas de construcción a pequeña escala, Yagci y Kapdalsi (2003), Ozkan-Cevik (2005), y Pardo et al. (2014) analizaron las porosidades del manto factibles que se pueden construir con mantos de Antifer, Core-locs y Cubípodos. Los ensayos físicos de colocación necesitan mucho tiempo y requieren equipamiento especial como grúas radiales de construcción y gruistas entrenados.

En comparación con los ensayos físicos, los ensayos numéricos de colocación se consideran una herramienta valiosa y competitiva para analizar la viabilidad de mallas de colocación sin equipos o instalaciones especiales (ver Latham et al. 2013). El comportamiento de la unidad de manto principal generalmente se simula utilizando: (1) modelos de elementos discretos y finitos (p. ej., Latham et al., 2008) o (2) modelos de sólido rígido (p. ej., Cooper et al. 2008). El primer enfoque se basa en la discretización del elemento estructural en elementos finitos o discretos y requiere un alto costo computacional; el segundo enfoque se basa en la mecánica clásica newtoniana y

requiere el uso de motores de física de la industria del videojuego (por ejemplo, PhysX o Bullet) con un costo computacional relativamente bajo.

Los métodos de elementos finitos (FEM) se usan ampliamente para modelar la tensión y la deformación de sólidos, mientras que los métodos de elementos discretos (DEM) son capaces de modelar la colisión y el seguimiento del movimiento de los sólidos (interacción de varios cuerpos). El método de elementos discretos finitos combinados (FEMDEM) se utiliza para manejar formas deformables complejas por autores como Latham et al. (2008), Xiang et al. (2011), Latham et al. (2013) y Guo et al. (2015); FEMDEM resuelve la mecánica de contacto utilizando un enfoque de fuerza de contacto distribuida.

Latham et al. (2008) modelaron varias unidades de manto principal utilizando técnicas DEM y FEMDEM y dinámica de fluidos computacional (CFD). Los autores compararon las pruebas de extracción de laboratorio de armaduras de cubo y X-bloc con simulaciones DEM y concluyeron que las distribuciones de fuerza y los valores absolutos eran similares. Los autores concluyeron que las simulaciones FEMDEM son más versátiles que las simulaciones DEM y pueden brindar una representación geométrica precisa, mientras que el costo computacional requerido es mucho mayor. Latham et al. (2013) utilizaron técnicas FEMDEM para construir un dique en talud de Core-Locs. Los autores realizaron cinco pruebas y controlaron el packing density, el espaciado, la orientación y el contacto entre los elementos. Latham et al. (2013) obtuvieron packing densities entre 0,59-0,63, similares a los prototipos, y detectaron que a mayor packing density, mayor fuerza de contacto máxima promedio por unidad.

Guo et al. (2015) utilizaron un modelo de fractura combinado con técnicas FEMDEM para investigar la integridad estructural de Dolos y Core-Locs en condiciones de carga dinámica y extrema. Los autores simularon la deformación, el inicio de la fractura y el comportamiento posterior a la fractura de ambas unidades bajo pruebas de caída e interacciones entre unidades en el talud (simulando diques en talud reales). Anastasaki et al. (2015) utilizaron técnicas FEMDEM para generar recomendaciones sobre las mallas de colocación de las capas de manto principal Core-loc. Los autores mejoraron el protocolo de colocación desarrollado en Latham et al. (2013) con mejor representación de los contactos y orientación entre unidades (evitando unidades con patas normales a la pendiente). La primera fila de unidades se colocó cuidadosamente de acuerdo con las pautas técnicas (Smith y Melby, 1998). Las otras unidades se dejaron caer verticalmente sobre una pendiente H:V=4:3; cuando se produjo el primer contacto sólido, la velocidad de descenso de la unidad se fijó en cero y el coeficiente de fricción entre las unidades de blindaje se redujo artificialmente. Para mejorar los contactos entre unidades, se aplicó una vibración horizontal junto con una ligera fuerza de compactación. Una vez que la unidad caída estaba en la pendiente, se aumentó el coeficiente de fricción entre las unidades para asegurar un estado de equilibrio. Así, los autores calibraron dos coeficientes de fricción, la vibración para mejorar el asentamiento y la fuerza de compactación. Anastasaki et al. (2015) concluyeron que tanto la malla de colocación como la orientación relativa entre las unidades del manto son cruciales para lograr los packing densities deseados en los diques en talud de Core-Loc.

Cooper et al. (2008), Greben et al. (2008), Cooper et al. (2010) y Greben et al. (2010) utilizaron PhysX Physics Engine (un método de sólido rígido) para construir diques en talud de Dolos y Antifer y analizar la estabilidad del manto frente a fuerzas oscilatorias. Estos autores utilizaron una densidad del hormigón $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]=2350$ pero no calibraron ninguno de los parámetros del modelo numérico. Propusieron diferentes parámetros para el modelo numérico sin ningún análisis de sensibilidad o validación. La construcción numérica de las capas del manto se llevó a cabo dejando caer secuencialmente a una velocidad constante las unidades y liberándolas cuando apareció el primer contacto con la pendiente siguiendo la malla de colocación dada.

Centi (2020) utilizó Bullet Physics Engine (BPE) para construir Cubipod y Antifer HLCS. Centi (2020) utilizó una densidad de hormigón de $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]=2300$ y realizó un análisis de sensibilidad de algunos de los parámetros del modelo numérico dentro de un pequeño rango de variación. Centi (2020) midió los espesores de capa de Cubipod HLCS de cinco capas y encontró una buena concordancia entre los resultados numéricos y los ensayos físicos a pequeña escala realizados por De Keyser y Jacobs (2020).

Molines et al. (2021) empleó Blender (2019) y la librería Bullet Physics Engine (Millington, 2007) para realizar un estudio paramétrico y mejorar el modelo iniciado por Centi (2020). El modelo desarrollado por Molines et al. (2021) se empleó contrastando sus estimaciones con mediciones del coeficiente de capa ($k_{\Delta} = t / (nD_n)$, donde t es el espesor de la capa, n el número de capas y D_n el diámetro nominal) en el LPC-UPV sobre los ensayos de De Keyser y Jacobs (2020) y modelos en el canal de oleaje del LPC-UPV.

3. Ensayos físicos de construcción realista en HLCS

De Keyser y Jacobs (2020) realizaron ensayos 3D de construcción realista de mantos para medir el coeficiente de capa de HLCS de Cubípodos de 5 capas con mallas de colocación rectangulares, RPG, y triangulares, TPG (ver figura 2). Para cada malla de colocación, la primera capa de Cubípodos se colocó aleatoriamente a mano sobre un esquema de los centros de gravedad. Las capas superiores se colocaron sobre los huecos de la capa inferior.

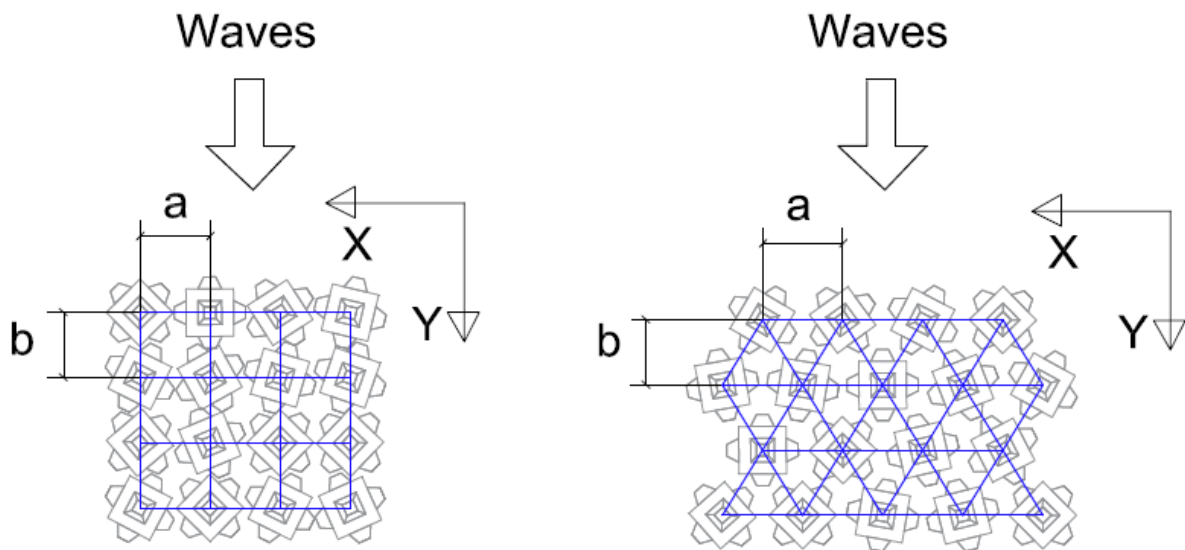


Fig. 2 a) Malla de colocación rectangular (RPG) y b) Malla de colocación triangular (TPG)

Para medir el coeficiente de capa, se empleó un distanciómetro láser sobre una estructura metálica rígida y se evaluó el coeficiente de capa como:

$$k_{\Delta j} = ((h_{j-1} - h_j) / D_n)$$

Donde la diferencia de altura entre las dos capas h_{j-1} y h_j se divide por el diámetro nominal (D_n). La Figura 3 muestra el esquema para medir los espesores de capa.

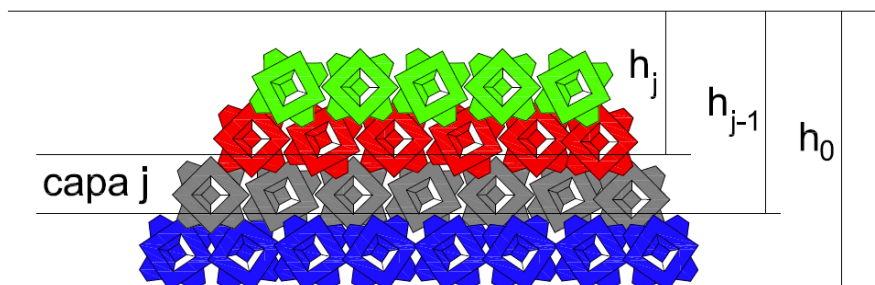


Fig. 3 Medición de los espesores de capa

Como la medición de la altura de cada capa con esta técnica está influenciada por el punto de medida, en este trabajo se emplearon cuadrados de $2D_n \times 2D_n$ para medir la envolvente de la altura. Cada medida se realizó sobre

el centro de uno de los cuadrados. Para cada capa se realizaron diferentes medidas y se calculó el valor medio. Para caracterizar la variabilidad de los resultados, se realizaron cinco ensayos de repetitibilidad tanto para RPG como para TPG.

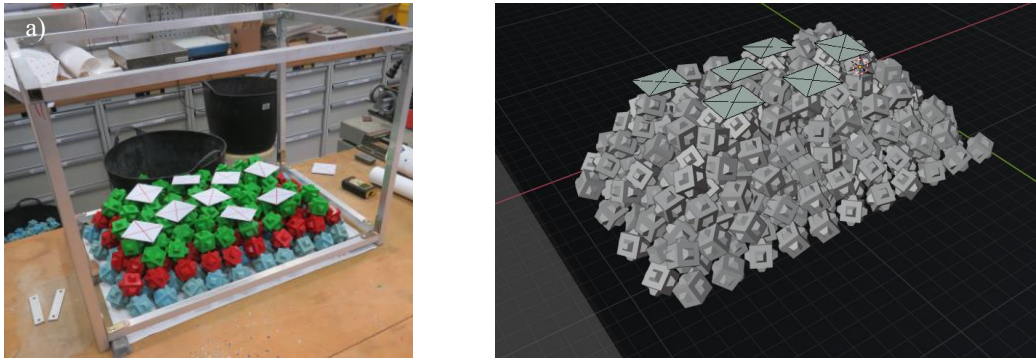


Fig. 4 HLCS de Cubipodos construido en a) LPC-UPV y b) Blender.

4. Modelo numérico Bullet Physics Engine (BPE)

Millington (2007) definió el modelo matemático de cualquier physics engine. Por tanto, BPE está basado en las leyes de Newton:

$$\mathbf{F} = m \cdot \mathbf{a}$$

$$\mathbf{M} = I \cdot \boldsymbol{\alpha}$$

Donde \mathbf{F} es el vector de todas las fuerzas actuantes en el objeto, m es la matriz de masas de 3×3 , \mathbf{a} es la aceleración lineal, \mathbf{M} es la resultante de todos los momentos que actúan en el objeto, I es la matriz simétrica de Inercias de 3×3 y $\boldsymbol{\alpha}$ es la aceleración angular. Dado un número de fuerzas y momentos actuando en un objeto, BPE integra dos veces la aceleración lineal y angular para obtener la posición y orientación del objeto. BPE calcula la posición en cada intervalo de tiempo hasta que el objeto está en la posición final sin movimiento.

Para disminuir el coste computacional, las ecuaciones se resuelven empleando el método de Euler, considerando algunas faltas de precisión como aceptables. El Método de Euler evalúa la velocidad en el intervalo de tiempo t y predice cuál es la siguiente velocidad en $t + \Delta t$, asumiendo una velocidad constante durante Δt . Cuánto más pequeño sea Δt , mayor precisión se obtiene pero también mayor coste computacional. Además, BPE considera una reducción no física de la velocidad lineal y angular mediante dos factores de amortiguamiento. Esta alteración permite tener simulaciones estables.

Cuando la simulación tiene más de un objeto, éstos pueden colisionar entre ellos. Para resolver la colisión, BPE emplea un modelo hard contact (Izadi and Bejuizen, 2018), el cual no está interesado tanto en la colisión si no en las velocidades post-colisión de los objetos. Por tanto, el intervalo de tiempo de cálculo puede ser grande, disminuyendo el tiempo de computación. Los modelos hard contact están basados en la alteración de las velocidades de los objetos basadas en el coeficiente de restitución que determina la absorción de energía en el choque.

Por tanto, la fiabilidad de la simulación numérica dependerá de la adecuada selección de los cinco parámetros que se enumeran a continuación.

(1) Fricción (μ): Es la relación entre las fuerzas normal y tangencial. En el modelo BPE, representa un valor medio entre los coeficientes de fricción estáticos y dinámicos. El coeficiente de fricción depende principalmente del material de la unidad; para el hormigón comúnmente utilizado para unidades de armadura, generalmente está en el rango de $0.5 < \mu < 1.0$. Cuanto mayor sea el factor de fricción, mayor será la fuerza tangencial entre los objetos.

(2) Bounciness (e): Está relacionado con el coeficiente de restitución del objeto. Considerando dos objetos después de una colisión, es la relación entre la velocidad relativa final y la inicial. El bounciness está en el rango $0 \leq e \leq 1$, donde un valor $e=0$ indica una colisión totalmente inelástica y un valor $e=1$ indica una colisión totalmente elástica.

(3) Amortiguación lineal (d): Es un parámetro numérico en el rango $0 \leq d \leq 1$ para obtener simulaciones realistas y estables que reduzcan la cantidad de velocidad lineal en cada paso de tiempo. Cuanto mayor sea el factor de amortiguamiento lineal, mayor será la reducción de las velocidades lineales de los objetos.

(4) Amortiguamiento angular (d_a): Es un parámetro numérico en el rango $0 \leq d_a \leq 1$ para obtener simulaciones realistas y estables que reduzcan la cantidad de velocidad angular en cada paso de tiempo. Cuanto mayor sea el factor de amortiguamiento angular, mayor será la reducción de las velocidades angulares de los objetos.

(5) Margen de Colisión (CM): Es el umbral de distancia donde todavía se consideran las colisiones. Se utiliza para mejorar la estabilidad de cuerpos rígidos durante la simulación numérica; un margen de colisión le da al BPE un margen de error en la detección y resolución de contactos. Cuanto menor sea el margen de colisión, más cerca se detectarán las colisiones y más realista será la respuesta.

Tras un análisis de sensibilidad detallado en Molines et al., (2021), se observó que BPE mostraba resultados muy similares para los valores ensayados de (μ , e , d , d_a , CM, FD and Dn). La Figura 4b muestra un resultado de la simulación con BPE. FD identifica la "Falling Distance", ya que los ensayos se realizaron dejando caer a todos los Cubípodos de una misma capa a la vez, y por tanto en función de la distancia de caída, se imprimía mayor o menor energía en el conjunto. Por tanto, los ensayos numéricos se realizaron con los valores de los parámetros que minimizaron el error en la medición del coeficiente de capa: $\mu=0.6$, $e=0$, $d=0$, $d_a=0$, $CM/Dn=0.008$, $FD/Dn=0.25$ y $Dn[m]=1.07$.

5. Conclusiones

Los software Game Engine son una herramienta muy útil para simular la construcción realista de HLCS, con un bajo coste computacional. Molines et al. (2021) obtuvo errores relativos en la medición del coeficiente de capa inferiores al 1.04% en la malla triangular y 1.39% en la malla rectangular. Además, el modelo numérico permite realizar ensayos en condiciones similares a las de construcción real del prototipo, donde el fondo con batimetría irregular y la baja visibilidad condicionan la constructibilidad de determinadas mallas y las cotas de coronación obtenidas.

6. Agradecimientos

Los autores agradecen el soporte financiero del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades (Grant RTI 2018-101073-B-I00).

Referencias

ANASTASAKI, E., LATHAM, J.P., XIANG, J. (2015). Numerical modelling of armor layers with reference to Core-Loc units and their placement acceptance criteria. *Ocean Engineering* 104, pp. 204-218.

BLENDER (2019). Blender 2.80 Reference Manual. Available at <https://www.blender.org/> and visited in January 2020.

CENTI, R. (2020). Placement of homogeneous artificial mound breakwaters using a game engine. MSc. Thesis, University of L'Aquila (ITA), September 2020, 80 p.

COOPER, A.K., GREBEN, J.M., VAN DEN BERGH, F., GLEDHILL, I., CANOO, B., STEYN, W. J., DE VILLIERS, R. (2008). A preliminary physics-engine model of dolosse interacting with one another. Sixth South African Conference on Computational and Applied Mechanics, SACAM08, Pretoria (South Africa), 26-28 March.

COOPER, A.K., DE VILLIERS, R., GREBEN, J.M., VAN DEN BERGH, F., GLEDHILL, M.A. (2010). Simulating the rubble mound underlying armor units protecting a breakwater. Seventh South African Conference on Computational and Applied Mechanics, SACAM10, Pretoria (South Africa), 10-13 January.

- DE KEYSER, K., JACOBS, E. (2020). La literature review on low-crested and submerged structures. MSc. Thesis, Ghent University (BE), June 2020, 116 p.
- GREBEN, J.M., COOPER, A.K., GLEDHILL, I., DE VILLIERS, R. (2008). Numerical modelling of structures of dolosse and their interaction with waves. 2nd CSIR Biennial Conference, Pretoria (South Africa), 17-18 November.
- GREBEN, J. M., GLEDHILL, I., COOPER, A.K., DE VILLIERS, R. (2010). Characterization and Properties of Breakwater Structures modelled by a Physics Engine. Seventh South African Conference on Computational and Applied Mechanics, SACAM10, Pretoria (South Africa), 10-13 January.
- GUO, L., LATHAM, J.P., XIANG, J. (2015). Numerical simulation of breakages of concrete armor units using a three-dimensional fracture model in the context of the combined finite-discrete element method. *Computers and Structures* (2015), pp. 117-142.
- IZADI, E., BEJUZEN, A. (2018). Simulating direct shear tests with the Bullet physics library: A validation study. *PLoS ONE* 13(4): e0195073. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0195073>
- LATHAM, J.P., MUNJIZA, A., MINDEL, J., XIANG, J., GUISES, R., GARCIA, X., PAIN, C., GORMAN, G., PIGGOTT, M. (2008). Modelling of massive particulates for breakwater engineering using coupled FEMDEM and CFD. *Particology* 6, pp. 572-583.
- LATHAM, J.P., ANASTASAKI, E., XIANG, J. (2013). New modelling and analysis methods for concrete armor unit systems using FEMDEM. *Coastal Engineering* 77, pp. 151-166.
- MEDINA, J.R., MOLINES, J. AND GOMEZ-MARTIN, M.E. (2014). Influence of armour porosity on the hydraulic stability of cube armour layers. *Ocean Engineering*, 88(2014), 289-297.
- MEDINA, J.R., GOMEZ-MARTIN, M.E., MARES-NASARRE, P., ESCUDERO, M., ODERIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R. (2020). Homogeneous Low-Crested Structures for beach protection in coral reef areas. *Proc. 36th International Conference on Coastal Engineering, ASCE*, <https://doi.org/10.9753/icce.v36v.papers.59>.
- MILLINGTON, I. (2007). *Game Physics Engine Development*. Elsevier, p. 481.
- MOLINES, J., CENTI, R., DI RISIO, M., MEDINA, J.R. (2021). Estimation of layer coefficients of cubipod homogeneous low-crested structures using physical and numerical model placement tests. *Coastal Engineering*, 168, 103901. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2021.103901>
- ORDERIZ, I., MENDOZA, E., SILVA, R. AND MEDINA, J.R. (2018). Hydraulic performance of a homogeneous Cubipod low-crested mound breakwater. *Proc. of the 7th International Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science (Coastalab18)*, Santander (Spain), May 22-26, 2018.
- ÖZKAN-ÇEVİK, E., CIHAN, K., AND YÜKSEL, Y. (2005). Stability for structures armored with Core-Loc. *Turkish Journal of Engineering Environmental Science* 29(4), pp. 225–233
- PARDO, V., HERRERA, M.P., MOLINES, J. AND MEDINA, J.R. (2014). Placement tests, porosity and randomness of cube and Cubipod armor layer. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE*, 140(5): 04014017.
- SMITH, E.R., MELBY, J.A. (1998). *Three-Dimensional Breakwater Stability Tests at Vale de Cavaleiros, Cape Verde*. CHL-98-22, July 1998, USACE, Waterways Experiment Station.
- USACE (1984). *Shore protection manual*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS
- YAGCI, O., AND KAPDASLI, S. (2003). Alternative placement technique for Antifer blocks used on breakwaters. *Ocean Engineering* 30 (11), pp. 1433–1451
- XIANG, J., LATHAM, J.-P., ZIMMER, D., BAIRD, W.F., FONS, M. (2011). Modelling breakwater armor layers and the dynamic response of armor units. *Proceedings of International Conference on Coastal Structures, Yokohama (Japan)*, September 6–8

Colisiones entre buques y cetáceos: Análisis del tráfico marítimo y riesgo asociado en el Corredor de Cetáceos del Mediterráneo

Collisions between ships and cetaceans: Analysis of maritime traffic and associated risk in the Mediterranean Cetacean Corridor

Marta Susana Jiménez Saavedra^a, José María Grassa Garrido^a, Ana Lloret Capote^a, Isabel Moreno Aranda^a

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas), Madrid, marta.jimenez@cedex.es; jose.m.grassa@cedex.es; isabel.m.moreno@cedex.es; Ana.Lloret@cedex.es

Abstract

Collisions with ships are a frequent cause of death of large cetaceans in some parts of the world, and may even endanger the sustainability of their local populations. In this context, this paper presents an analysis of maritime traffic in the Mediterranean Cetacean Migration Corridor together with a methodology to approximate collision risk in order to assess possible protection measures for these species.

Keywords: Maritime traffic, collision, strike, hazard

Resumen

Las colisiones con buques son una causa frecuente de muerte de grandes cetáceos en algunos lugares del mundo, pudiendo llegar a poner en riesgo la sostenibilidad de sus poblaciones locales. El estudio conjunto del tráfico marítimo y de los hábitats de los lugares a proteger puede permitir evaluar los riesgos de colisión como base para proponer la adopción de medidas que lo reduzcan. En este contexto, este trabajo presenta un análisis de tráfico marítimo en el Corredor de Migración de Cetáceos del Mediterráneo junto a una metodología de aproximación al riesgo de colisión que permita evaluar las posibles medidas de protección para estas especies.

Palabras clave: tráfico marítimo, colisión, peligrosidad, riesgo.

1. Introducción

La declaración de nuevos espacios marinos protegidos es una tarea a la que se ha concedido bastante importancia y en los últimos años ha experimentado un importante avance. Así el RD/2018 declara un nuevo espacio marino protegido: el constituido por las aguas marinas localizadas en el mar Mediterráneo entre las costas de Cataluña, la comunidad valenciana y las islas Baleares, las cuales presentan un gran valor ecológico y constituyen un corredor de migración de cetáceos fundamental para la supervivencia de estos animales marinos en el Mediterráneo noroccidental.

En esta franja de aguas de la demarcación marina levantino-balear se ha constatado la presencia de rorcual común (*Balaenoptera physalus*), que mantiene pautas migratorias, así como de otros cetáceos que no se rigen por pautas migratorias definidas, entre los que se encuentra el cachalote (*Physeter macrocephalus*). Sus características físicas, su gran tamaño y las perturbaciones acústicas debidas al tráfico les hacen muy vulnerables a colisiones con buques. Este trabajo tiene por objeto llevar a cabo una caracterización detallada del tráfico en este corredor (en adelante CCM). Además realiza una aproximación al análisis espacial del riesgo de colisiones entre buques y estos grandes cetáceos en esta misma área, con el objetivo de contribuir a la propuesta de medidas encaminadas a su reducción. En este contexto, en las fechas en las que se redacta el presente artículo este trabajo ha formado parte de una propuesta internacional, llevada a cabo por los países ribereños, Francia, Italia, Mónaco y España, para la declaración por parte de la Organización Marítima Internacional, OMI, de una Zona Marítima Especialmente Sensible (ZMES) (Particularly Sensitive Sea Area, PSSA) transfronteriza que incluye aguas de jurisdicción de estos países y en particular el área del CCM, con el objetivo de contribuir al estudio conjunto necesario de caracterización de la ZMES propuesta y de las posibles medidas a implementar, basadas en la utilización de datos y métodos de análisis homogéneos.

2. Datos y referencias

El estudio ha requerido el empleo de un conjunto amplio de datos facilitados por la Dirección General de Biodiversidad, Bosques y Desertificación, DGBBD del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico MITERD, así como una serie de datos elaborados por el CEDEX a partir de diversas fuentes. Se han consultado también múltiples referencias bibliográficas que permiten caracterizar varios aspectos del problema.

2.1. Datos utilizados

Una gran parte de la información facilitada por DGBBD proviene del informe realizado por ACCOBAMS en el proyecto ASI: “Estimates of abundance and distribution of cetaceans, marine mega fauna and marine litter in the Mediterranean Sea from 2018-2019 surveys” cuyo objetivo era establecer un sistema de monitoreo integrado, colaborativo y coordinado para el estado de los cetáceos y otras especies de interés para la conservación en todo el nivel del área ACCOBAMS, con el fin de proporcionar una sólida información y en última instancia, fortalecer el esfuerzo de conservación y la gobernanza en toda la región. Los datos están basados en las campañas de observación de cetáceos, acústicas y aéreas, en el Mediterráneo que han permitido cartografiar la presencia de varias especies en la cuenca noroccidental.

La información se agrupó por fechas de recepción en tres bloques, los dos primeros proporcionaron fundamentalmente datos de presencia del cachalote (*Physeter macrocephalus*), figura 1. El tercer bloque, contenía predicciones del número de individuos por cada 100 km², es decir, una estimación de la abundancia basada en modelos para aquellas especies de cetáceos con al menos un número mínimo de avistamientos, en concreto para la especie *Balaenoptera physalus* o rorcual común, se disponía de la cartografía que se muestra en la Figura 1, utilizada en la elaboración de la malla necesaria para el posterior cálculo de la peligrosidad (apartado 6).

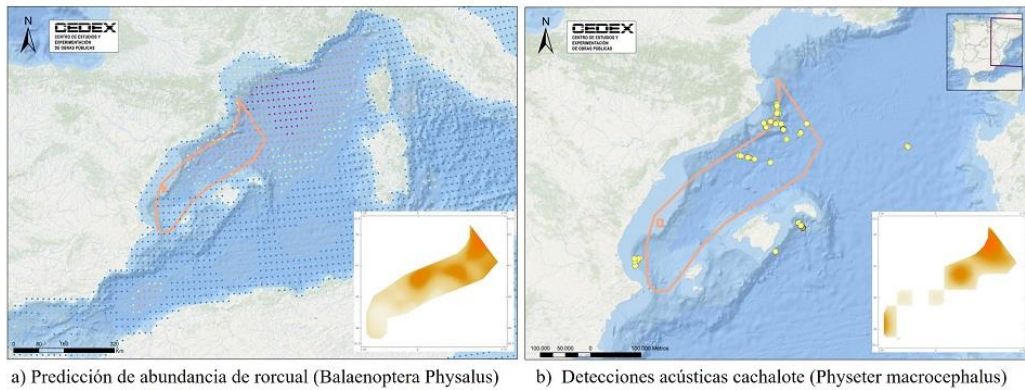


Fig. 1 Datos de presencia CCM a)Rorcual b)Cachalote. Fuente: ACCOBAMS

Otra gran fuente de datos utilizada en el trabajo la constituye los mensajes de posición y datos estáticos contenidos en los datos AIS, proporcionados por SASEMAR y disponibles en la BBDD histórica que se encuentra en el CEDEX. En este estudio se consideraron los mensajes correspondientes al periodo 2012-2021. También fueron utilizados diversos elementos cartográficos, entre ellos la definición cartográfica del CCM contenida en el RD 699/2018, un modelo digital del terreno (MDT) GEBCO 2020 formado por una malla cartesiana con resolución de 15" de arco, equivalente a una distancia entre nodos de menos de ¼ de milla náutica, inferior a 500 m.

2.2. Referencias sobre el problema de las colisiones de buques y cetáceos

Se han revisado múltiples referencias bibliográficas generales y específicas algunas de las cuales se repasan a continuación con el objetivo de describir algunos de los aspectos principales del problema.

En primer lugar se menciona la referencia (Laist et Al., 2001), un trabajo extenso que recoge múltiples fuentes de datos de colisiones y analiza los resultados concluyendo de forma razonada entre otras cuestiones que la mayoría de las colisiones con efectos letales o graves son causadas por barcos de eslora 80 m y que la mayor parte de ellas tienen lugar en la plataforma continental o en sus cercanías. Además, la mayor parte de los impactos con efectos severos o graves son causados por barcos viajando a 14 nudos o más y que para las poblaciones pequeñas o grupos discretos pueden tener un efecto asigñificativo.

El artículo de (Vanderlaan y Taggart, 2007) analiza las fuentes de datos disponibles y estudia la probabilidad de efectos letales de una colisión como función de la velocidad del barco. La mayor variación en la letalidad ocurre entre 8.6 y 15 nudos, con probabilidades de muerte de 0.21 y 0.79 respectivamente. Los autores presentan una curva logística velocidad- probabilidad de efecto letal junto con bandas de confianza asociadas a la incertidumbre. Junto con la referencia de velocidad 14 nudos (Laist et Al., 2001) como causante de efectos muy severos, esta curva es citada y reproducida en muchas de las publicaciones más recientes. Estos autores destacan también la mayor dificultad de detección visual de aquellas especies que no disponen de una aleta dorsal importante como es el caso precisamente de los cachalotes.

La utilidad de AIS para minimizar los riesgos de colisión entre barcos y ballenas se estudia en (McGillivray et Al., 2009), donde se reconoce la dificultad del problema de las colisiones, acrecentado cuando rutas establecidas atraviesan hábitats preferentes o zonas de navegación restringida que son rutas de migración. El trabajo describe el dispositivo implementado en la aproximación al Puerto de Boston.

Para reducir las colisiones de efectos graves se presenta en (Conn y Silber, 2013) una descripción de las medidas tomadas en la costa Atlántica de EEUU. Desde 2008, la NOAA ha establecido ha establecido una restricción de velocidad a 10 nudos en áreas determinadas, el trabajo analiza la efectividad de las medidas indicando que los riesgos de mortalidad asociada a las colisiones se redujeron entre un 80% y un 90%.

El informe del Joint Research Center, JRC, UE, elaborado por (Vaes y Druon, 2013) propone una metodología para la definición de zonas de riesgo de colisión entre barcos y cetáceos en el Mediterráneo, empleando una metodología convencional de análisis de riesgo.

Este tipo de análisis de riesgo es también objeto del trabajo de (Rockwood, et Al., 2017) que modelizan las colisiones en la costa W de EEUU tomando en consideración el tráfico marítimo – a partir de datos AIS - y, de forma más sofisticada, la densidad de ballenas mediante modelos ambientales ajustados a las observaciones realizadas en campañas con transectos de medidas acústicas. El modelo define parámetros específicos de peligrosidad y tasa de encuentro definiendo finalmente un valor de mortalidad por celda de malla. Los resultados se consideran junto con las varadas de cetáceos imputables a colisiones.

Un conjunto de publicaciones revisadas hacen referencia específica a la zona noroccidental del mar Mediterráneo. Con motivo de una mesa redonda celebrada durante el Congreso de la Unión Internacional de Conservación de la Naturaleza, UICN, en Marsella, Francia, a comienzos de septiembre 2021, un grupo de investigadores del CEREMA realizaron una exposición en la que en síntesis se indicaba que el Mediterráneo es uno de los 34 puntos calientes de la biodiversidad mundial y que dicha zona sufre una gran presión relacionada con las numerosas actividades humanas que afectan a las poblaciones de mamíferos marinos, debido fundamentalmente a las colisiones con los barcos. La zona de estudio es un hábitat importante para muchas especies marinas, en particular los cetáceos, ocho de los cuales se ven habitualmente en la zona. Entre ellas, dos especies parecen ser especialmente vulnerables al riesgo de colisión con los buques, debido a su imponente tamaño, como se ha mencionado al inicio del artículo. El talud continental es el hábitat preferido de las grandes especies teutófagas (dieta especializada compuesta principalmente por cefalópodos) a las que pertenece el cachalote, mientras que la gran llanura abisal es el hábitat preferido del rorcual común.

El análisis de tráfico realizado a partir de datos AIS, concluye que los buques de pasajeros y de carga son con mucho los que recorren las mayores distancias dentro de la zona de estudio, seguidos de los buques de recreo motorizados y los de pesca. En relación con el análisis de riesgo de colisiones entre buques y cetáceos señala la importancia que tiene considerar este impacto sobre los cetáceos, dado el aumento que han experimentado en los últimos años tanto el tráfico marítimo como el tamaño y la velocidad de los buques. Indica que a día de hoy la cuantificación de este riesgo es difícil de precisar (Leaper 2019) debido a la falta de datos y apunta a las conclusiones de los trabajos científicos realizados en los últimos quince años, a veces en colaboración con las compañías navieras, que demuestran que en el Mediterráneo aparecen dos especies especialmente vulnerables: el rorcual común (*Balaenoptera physalus*) y el cachalote (*Physeter macrocephalus*). Finalmente realiza un enfoque estadístico, a partir de una tasa de encuentro entre barcos y ballenas, implementado en la zona que excluye al CCM.

A partir de este estudio preparatorio, y como se ha indicado Francia lidera junto con España, Mónaco e Italia la presentación a la OMI de un proyecto de ZMES para el área noroccidental del Mediterráneo incluyendo el CCM y otras zonas anejas en aguas de jurisdicción española.

Aunque ya se ha mencionado en el apartado anterior, una fuente de información específica en este trabajo es el informe realizado por ACCOBAMS bajo el proyecto ASI “Estimates of abundance and distribution of cetaceans, marine mega fauna and marine liter in the Mediterranean Sea from 2018-2019 surveys”. Este informe representa un esfuerzo de colaboración muy importante llevado a cabo por un extenso equipo multidisciplinario internacional con una variedad de habilidades y experiencia, y un esfuerzo de prospección distribuido en el área como no se había realizado anteriormente. El uso de dos enfoques complementarios proporciona una línea de base completa de datos sobre la presencia, distribución y abundancia de la amplia gama de cetáceos que se sabe que habitan el Mar Mediterráneo, desde las especies más grandes, incluidas las ballenas de aleta y los cachalotes que se sumergen en las profundidades, hasta las agregaciones de cetáceos de tamaño pequeño y mediano.

3. Tratamiento de los datos AIS para la caracterización del tráfico

De acuerdo con el tipo de análisis de tráfico que se abordó, el tratamiento de datos AIS de posición de los barcos está encaminado a componer esa información disponible en un conjunto de travesías que se desarrollan a lo largo y ancho del corredor, ya sea enlazando los puertos peninsulares con los puertos baleares, o atravesando el mismo formando parte de otras rutas nacionales o internacionales. Estas trayectorias acumuladas durante el periodo de estudio permiten realizar agregaciones y obtener estadísticas que ofrecen caracterizaciones útiles a los efectos del estudio.

3.1 Metodología empleada para la caracterización del tráfico

Para la consulta a la base de datos y posterior obtención de los mensajes de alta frecuencia emitidos por los buques se definen:

- Las coordenadas de la zona de estudio, el corredor de migración de cetáceos.
- Regiones a las que pertenecen dichas coordenadas según la partición realizada sobre la base de datos.
- Tipología de buques para los que se quiere proceder a caracterizar su tráfico, acorde a la clasificación de la Recomendación ITU-R M.1371-5
- Periodo de estudio considerado e intervalo entre muestras o registros.

La base de partida son las coordenadas geográficas del polígono del corredor, a partir de aquí dichas coordenadas se tratan adecuadamente y se ubican en el entorno de trabajo.

Los mensajes de posición que representan la parte mayoritaria del total están distribuidos espacialmente en las aguas de la ZEE de España y zonas contiguas. Para agilizar las consultas a la base de datos, cuando las tablas son muy grandes, se ha buscado una distribución de zonas rectangulares en latitud y longitud de forma que resulte un número homogéneo de mensajes AIS de posición de tipo 1 (los más numerosos con gran diferencia) por región, sin solapes y con un número mínimo de segmentos frontera sencillos. Así se presenta una distribución en 6 regiones AIS que se ha trasladado a la propia estructura de la BD, agilizando su consulta.

De acuerdo con las especificaciones del encargo, las tipologías de buques consideradas, acorde a la clasificación de la Recomendación ITU-R M.1371-5 se corresponde con los siguientes grupos: el bloque 40-49 correspondiente a los denominados High Speed o Alta Velocidad, el grupo que comprende los buques de pasaje 60-69; todo el conjunto de buques de carga, tipos 70-79 y finalmente los buques tanques o tanqueros identificados entre las clases 80 y 89. Para todos ellos los mensajes recuperados son de tipo 1 y tipo 3, mensajes de posición, junto con los correspondientes de tipo 5, datos estáticos y de viaje. La composición de mensajes de posición/ datos estáticos y de viaje se realiza tomando para este último el de fecha y hora inmediatamente anterior al de posición.

En lo que se refiere a la elección de un intervalo de recuperación y análisis de datos, se han considerado dos periodos diferentes: uno desde el año 2012 a septiembre del 2021 para analizar las tendencias plurianuales de la evolución del tráfico marítimo y el de duración un año desde el 1 de octubre del 2018 al 30 de septiembre del 2019, el más reciente anterior a la pandemia, sobre el que se centra la caracterización principal del tráfico y el estudio de su estacionalidad evitando las distorsiones que se produjeron durante el año 2020.

Debido a las condiciones de la especificación AIS (Recommendation ITU-R M.1371-5, cap. 4.1), los intervalos de tiempo entre mensajes oscilan entre 2 segundos para barcos moviéndose a velocidades superiores a 23 nudos y 3 minutos para barcos moviéndose a menos de 3 nudos. Este trabajo no va encaminado al estudio de un tipo de buque en particular, sino que de una manera genérica aborda el análisis para cinco tipos de buques frecuentes en el tránsito del corredor. Por ello se ha considerado conveniente homogeneizar la información tomando 60.000 muestras “instantáneas” en fechas / horas aleatorias a lo largo del año de análisis, lo que arroja un intervalo medio aproximado entre las mismas de 8.75 minutos, suficiente para la obtención de una secuencia continuada de registros de un buque en la zona geográfica del CCM que permita la reconstrucción de sus trayectorias a partir de sus sucesivas posiciones.

Hay que indicar que la representatividad temporal asociada a cada muestra debe entenderse en forma estadística, como “media” suficientemente representativa debido al elevado número de datos. El motivo de tomar estas instantáneas en tiempos distribuidos aleatoriamente es evitar pautas de repetición temporal que podrían reflejar concentraciones de resultados en posiciones próximas para el caso de los tráficos regulares.

Entre las limitaciones del análisis hay que señalar que la información disponible puede estar limitada por la pérdida o corrupción de mensajes encriptados por cobertura espacial limitada (diferente en función de las condiciones de la atmosfera en cada momento) de las estaciones costeras de recepción o interrupciones en la recepción de la secuencia de datos en las instalaciones de CEDEX debidas a diversas incidencias.

Un primer paso en el proceso es componer en trayectos los sucesivos mensajes de posición en las muestras sucesivas. Cuando un barco deja de aparecer durante un intervalo suficiente dentro de las sucesivas muestras ordenadas por fecha / hora, se asume que ha abandonado el CCM y queda definido un trayecto. Y así sucesivamente se compilan, para cada barco, sus diferentes trayectos en la CCM.

Una vez, que se ha identificado la totalidad de los buques y obtenido para cada uno de ellos el conjunto de sus trayectos, en este caso y con un total de 1.709.000 registros correspondientes a 4.552 buques distintos se han definido más de 40.000 trayectos en el año 2019 sobre el corredor, se puede proceder a la agregación de datos de diferentes formas, por tipo de buque, estación, etc. para caracterizar el tráfico.

En este caso se ha considerado como parámetro inicial más relevante del tráfico la densidad espacialmente distribuida de los kilómetros que se recorren por los buques por cada kilómetro cuadrado en el CCM a lo largo del año. Esta evaluación se ha realizado sobre una malla cartesiana de 540 x 480 píxeles con resolución de 15'' de arco, y área inferior a 1 km². Para realizar la acumulación en cada celda se consideran los mensajes que quedan dentro de ese nodo y, tomado en cuenta la velocidad sobre el terreno asociada y la duración representativa, se acumula la distancia recorrida correspondiente. De nuevo este método sólo es válido de forma estadística pero dado el elevado número de instantes considerados resulta suficientemente preciso. Procediendo de esta manera y para el conjunto total de datos acumulados en la malla definida resulta, un total de 5,83 10⁶ km recorridos a lo largo de 2019 en el CCM.

3.2 Evaluación de la peligrosidad asociada al tráfico

Sobre la misma cartografía se mapea la peligrosidad, evaluada como el sumatorio en cada celda del producto de la distancia recorrida S_i , el coeficiente de letalidad $L(v_i)$ de acuerdo con la velocidad v_i (formulación de Vanderlaan y Taggart), y la manga m_i de cada barco. La ecuación resultante proporciona, una vez dividida por el área de la celda Ω , una densidad de peligrosidad en cada celda igual a

$$P = \frac{\sum_i S_i L(v_i) m_i}{\Omega} \quad (1)$$

La obtención de este parámetro permite la elaboración de mapas de densidad de peligrosidad que ponderan la densidad de tráfico tomando en consideración la velocidad y porte de los buques que transitan en cada zona.

4. Caracterización del tráfico marítimo en el corredor de migración de cetáceos del Mediterráneo

4.1 Resultados

El análisis de las características estáticas del conjunto de buques que atraviesa el corredor, para el periodo octubre 2018-septiembre 2019 se recoge en la Figura 2 donde se observa que los de buques de alta velocidad tienen mangas de hasta 26 m. y esloras cercanas a 100 m. Los cargueros, tanques y pasajeros son muy variados en cuanto a eslora, con una cierta tendencia de los tanques a tener mayor manga y los de pasajeros a ser de líneas más fina.

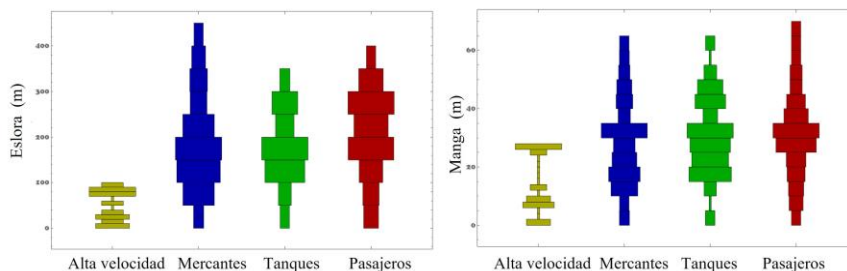


Fig. 2 Histogramas de esloras y mangas por tipología de buque

Aplicando la metodología descrita en el apartado 3 se obtiene la representación gráfica de la figura 3 que representa la distribución espacial de la densidad de tráfico marítimo en el corredor CCM para el periodo del 1 de oct 2018 al 31 Sep 2019.

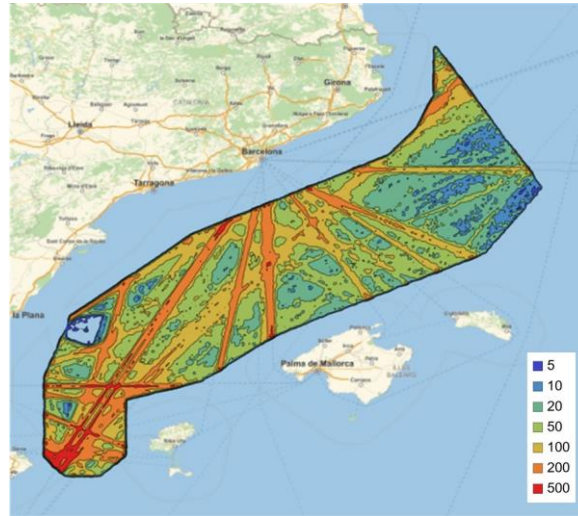


Figura 3 Densidad de tráfico marítimo CCM
Distancia acumulada (km) por unidad de área (km²) Oct2018/Sep2019

Como era de esperar, las mayores densidades de tráfico corresponden a las principales rutas de tráfico marítimo, mostrando la importancia relativa como O/D de Barcelona y Valencia en la Península Ibérica e Ibiza, Mallorca (Palma y Alcudia) y Menorca (Mahón y Ciudadela) en las Islas Baleares, así como otras rutas de cruce del corredor, Barcelona - Atlántico y Barcelona - Italia y Área de Marsella - Atlántico. El análisis realizado para el periodo oct. 2018 - sep. 2019 mostró que hasta 4.552 buques de los tipos especificados habían transitado por esta área, realizando un total de 43.827 trayectorias con 5,81x10⁶ km recorridos, con un recorrido medio por buque en el CCM de 132 km, datos recogidos en la Tabla 1

Tabla 1. Resultados del análisis tráfico CCM Mediterráneo Oct2018/Sep2019

Caracterización global	Total
Nº de buques (4X, 6X, 7X, 8X)	4552
Nº de trayectos en el CCM	43827
Recorrido medio (km)	132
Recorrido total, (km)	5.8 10 ⁶

El análisis del tráfico por tipología de buque, Tabla 2, muestra que los buques mercantes han representado el 50% de la distancia total (km) recorrida por todos los tipos de buques en ese periodo. Les siguieron los buques de pasajeros y los petroleros, cada uno con el 24% de la distancia total. Los buques de alta velocidad contribuyen mucho menos a estas estadísticas resumidas, pero deben ser considerados cuidadosamente en las etapas posteriores de la evaluación, ya que los buques que viajan a altas velocidades causan con una alta probabilidad efectos letales en los cetáceos en caso de colisión.

Tabla 2. Caracterización del tráfico en el CCM por tipología de buque. Oct 2018-Sep 2019

	Alta velocidad	Pasaje	Mercantes	Tanques
Nº de buques	14	201	2860	1477
Nº de trayectos	1174	12028	22615	8007
Velocidad media (kn)	30	18.8	12.4	10.7
Recorrido medio (km)	76	118	128	177
Recorrido total, (10 ⁶ km)	0.0895	1.42	2.89	1.42

Cuando se lleva a cabo el análisis de los datos por trimestres, éste señala mayores índices de tráfico de buques de pasajeros y de alta velocidad durante los periodos de primavera y verano, no mostrando otros tipos de comercio efectos estacionales acusados, Tablas 3, 4 y 5.

Tabla 3. Análisis tráfico por tipo de buque y trimestres Oct018/Sep/19 N° trayectos

	Alta velocidad	Pasaje	Mercantes	Tanques
IV/18	115	2830	5677	1962
I/19	43	2403	5544	1936
II/19	220	3305	5868	2056
III/19	797	3491	5526	2054

Tabla 4. Análisis tráfico por tipo de buque y trimestres Oct018/Sep/19 Recorrido medio por buque

	Alta velocidad	Pasaje	Mercantes	Tanques
IV/18	69	120	125	179
I/19	80	112	126	173
II/19	77	117	127	177
III/19	77	121	132	178

Tabla 5. Análisis tráfico por tipo de buque y trimestres Oct018/Sep/19 Distancia total (km)

	Alta velocidad	Pasaje	Mercantes	Tanques
IV/18	7952	340074	706813	351440
I/19	3428	268580	700582	335050
II/19	16983	386463	747753	363838
III/19	61100	421882	730011	365577

4.2 Evolución del tráfico marítimo

Algunos resultados del estudio de las tendencias del tráfico Figura 4, muestran en términos de distancia global recorrida (km) y tiempo de navegación (h), una importante tendencia al alza durante un período de 5 años (octubre de 2015 a septiembre de 2019), un fuerte descenso en 2020 causado por las pandemia de COVID, y la posterior recuperación, aún incompleta, a lo largo de 2021 hasta el mes de septiembre sin que se lleguen a alcanzar los niveles de 2018 – 2019.

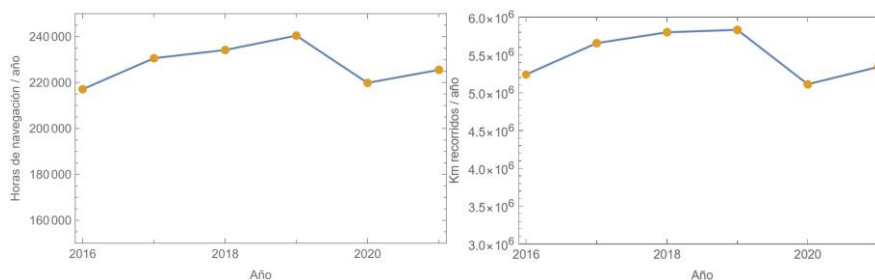


Figura 4 Evolución del tráfico en horas de navegación y km recorridos 2016-2021

Una parte importante de este descenso se debe a la reducción del tráfico de pasajeros, con la práctica interrupción de la actividad de los cruceros turísticos desde comienzos de 2020; no obstante hay que señalar que la categoría “pasaje” incluye en AIS los barcos mixtos ro-pax una de cuyas componentes aquí es el abastecimiento a las islas.

5. Peligrosidad asociada al tráfico marítimo

El objetivo final del trabajo es obtener una distribución espacial del riesgo de colisión con efectos graves entre buques y cetáceos. Por ello se lleva a cabo un análisis del grado de peligro asociado a la magnitud del tráfico marítimo, englobado como análisis de peligrosidad. Para ello se ha utilizado la curva logística que relaciona la velocidad del buque y la letalidad propuesta por Vanderlaan y Taggart (2007) y una aproximación a un índice de peligrosidad P basado en Vaes y Druon (2013) teniendo en cuenta en este caso la manga del buque, m , la

probabilidad de efectos letales en función de la velocidad v , $L(v)$ y la distancia recorrida S , como se indicó en el apartado 3.2.

El índice de peligrosidad espacial se ha calculado sobre la misma cuadrícula que la utilizada para la densidad de tráfico. Un valor de referencia interesante es el valor del índice, integrado espacialmente sobre el CCM, con área aproximada 46000 km², que arroja un valor total de 3.85 10⁶. Aunque el mapa de peligrosidad muestra una gran similitud con la densidad de tráfico, hay que tener en cuenta que los tipos de buques difieren mucho en cuanto a la velocidad comercial, siendo la más baja la de los petroleros, la más alta la de algunos buques de carga y pasajeros y la más alta la de los buques de alta velocidad. Esto tiene un efecto en la contribución a la peligrosidad total de los distintos tipos de tráfico que puede verse compensado por las diferencias en la anchura de la manga, que suele ser mayor en el caso de los petroleros. La contribución al índice de peligrosidad de cada tipo de buque puede observarse en la figura siguiente,

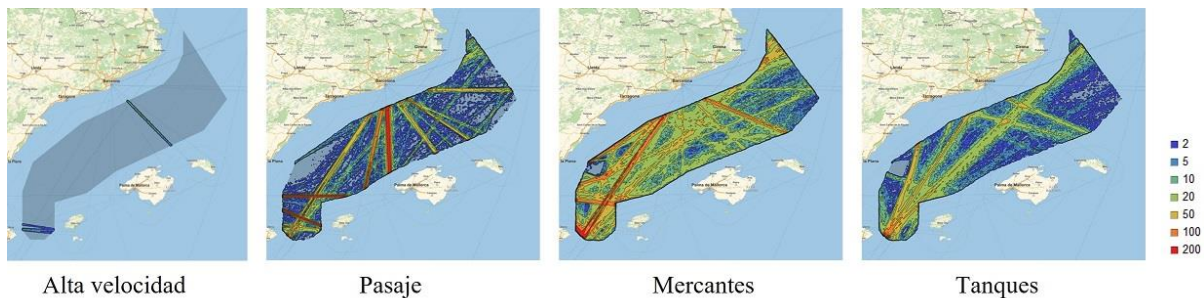


Figura 5 Índice de peligrosidad por tipología de buque

6. Distribucion espacial del riesgo de colisión y medidas

El riesgo potencial de colisión entre buques y especies de cetáceos aumenta tanto con las altas densidades de tráfico marítimo como con la presencia de condiciones ecológicas favorables para los cetáceos aumentando la densidad de población (exposición) y con la presencia de especies más vulnerables como los cachalotes, debido a aspectos específicos de comportamiento. La evaluación del riesgo de colisión debe combinar el peligro especificado con la exposición -asociada a la distribución de la densidad espacial de los cetáceos- y la vulnerabilidad -asociada a aspectos específicos del comportamiento de las diferentes especies de mamíferos marinos-. En forma matemática el riesgo se expresa como el producto de los tres factores:

$$\text{Riesgo} \approx \text{Peligrosidad} \times \text{Vulnerabilidad} \times \text{Exposición}$$

Como medida de la peligrosidad local en cada área geográfica y en primera instancia como magnitud media, se toma el valor del índice de peligrosidad descrito en el apartado anterior. La vulnerabilidad, medida del efecto sobre los cetáceos de este factor de peligro, viene dada de acuerdo con la bibliografía, sobre todo por la velocidad de los buques y también por la agilidad y aspectos de comportamiento frente a situaciones del riesgo de diferentes especies de cetáceos, este segundo factor no ha sido considerado en este trabajo. Dado que las velocidades medias de los buques en el CCM se ha visto que son superiores a 14 kn, se toma como aproximación por sencillez, que los efectos de una colisión serán con alta probabilidad letales y por tanto este segundo factor se toma igual a la unidad.

En tercer lugar como medida de la exposición se considera los avistamientos de las especies vulnerables citadas más arriba, esto es, el rorcual común y el cachalote. En relación con la presencia o abundancia de la especie correspondiente al rorcual los resultados han sido de obtención más sencilla, porque se ha partido de una malla regular de datos, mencionada en la figura 1 y se ha remuestreado para adecuarla a las necesidades de cálculo. En principio puede pensarse que estos resultados sean más fiables, debido a que esa malla regular es un producto final de un amplio estudio (ACCOBAMS) y el análisis de peligrosidad está bien definido. No ocurre lo mismo en el caso del cachalote, sus resultados presentan un elevado grado de incertidumbre. Para dar alguna coherencia espacial, se ha proyectado la información sobre una malla de muy baja resolución (medio grado) asimilando las

observaciones acústicas a estimaciones de densidad de población y finalmente se ha remuestreado a alta resolución para obtener la distribución espacial del riesgo. Aquí habría sido muy útil emplear algún tipo de parámetros adicionales (como al parecer se ha hecho en la malla de rorcuales) para contar con una mejor base de partida.

En ambos casos disponer del número de varamientos o muertes en un determinado periodo de tiempo, generalmente el año, definiría la resolución y permitiría establecer comparativas. Aunque los resultados se dan al nivel de detalle del tráfico ello no debe hacer creer que el riesgo se ha definido con esa resolución; la resolución es siempre la del componente más débil, es decir 10 x 10 km en los rorcuales, y 30 x 24 millas náuticas aproximadamente para los cachalotes. De esta manera el riesgo local medido en valor medio por unidad de área y año arroja los resultados que se muestran en las figuras siguientes.

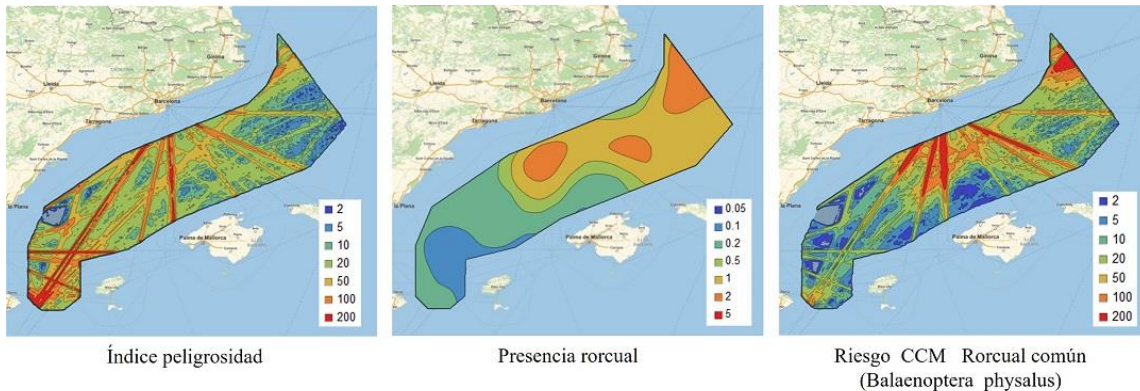


Figura 6 Obtención del riesgo a partir de la presencia de rorcual común (campaña avistamientos (ACCOBAMS) y de la peligrosidad asociada al tráfico marítimo en el CCM Oct 2018/ Sep 2019

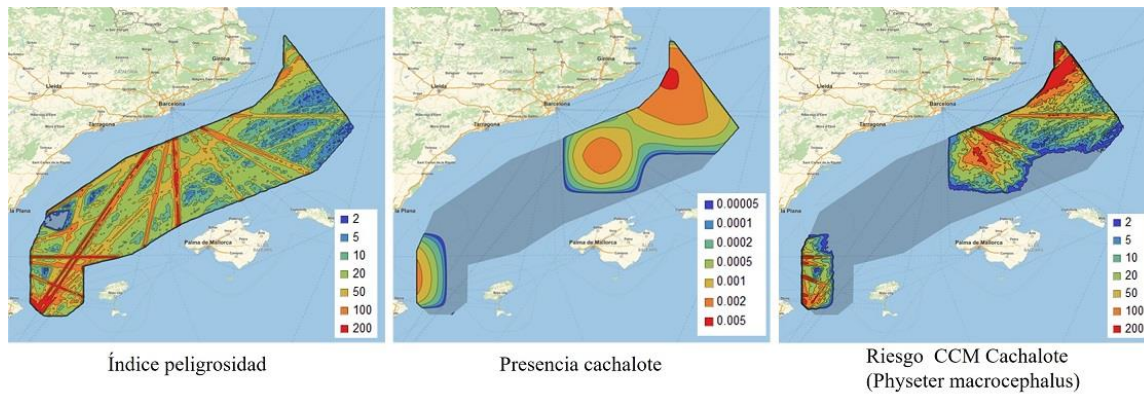


Figura 7 Obtención del riesgo a partir de la presencia de cachalote (campaña acústica (ACCOBAMS) y de la peligrosidad asociada al tráfico marítimo en el CCM Oct 2018/ Sep 2019

En ambas especies, dos zonas destacan como “críticas”, aunque no con la misma intensidad, la zona norte del CCM, situada frente al cabo de Creus, en la que ambos indicadores recogen sus valores máximos y el abanico de rutas con origen en el puerto de Barcelona, en el que las rutas de tráfico comprometidas para el rorcual son las que tienen destino en las islas Baleares (Palma, Ibiza, Ciudadela, Mahón, Italia y océano Allántico), y en el extremo sur, para el cachalote, las rutas que tienen destino en Baleares desde el levante peninsular. A la vista de los resultados se planteó la posible necesidad de ampliar la zona situada al norte del corredor, concretamente la zona adyacente al mismo por su extremo noroccidental debido a la presencia constatada en esta zona de grandes cetáceos, concretamente el cachalote, próxima a los taludes correspondientes al cabo de Creus. En menor medida, con indicadores inferiores, destacan las aguas litorales frente a Gandía, Javea y Denia, en las rutas que unen estos puertos de la península con las Islas Baleares.

Cuando este análisis se discretiza particularizando para cada tipo de buque, se obtienen resultados no menos interesantes. En el caso del rorcual, los buques de pasaje y los mercantes contribuyen de manera más destacada a

dicho indicador, manteniéndose los tanques y los buques de alta velocidad por detrás de los anteriores. Para el estudio del cachalote, la concentración espacial es claramente el factor más determinante pues allí, donde el indicador de peligrosidad es significativo, éste queda difuminado si la presencia de individuos es inexistente o poco significativa.

6.1 Estudio estacional del riesgo

A partir del análisis estacional del tráfico puede realizarse en paralelo para cada una de las especies del estudio una evaluación del riesgo de colisión, por su extensión, no se incluyen las figuras similares a las obtenidas en los apartados anteriores, dada la limitación del presente documento, pero se aportan unas tablas cuyos valores describen cuantitativamente en términos porcentuales dicho riesgo. Los valores se muestran por tipología de buque y para cada trimestre de estudio, siendo el primero el que comprende los meses de octubre a septiembre del año 2018. Se presenta en primer lugar los datos relativos al rorqual y en segundo lugar los del cachalote.

Tabla 6. Rorqual Contribución al riesgo(%) por tipología de buque y trimestres Oct 18/ Sep/19

	Alta velocidad	Pasaje	Mercantes	Tanques
IV/18	0.01	7.54	11.40	5.13
I/19	0.01	5.47	11.42	4.99
II/19	0.03	8.71	12.07	5.49
III/19	0.35	9.96	12.08	5.31

Tabla 7. Cachalote Contribución al riesgo(%) por tipología de buque y trimestres Oct 18/ Sep/19

	Alta velocidad	Pasaje	Mercantes	Tanques
IV/18	0.03	5.70	12.03	5.98
I/19	0.02	3.50	12.06	6.01
II/19	0.06	7.08	13.14	6.52
III/19	0.62	8.12	12.94	6.15

Puede observarse que la contribución al riesgo total por parte de los buques de alta velocidad es escasa, para ambas especies, 0.40% - rorqual y 0.73%-cachalote, focalizada fundamentalmente en las rutas que parten del Levante hacia Baleares, con una mayor incidencia en el tercer trimestre del año 2018, coincidiendo con el periodo vacacional. En el caso del tráfico asociado al pasaje, como se ha indicado anteriormente se detecta un abanico de rutas afectadas en las inmediaciones del puerto de Barcelona, con una contribución al riesgo total en el caso del rorqual del 31.7%, y más al sur las rutas con origen en el puerto de Valencia y destino en Palma de Mallorca e Ibiza aportan un 24.4% al riesgo total del cachalote debido a la presencia de individuos en las proximidades al cabo de La Nao. En ambos casos la aportación al riesgo es más significativa desde abril a septiembre, un 8.71% y 9.96% segundo y tercer trimestre respectivamente, y un 7.08% junto a un 8.12 % en el caso del cachalote para los mismos meses. El análisis para los mercantes deja una importante contribución al riesgo en ambas especies, no comparables entre ellas en términos cuantitativos. En el caso del rorqual, éste contribuye con casi un 47% al riesgo total y la zona más afectada es la ruta Barcelona-Océano Atlántico. El cachalote, que centra su presencia fundamentalmente en la zona norte del corredor, contribuye a su riesgo total con un 50.17%, afectando las rutas desde Barcelona hacia Génova. Finalmente los tanqueros al llevar éstos en general menor velocidad, cuando no hay presencia de individuos, el riesgo no es tan acusado. Las rutas afectadas, en este caso son rutas internacionales que atraviesan el CCM, rutas con origen en los puertos de Barcelona (caso del rorqual) y Marsella con destino océano Atlántico. Las diferencias estacionales son poco acusadas en ambas especies para este tipo de tráfico.

No hay que olvidar que la interpretación de estos resultados siempre hay que tomarla con cautela, dentro de las limitaciones impuestas por la calidad de datos y los procesos metodológicos llevados a cabo con los mismos.

6.2 Medidas de mitigación

Las posibles medidas a considerar, para evitar colisiones entre estos grandes cetáceos y los buques en tránsito, deben basarse en medidas ya aplicadas en otras zonas geográficas y en los conocimientos científicos que se tienen hasta la fecha. La Comisión Ballenera Internacional destaca que las únicas medidas efectivas para mitigar este riesgo de colisión son evitar aquellas zonas en las que se conoce la existencia de presencia de ballenas y reducir la velocidad al pasar por ellas (MEPC, 2016). Los últimos talleres técnicos en relación con el establecimiento de una PSSA en el Mediterráneo vienen distinguiendo entre las medidas a bordo como sistemas de detección u observadores y medidas complementarias como zonas de limitación de velocidad, con especial énfasis en todas aquellas que tienen que ver con el tratamiento de la información en tiempo real. Además las posibles medidas deben ser también evaluadas desde la perspectiva de otros grandes efectos sobre la seguridad en el transporte, tiempos de viaje, emisiones asociadasetc.

7. Conclusión

Se ha mostrado una caracterización del tráfico en el corredor de migración de cetáceos español y se ha evaluado un indicador de potencial riesgo de colisión para dos grandes cetáceos vulnerables en la zona, a partir de la peligrosidad del tráfico y la exposición de esas especies derivada de la información de los avistamientos facilitada. Esta aproximación podría ser utilizada para evaluar cuantitativamente el efecto de posibles medidas de protección, aunque si bien la descripción del tráfico a lo largo del CCM ha quedado establecida con un nivel de detalle suficiente a los efectos del trabajo, la componente de exposición, asociada a los cetáceos de hábitos profundos, que aquí se ha esquematizado muy simplemente, pudiera posiblemente ser objeto de mejora trabajando cooperativamente con expertos en la materia, todo ello valorado en conjunto con las evidencias disponibles de varadas asociadas a colisiones.


Referencias

- ACCOBAMS. (2021) *Estimates of abundance and distribution of cetaceans, marine mega fauna and marine litter in the Mediterranean Sea from 2018-2019 surveys*. Proyecto ASI.
- CEREMA (2020) Summary of the preparatory study for the submission to the International Maritime Organisation (IMO) of an application for the designation of a Particularly Sensitive Sea Area (PSSA) in the Western Mediterranean.
- CONN, P.B., SILBER, G.K. (2013). Vessel speed restrictions reduce risk of collision related mortality for North Atlantic right whales. *Ecosphere* Vol. 4(4) art 43.
- COTTON ROCKWOOD, R., CALAMBOKIDIS, J., JAHNCKE, J. (2017). High mortality of blue humpback and fin whales from modeling of vessel collisions on the U.S. West Coast suggests population impacts and insufficient protection. *PLoS ONE* 12(8) :E0183052
- GRASSA, J.M., LLORET, A., MORENO, I., IBAEZ, G., ECHEGOYEN, T. (2019). Aplicaciones analíticas de datos AIS base de datos histórica tráfico marítimo y distribución de la actividad pesquera. *XV Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos*.
- ITU. RECOMENDACION ITU-R M.1371-5. (2015) *Características técnicas de un sistema de identificación automático mediante acceso múltiple por división en el tiempo en la banda de ondas métricas del servicio móvil marítimo*.
- LAIST, D.J., KNOWLTON, A.R., MEAD, J.G., COLLET, A.S., PODESTA, M., (2001) Collisions between ships and whales, *Marine Mammals Science*. 17(1) :17-35.
- MCGILLIVARY, P.A., SCHWEHR, K.D., FALL, K. (2009). Enhancing AIS to improve whale-ship collision avoidance and maritime security. *IEEE Oceans* 462
- VAES, T., DRUON, J.N. (2013). Mapping of potential risk of ship strike with fin whales in the western Mediterranean. *Ecosphere* Vol. 4(4) art 43.
- VANDERLAAN, A.S.M., TAGGART, C.T. (2007). Vessel collisions with whales: the probability of lethal injury based on vessel speed., *Marine Mammals Science*. 23(1) :144-156.

Campana geotécnica marina para la ampliación del Puerto de Barcelona

Marine geotechnical campaign for the expansion of the Port of Barcelona

Amadeu Deu Lozano^a, Xavier Martí Armengol^a, Miguel Ángel Pindado Rodríguez^b y Ramon Griell Bernadó^b

^aGeociencias y Exploraciones Marítimas (GEM), , amadeu@gemigeo.com , xavierm@gemigeo.com; ^bAutoritat Portuària de Barcelona (APB), . miguelangel.pindado@portdebarcelona.cat , ramon.griell@portdebarcelona.cat

Abstract

With the aim to increase the knowledge about the deltaic soft soils of the port of Barcelona for future port activities, an extensive geotechnical site investigation was carried out in an area of approximately 2,500 x 220 m with water depths between 8 and 20 m. Field works were performed from a set of two jack-up platforms with spuds up to 45 m long, working simultaneously 24 hours a day for about 8 months. The scope included the execution of 85 rotary boreholes with core recovery, 103 CPTU with dissipation tests, and 11 DMT tests every 0.5 m, as well as an extensive laboratory test campaign. The average depth of investigation was 40 m.

This paper presents the results of this investigation focused on 8 triple points, composed of DMT, CPTU and borehole with core recovery and undisturbed samples. Soil density and some strength parameters estimated from well-known correlations of DMT and CPTU were compared with laboratory results on undisturbed samples. Moreover, the basic parameters of both in-situ tests have been compared from the existing equations.

Keywords: soil characterization, CPTU, DMT, in-situ tests, laboratory

Resumen

Con el objetivo de aumentar el conocimiento acerca de los suelos blandos deltaicos del puerto de Barcelona para futuras actuaciones portuarias, se ha realizado una extensa campaña de investigación geotécnica en un área de aproximadamente 2500 x 220 m con calados comprendidos entre 8 y 20 m. Los trabajos de campo se llevaron a cabo desde dos plataformas tipo jack-up con spuds de hasta 45 m de longitud, trabajando simultáneamente 24 horas durante cerca de 8 meses. Los trabajos comprendieron la ejecución de 85 sondeos a rotación con recuperación de testigo, 103 CPTU con ensayos de disipación, y 11 ensayos DMT cada 0.5 m, así como una extensa campaña de ensayos de laboratorio. La profundidad media de investigación fue de 40 m.

Este artículo presenta los resultados de dicha investigación centrados en 8 puntos triples, compuestos por DMT, CPTU y sondeo con recuperación de testigo y muestras inalteradas. Se ha comparado la densidad del suelo y algunos parámetros resistentes estimados a partir de correlaciones bien conocidas de DMT y CPTU con los resultados de laboratorio en muestras inalteradas. Además, se han comparado los parámetros básicos de ambos ensayos in-situ a partir de las ecuaciones existentes.

Palabras clave: caracterización de suelos, CPTU, DMT, ensayos in situ, laboratorio.

1. Introducción

Como parte de su estrategia de expansión, la Autoridad Portuaria de Barcelona (APB) ha promovido una extensa campaña de investigación geotécnica marina con el objetivo de caracterizar los suelos blandos deltaicos del Puerto de Barcelona. El área de estudio está situada al sur del puerto, cerca de la desembocadura del río Llobregat, en una zona resguardada de calados entre 8 y 20 m. Los puntos de investigación están situados desde el extremo norte de la terminal Muelle Prat a lo largo del Muelle de la Energía, cubriendo un área aproximada de 2500 x 220 m.

La campaña de campo fue realizada mediante dos plataformas auto elevables tipo jack-up con spuds de hasta 45 m de longitud, trabajando de forma simultánea 24/7 a lo largo de más de 7 meses.



Fig. 1 Vista de las dos Jack-up en el Puerto de Barcelona

El alcance final de la investigación geotécnica se resume a continuación:

- 85 sondeos a rotación continua con recuperación de testigo, incluyendo 508 SPT y 412 muestras inalteradas Shelby.
- 103 ensayos CPTU con un equipo de 200 kN y ensayos de disipación cada 5 m.
- 11 sondeos DMT con ensayos dilatométricos cada 0.5 m.
- Una extensa campaña de ensayos de laboratorio.

La profundidad de investigación media fue de 40m bajo el lecho marino. De entre todos estos ensayos, en 3 localizaciones se realizaron puntos dobles (DMT+CPTU) y en 8 puntos triples (DMT+CPTU+sondeo). Estos ensayos fueron realizados a través de diferentes moon-pools de la plataforma, situados a distancias suficientes como para garantizar la no alteración del suelo entre ensayos y evitando así posicionamientos extra.

Este artículo se focaliza en los resultados obtenidos en los ocho puntos triples. Se ha comparado el valor de la densidad aparente del suelo obtenida a partir del DMT y de algunas de las correlaciones más habituales del CPTU, con los resultados de laboratorio. Por otro lado, se han comparado los parámetros intermedios de ambos ensayos in-situ a partir de las ecuaciones existentes y se han evaluado los resultados para los distintos tipos de suelo analizados. Finalmente, se ha realizado una comparativa en cuanto a la resistencia al corte sin drenaje obtenida a partir de ensayos DMT y CPTU.

2. Descripción del suelo

El terreno natural del delta del Llobregat ha sido extensamente estudiado a lo largo de los últimos años debido a la gran cantidad de infraestructuras construidas al sur de la ciudad de Barcelona. Además, ha sido también objeto de numerosas publicaciones como las de Devincenzi et al. (2004), Lafuerza et al. (2005), Tarragó et al. (2012) y Madrid et al. (2012), entre muchas otras.

Los suelos investigados en el presente estudio se pueden dividir en dos unidades geotécnicas distintas:

- ARENA limosa: compuesta de arena fina a media con intercalaciones de limo arenoso y arcilloso. Esta unidad alcanza entre 10 y 15 m de espesor.
- LIMO arcilloso: con intercalaciones centimétricas de arena fina limosa. El muro de esta unidad es el acuífero profundo del delta, el cual aparece a una cota aproximada de -50 m.

En la Figura 2 se muestran los parámetros primarios de un ensayo CPTU representativo de las condiciones geotécnicas de la zona de estudio. Desde un punto de vista general, el nivel superior tiene un comportamiento heterogéneo, con tramos arenosos que alcanzan, en algunos casos, resistencias por punta superiores a los 35 MPa e intercalaciones cohesivas de resistencias inferiores a los 5 MPa. Por otro lado, el nivel de limo arcilloso es identificable por tener bajas resistencias por punta (excepto en las intercalaciones arenosas) y sobrepresiones que suelen alcanzar entre 1,5 y 2 MPa. Estas dos unidades geotécnicas se muestran también representadas en el gráfico normalizado de SBT propuesto por Robertson (1990).

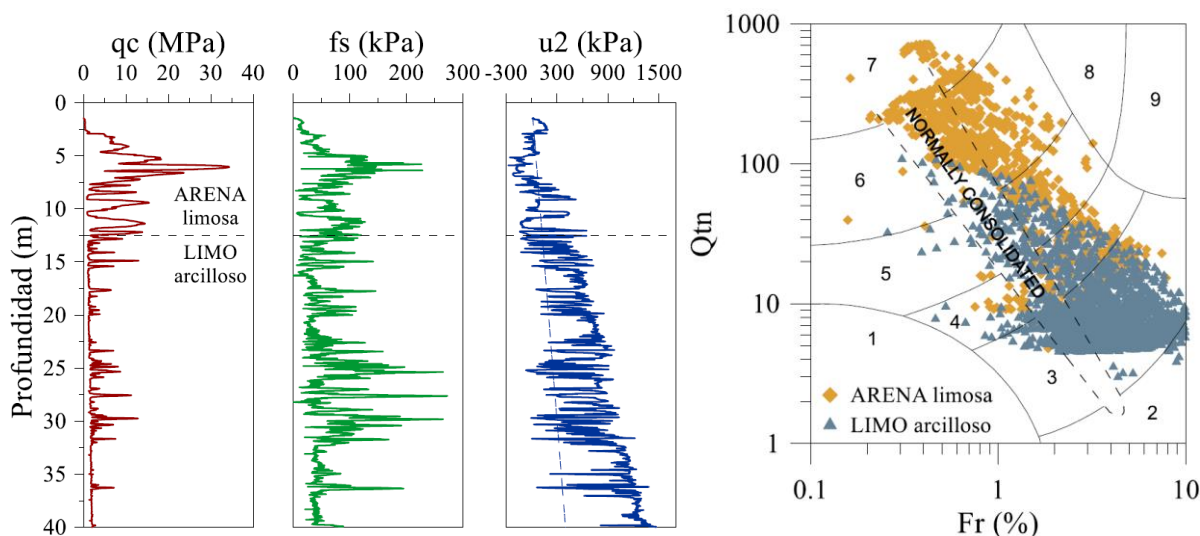


Fig. 2 Parámetros primarios de un ensayos CPTU representativo (izquierda), unidades geotécnicas representadas en el gráfico normalizado de SBT propuesto por Robserton (1990)

A continuación, en la Tabla 1, se resumen los valores promedio de algunos parámetros de identificación y clasificación a partir de los resultados de laboratorio.

Tabla 1. Valores promedio de los ensayos de identificación y clasificación

Parámetro	ARENA limosa	LIMO arcilloso
Humedad (%)	25,95	29,84
Densidad aparente (Mg/m ³)	1,96	1,95
LL (%)	24,98	32,53
LP (%)	17,70	21,31
Contenido de grava (%)	1,96	0,05
Contenido de arena (%)	62,46	8,22
Contenido de limo (%)	23,76	65,82
Contenido de arcilla (%)	11,82	25,91

3. Comparación entre DMT, CPTU y laboratorio

3.1. Densidad aparente

La determinación de la densidad aparente en el laboratorio se realizó con base al procedimiento detallado en la normativa UNE 103301:1994. Los resultados fueron comparados con los obtenidos mediante el uso de diversas correlaciones a partir de los resultados de los ensayos DMT y CPTU.

La estimación del tipo de suelo y de la densidad aparente γ (normalizada con la densidad del agua, γ_w) a partir del DMT se basa en el índice I_D y en el módulo E_D , y fue desarrollada por Marchetti & Crapps (1981). Los resultados se muestran en la Figura 3a. En naranja se muestra el promedio de densidad aparente a partir del DMT a cada profundidad. En azul se muestran todos los resultados de laboratorio y el promedio a cada una de las profundidades.

Por otro lado, la densidad aparente a partir de ensayos CPTU ha sido ampliamente estudiada por Larson & Mulabdic (1991), Lunne et al. (1997), Robertson & Cabal (2010), Mayne et al. (2010) y Mayne (2014), entre muchos otros. En el presente estudio se han analizado las propuestas de los 3 últimos autores al haber sido planteadas para su uso en diversos tipos de suelo. En Robertson & Cabal (2010) se propone un gráfico para la estimación de la densidad aparente a partir de las medidas de CPTU cuyos contornos son los descritos por la Ecuación 1, asumiendo una densidad de partículas (G_s) de 26.5 kN/m^3 .

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27(\log F_r) + 0,36 \left(\log \frac{q_t}{P_a} \right) + 1,236 \quad (1)$$

Donde F_r es el ratio de fricción, q_t es la resistencia por punta total y P_a es la presión atmosférica.

La comparación entre los resultados de laboratorio y los obtenidos aplicando la Ecuación 1 se muestran en la Figura 3b. En gris se muestran todos los valores obtenidos en los 8 ensayos CPTU de los puntos triples analizados, mientras que en azul se muestra la densidad aparente promedio a cada profundidad.

Por su parte, Mayne et al. (2010) propuso una correlación basada en la fricción lateral y la tensión vertical efectiva, evitando así la necesidad de usar la resistencia por punta y la presión de poros para la determinación de la densidad aparente. La correlación propuesta se muestra en la Ecuación 2.

$$\gamma = 1,95\gamma_w \left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{atm}} \right)^{0,06} \left(\frac{f_s}{\sigma_{atm}} \right)^{0,06} \quad (2)$$

Esta correlación proporciona buenos resultados en un amplio rango de tipos de suelo, entre ellos arcilla, limo, arena, tills y suelos mixtos, pero tiene una baja aplicabilidad en suelos calcáreos o arcillas de diatomita. La comparativa entre los resultados de laboratorio y los obtenidos aplicando la Ecuación 2 se muestran en la Figura 3c. Sin embargo, la necesidad de usar la tensión vertical efectiva como variable independiente cuando, a su vez, ésta depende de la propia densidad del suelo, es un inconveniente intrínseco de esta metodología. En este sentido, Mayne (2014) propuso una nueva correlación directa entre la densidad aparente y la fricción lateral sin necesidad de considerar la tensión vertical del terreno. La propuesta, obtenida tras el análisis de una extensa base de datos que incluían todo tipo de suelos, se muestra en la Ecuación 3.

$$\gamma = 26 - \frac{14}{1+(0,5\log[fs+1])^2} \quad (3)$$

El resultado de aplicar la Ecuación 3 respecto los resultados de laboratorio se muestra en la Figura 3d.

La densidad aparente estimada a partir de los ensayos DMT es significativamente inferior a los resultados de laboratorio. Existe una gran dispersión de valores en la unidad de arena limosa, probablemente debido a su heterogeneidad y al gran número de intercalaciones centimétricas de suelo cohesivo entre la arena fina. En la unidad inferior, los valores obtenidos a partir del DMT muestran una menor dispersión, variando entre $16,5$ y 19 kN/m^3 . Con base a los resultados de laboratorio, se ha asumido una densidad aparente constante de $19,5 \text{ kN/m}^3$ para las dos unidades geotécnicas estudiadas.

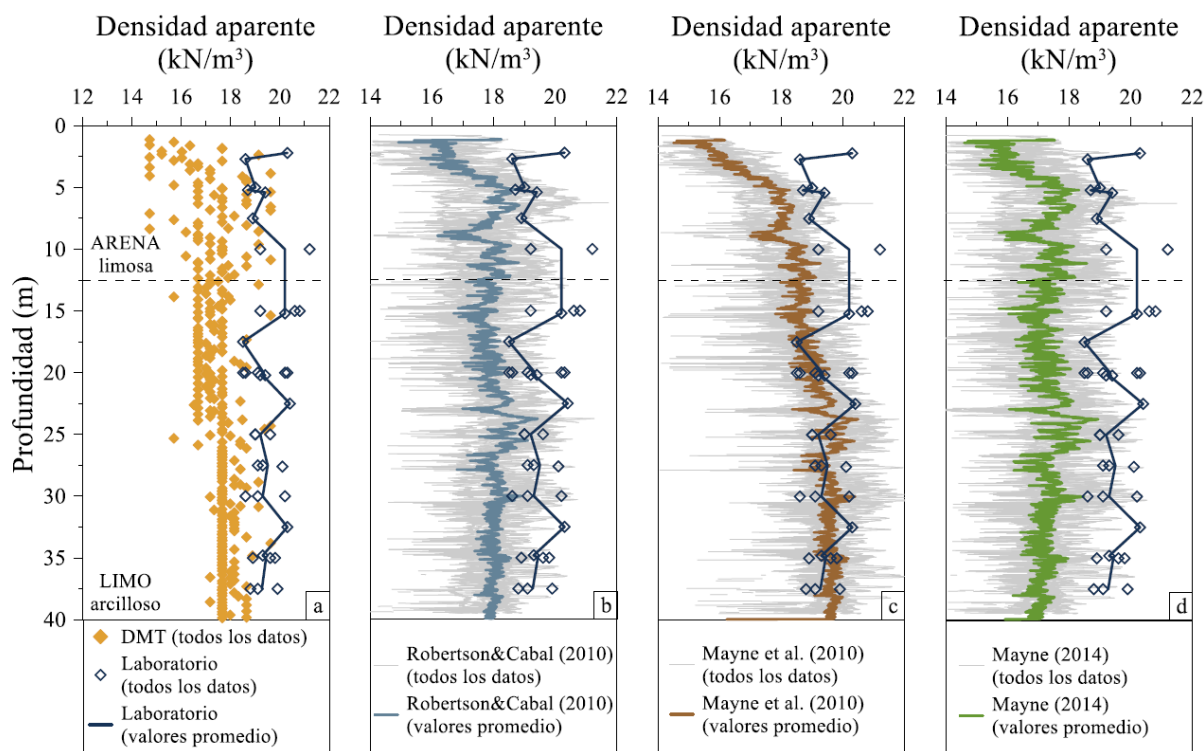


Fig. 3 Comparación entre la densidad aparente obtenida en el laboratorio y la deducida a partir de ensayos DMT (a) y a partir de CPTU usando las correlaciones propuestas por Robertson & Cabal (2010) (b), Mayne et al. (2010) (c) y Mayne (2014) (d)

El análisis a partir de los ensayos CPTU proporcionó mejores resultados. Los valores promedio a partir de la correlación de Robertson & Cabal (2010) mostraron resultados alrededor de 1,5 kN/m³ inferiores a los obtenidos en el laboratorio. Pese a esta diferencia, el perfil en profundidad es similar para ambos tipos de suelo. Por otro lado, si bien la propuesta de Mayne et al. (2010) no proporciona buenos resultados en la arena limosa, los datos son muy consistentes en la unidad de limos arcillosos inferiores. Finalmente, pese a que la propuesta de Mayne (2014) es una actualización de su trabajo anterior y a que solo tiene en cuenta la fricción lateral, desde un punto de vista general los valores obtenidos no encajan bien con los resultados de laboratorio en ninguna de las dos unidades geotécnicas estudiadas. La densidad aparente estimada es alrededor de 2,5 kN/m³ inferior a la obtenida mediante ensayos de laboratorio. Cabe destacar que para este estudio no se ha tenido en cuenta la probable compresión y alteración del suelo durante la extracción de las muestras inalteradas mediante tubos Shelby ni la posible afectación durante su posterior manipulación y transporte hasta el laboratorio.

3.2. Parámetros intermedios del DMT: I_D, K_D, E_D

La comparación entre DMT y CPTU no solo se ha realizado en términos comparativos entre parámetros geotécnicos del suelo sino también considerando los tres parámetros intermedios del DMT: el índice del material I_D, el índice de tensión horizontal K_D y el módulo dilatométrico E_D. Estos parámetros, obtenidos en los ensayos DMT a partir de las medidas p₀ y p₁ y considerando la tensión vertical efectiva y la presión de poros, han sido comparados con el resultado de aplicar las correlaciones propuestas por Robertson (2009) a partir de parámetros normalizados del CPTU. Dichas correlaciones se muestran a continuación.

$$I_D = 10^{(1,67-0,67I_c)} \tag{4}$$

$$K_D = \beta(Q_t)^{0,95} + 1,05 \text{ para } I_c > 2,6 \tag{5a}$$

Donde β incrementa con la sensibilidad del suelo de 0,2 a 0,7. El valor generalmente recomendado para suelos finos es 0,3.

$$K_D = \frac{0,144Q_t}{10^{(1,67-0,67I_c)}} \text{ para } I_c < 2,6 \tag{5b}$$

$$\frac{E_D}{\sigma'_{vo}} = 5Q_t \quad (6)$$

Donde I_c es el Soil Behaviour Type Index propuesto por Robertson & Wride (1998) y Q_t es la resistencia del cono normalizada.

Los resultados de esta comparación se muestran en la Figura 4. Desde un punto de vista general, los parámetros intermedios del DMT obtenidos en el ensayo y los predichos a partir de los CPTU usando las ecuaciones propuestas por Robertson (2009) muestran una buena correlación tanto en el nivel de arena limosa como en los limos arcillosos.

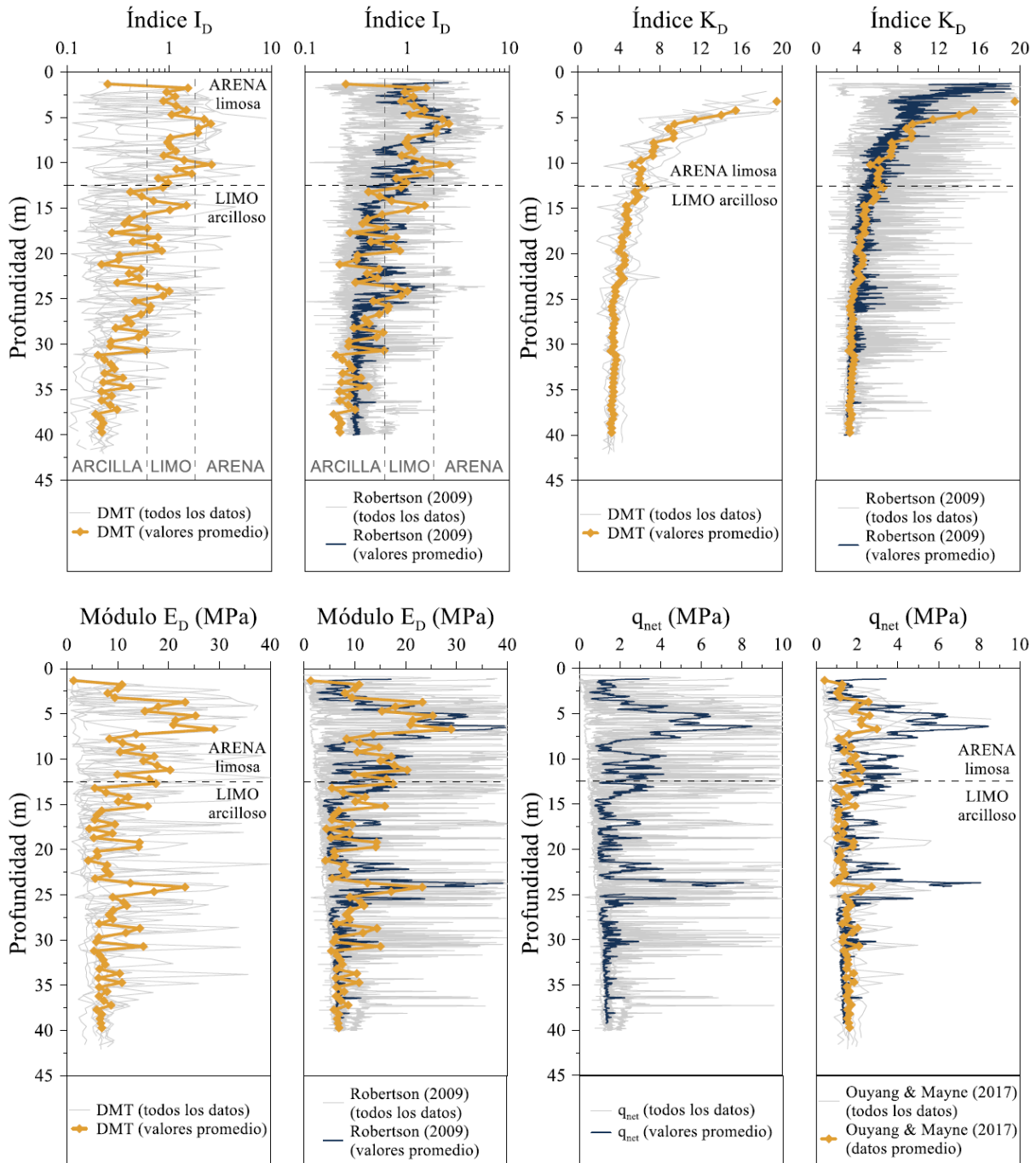


Fig. 4 Comparación entre DMT y CPTU usando las correlaciones propuestas por Robertson (2009) para índice I_D (arriba, izquierda), índice K_D (arriba, derecha) y módulo dilatométrico E_D (abajo, izquierda). Comparación entre la q_{net} del CPTU y la predicha a partir del DMT usando la correlación propuesta por Ouyang & Mayne (2017) (abajo, derecha)

La comparación entre el I_D obtenido tras aplicar la Ecuación 4 y el calculado con el DMT (Figura 4, arriba izquierda) es satisfactoria. Cabe considerar que la diferencia entre I_D (o I_c) y la granulometría es debida a que dichos parámetros reflejan el comportamiento mecánico del suelo, no la clasificación con base en la distribución del tamaño de granos. El índice K_D está íntimamente relacionado con el histórico de tensiones del suelo. Para el presente estudio se ha considerado un valor de la constante β de 0,5. Los resultados de la comparativa (Figura 4, arriba derecha) son significativamente positivos, especialmente en los limos arcillosos y en la arena limosa a partir de los 5 m de profundidad. Finalmente, el módulo dilatométrico E_D predicho a partir de los CPTU usando la Ecuación 6 muestra una buena correlación con el calculado directamente a partir del ensayo DMT (Figura 4, abajo izquierda). Las variaciones en profundidad debidas a la heterogeneidad del suelo quedan generalmente bien capturadas en ambas unidades geotécnicas.

3.3. Parámetros del CPTU: resistencia por punta neta

Ouyang & Mayne (2017) estudiaron la relación entre la resistencia por punta neta del piezocono y los valores de p_0 y p_1 medidos en el DMT. Su propuesta asume un mecanismo de expansión de la cavidad esférica para ambos ensayos y se basa en los resultados obtenidos en 27 campañas de investigación en suelos arcillosos. La relación entre los parámetros p_0 y p_1 del DMT y la q_{net} del CPTU es la siguiente:

$$q_{net} = 2,93p_1 - 1,93p_0 - u_0 \quad (7)$$

Los resultados se muestran en la Figura 4 (abajo, derecha). Los dos perfiles muestran una buena concordancia, especialmente en la unidad de limo arcilloso. Sin embargo, la resistencia por punta neta predicha a partir del DMT parece no tener sensibilidad suficiente para captar los cambios repentinos de resistencia por punta en los niveles más arenosos.

3.4. Resistencia al corte sin drenaje

La expresión más habitual para la determinación de la resistencia al corte sin drenaje a partir de ensayos CPTU es la siguiente:

$$S_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (8)$$

Donde N_{kt} es el factor de cono que depende de la anisotropía, la plasticidad, la sensibilidad y el OCR del suelo, entre otros aspectos, y suele variar entre 10 y 20. El valor del factor de cono ha sido estudiado por varios autores para diversos tipos de suelo. Si bien existen correlaciones entre diferentes parámetros del CPTU y el N_{kt} , lo generalmente recomendado es la calibración específica mediante la comparación entre los datos de CPTU y los resultados de ensayos de resistencia en el laboratorio. Para este estudio se ha usado un valor de 15,9 para los limos arcillosos a partir de la comparación entre CPTU y ensayos triaxiales UU.

Por otro lado, la resistencia al corte sin drenaje puede también obtenerse a partir del parámetro intermedio K_D del DMT a partir de la ecuación propuesta por Marchetti (1980):

$$S_u = 0,22\sigma'_{v0}(0,5K_D)^{1,25} \quad (9)$$

La resistencia al corte sin drenaje obtenida a partir de CPTU, DMT y triaxiales UU se muestra en la Figura 5.

Los resultados son consistentes. Los parámetros primarios del CPTU se registran cada 1 cm. por lo que dicho ensayo es capaz de captar con gran precisión la heterogeneidad del suelo y las intercalaciones existentes. Este es el motivo de la dispersión en algunos valores de S_u en profundidad. Por otro lado, los ensayos DMT fueron ejecutados cada 0,5 m. Aunque esta frecuencia asegura una buena caracterización del terreno, este ensayo es menos sensible a las variaciones del tipo de suelo con la profundidad.

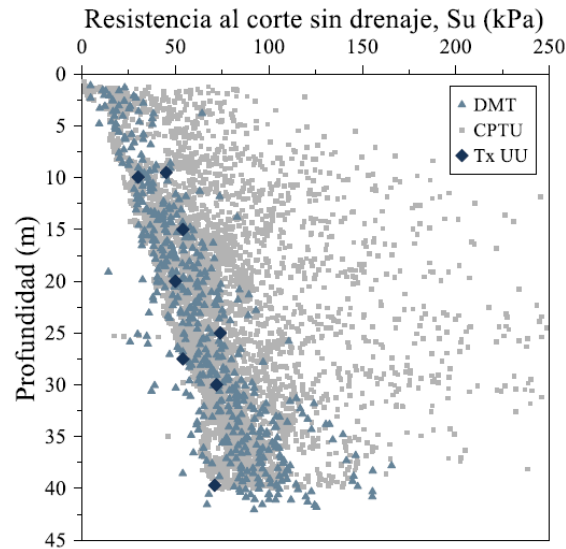


Fig. 5 Su a partir de CPTU, DMT y triaxiales UU

4. Conclusiones

La comparación entre DMT, CPTU y ensayos de laboratorio en ocho puntos triples de una campaña geotécnica ejecutada con plataforma jack-up en suelos blandos deltaicos del río Llobregat en el Puerto de Barcelona ha proporcionado resultados satisfactorios.

Se han analizado los resultados de ensayos DMT y diversas correlaciones a partir de CPTU para la determinación de la densidad aparente del suelo. La propuesta de Mayne et al. (2010) ha resultado la más adecuada en comparación con los ensayos de laboratorio, especialmente en la unidad de limos arcillosos.

La comparación entre los parámetros intermedios del DMT y aquellos obtenidos a partir de CPTU aplicando las correlaciones propuestas por Robertson (2009) ha mostrado buenos resultados. Las variaciones en profundidad debidas a la heterogeneidad del suelo quedan generalmente bien capturadas en ambas unidades geotécnicas. En sentido inverso, la q_{net} predicha a partir de los ensayos DMT tiene buena concordancia con la obtenida con los CPTU, pero no es capaz de captar los cambios repentinos de resistencia en los niveles arenosos.

Finalmente, la comparación entre la resistencia al corte sin drenaje a partir de ensayos DMT, CPTU y triaxiales UU ha proporcionado resultados consistentes.

Referencias

- LAFUERZA, S., CANALS, M., CASAMOR, J.L. y DEVINCENZI, M.J. (2005). Characterization of deltaic sediment bodies based on in situ CPT/CPTU profiles: A case study on the Llobregat delta plain, Barcelona, Spain-. *Marine Geology* 222-223, 497-510.
- LARSON, R. y MULABDIC, M. (1991). Piezocone tests in clays. Report No. 42, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
- LUNNE, T., ROBERTSON, P. K. y POWELL, J. J. M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. EF Spon/Blackie Academic, Routledge Publishers, London.
- MADRID, R., DEU, A., GENS, A., TARRAGÓ, D., UZCANGA, J. y GRIELL, R. (2012). Monitoring consolidation of south breakwater at Barcelona Port. *IV International Conference on the Application of Physical modelling to Port and Coastal Protection*. Ghent (Belgium).
- MARCHETTI, S. (1980). In situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering*. Div. 106 (GT3): 299-321.
- MARCHETTI, S. y CRAPPS, D.K. (1981). Flat Dilatometer Manual. Internal report of GPE, Inc., distributed to purchasers of the DMT equipment.

- MAYNE, P. W., PEUCHEN, J. y BOUWMEESTER, D. (2010). Soil unit weight estimation from CPTs. *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach (USA).
- MAYNE, P. (2014). Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. *3rd International Symposium on Cone Penetration Testing*. Las Vegas (USA).
- OUYANG, Z. y MAYNE, P.W. (2017). Spherical cavity expansion nexus between CPTu and DMT in soft-firm clays. *19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul (Korea).
- ROBERTSON, P.K. (2009). CPT-DMT Correlations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 135 (11), 151-158.
- ROBERTSON, P.K. y CABAL, K.L. (2010). Estimating soil unit weight from CPT. *2nd International Symposium on cone Penetration Testing*. Huntington Beach (USA).
- TARRAGÓ, D., DEU, A., GENS, A., ALONSO, E. y GRIELL, R. (2012). Preload improvement and monitoring in a newly reclaimed area. *International Conference on Ground Improvement and Ground Control*. Wollongong (Australia).

Regeneración o mantenimiento. ¿Son la solución a la erosión costera?: Caso de estudio Playa de Poniente (Benidorm)

Nourishment or maintenance. Are they the solution to coastal erosion? Case study Poniente Beach (Benidorm)

Ignacio Toledo Sepulcre^a, José Ignacio Pagán Conesa^a, Isabel López Úbeda^a y Luis Aragonés Pomares^a

^aUniversidad de Alicante, Dpto. de Ingeniería Civil, , nacho.toledo@ua.es, jipagan@ua.es, lopez.ubeda@ua.es, laragones@ua.es.

How to cite: Toledo Sepulcre, I.; Pagán Conesa, J.I.; López Úbeda, I. y Aragonés Pomares, L. 2022. Regeneración o mantenimiento. ¿Son la solución a la erosión costera?: Caso de estudio Playa de Poniente (Benidorm). En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022.

Abstract

Coastal erosion is a natural phenomenon that is becoming a growing problem along coastlines around the world. In this research, the evolution of Poniente Beach, Benidorm (Spain), has been studied, which presents a different morphological behaviour depending on the area analysed. To do this, an analysis of shoreline evolution using aerial images has been carried out first. And, secondly, waves and incident storms have been studied. From the results obtained, the eastern zone of Poniente presents higher rates of erosion than the western zone, where in addition to a cross-shore transport, a longshore transport of sediments is detected. This erosive trend disappeared in the last analysed period due to a change in the wave regime. A decrease in the frequency of waves coming from the east caused a decrease in erosion and stopped the tilting produced on the beach. In this situation, it is necessary to decide what solution to apply: carry out a nourishment similar to that of 1991 or make periodic maintenance of the beach? The accurate knowledge of the mentioned factors will provide adequate tools for its future management.

Keywords: *evolution, beach, erosion, morphology, storms, nourishment, transport, sediments*

Resumen

La erosión costera es un fenómeno natural que se está convirtiendo en un problema creciente a lo largo de las costas de todo el mundo. En esta investigación se ha estudiado la evolución de la Playa de Poniente, Benidorm (España), la cual presenta un comportamiento morfológico diferente según la zona analizada. Para ello, se ha realizado en primer lugar un análisis de la evolución de la línea de costa mediante imágenes aéreas. Y, en segundo lugar, se han estudiado el oleaje y los temporales incidentes. De los resultados obtenidos, la zona este de Poniente presenta mayores tasas de erosión que la zona oeste, donde además de existir un transporte transversal, se detecta un transporte longitudinal de sedimentos. Esta tendencia erosiva desapareció en el último período analizado debido a un cambio en el régimen de oleajes. La disminución en la frecuencia de los oleajes provenientes del este provocó un descenso de la erosión y detuvo el basculamiento producido en la playa. Ante esta situación, se debe decidir qué solución aplicar: ¿llevar a cabo una regeneración similar a la de 1991 o efectuar mantenimientos periódicos de la playa? El conocimiento preciso de los factores mencionados proporcionará herramientas adecuadas para su futura gestión.

Palabras clave: *evolución, playa, erosión, morfología, temporales, regeneración, transporte, sedimentos*

1. Introducción

En todo el mundo, las zonas costeras están constantemente amenazadas por la erosión. Este problema es el resultado de múltiples factores: (i) Los factores generados por la acción antrópica que existe en la zona, (Pagán, 2016; Mishra, 2019), y (ii) los relacionados con la morfología, el clima marítimo del área y la calidad del sedimento que conforma la playa (López, 2016; Boretto, 2018).

Encontramos actuaciones como la construcción de presas en ríos adyacentes (Aragonés, 2016), desarrollos turísticos masivos en muchas zonas costeras (Pagán, 2016) o la construcción de diques y escolleras para proteger la costa de los temporales (Martin, 2021). Otro ejemplo de estas es la nutrición de las playas. Cualquier vertido de material presumiblemente tendrá consecuencias para el medio ambiente, ya que provocará cambios en las corrientes de agua (De Zeeuw, 2012), turbidez (Chiva, 2018) e incluso la destrucción de hábitats naturales, como las praderas de *Posidonia Oceanica*. Una descarga que invada la pradera puede provocar su muerte y transformar su perfil a uno más vertical, provocando un retroceso de la línea de costa (Aragonés, 2015). Es necesario, antes de cualquier alimentación, evaluar el impacto ambiental y la viabilidad de la actuación llevada a cabo.

Por otro lado, los temporales, como generador de oleajes, son otro aspecto que influye en la evolución de la línea de costa, provocando cambios en la dirección de las olas, en su intensidad y frecuencia, (Tsimplis, 2005). La Organización Meteorológica Mundial (Isa, 2005) define temporal como el viento cuya velocidad está entre 44 y 50 nudos, y suele corresponder a un mar con alturas de ola superiores a 2,5 m. Por tanto, es fundamental que el ingeniero de costas tenga un conocimiento adecuado de todos estos factores para una adecuada gestión de la costa.

En este estudio se ha estudiado el comportamiento morfológico de la Playa de Poniente (Benidorm), donde se realizó una regeneración en 1991. Para ello se ha realizado un análisis de la evolución de la línea de costa y un estudio del clima marítimo. El estudio se ha dividido en cuatro periodos (antes, durante y después de la regeneración): 1956 a 1990, 1990-1992 (alimentación de la playa), 1992-2007 y 2007-2021. A partir de los resultados obtenidos, se analizará cuáles son las causas de la erosión que sufre la playa. El objetivo final es poder seleccionar la mejor solución a este problema (regeneración o mantenimiento), garantizando el mantenimiento de la biocenosis en toda esta zona.

2. Área de estudio

La Playa de Poniente se sitúa al oeste de Benidorm (España), en la costa oriental de la Península Ibérica (Fig. 1a), representando un destino turístico fundamental tanto para toda España (Femenia-Serra, 2021). Parte del éxito de esta playa se debe al fino tamaño de la arena que la forma y a la morfología que la caracteriza.

Esta playa, junto a la de Levante, está incluida en un sistema litoral cerrado (Fig. 1c), formando una ensenada. Ambas se orientan al sur y el macizo de Sierra Helada les brinda protección contra el oleaje proveniente del este (dirección más frecuente). Eso significa que el impacto de las tormentas es menor que en otras partes de España (Amores, 2020). En esta zona, las mareas astronómicas alcanzan un valor máximo de 0,3 m, mientras que las mareas meteorológicas lo hacen hasta 0,45 m (Ecolevente, 2006).

La continua erosión costera sufrida en la playa hizo que en 1991 se realizara una intervención en el lado este de Poniente, que incluía un espigón y un aporte artificial de 710.847 m³ de arena procedente del dragado. Esto significó un aumento de 70 m en el ancho de playa (MOPT, 1991). Además, la descarga excesiva de arena inundó la *P. oceanica* haciéndola retroceder más de 100 m mar adentro, volviendo el perfil de la playa menos escarpado y reduciendo la superficie de playa (Aragonés, 2015).

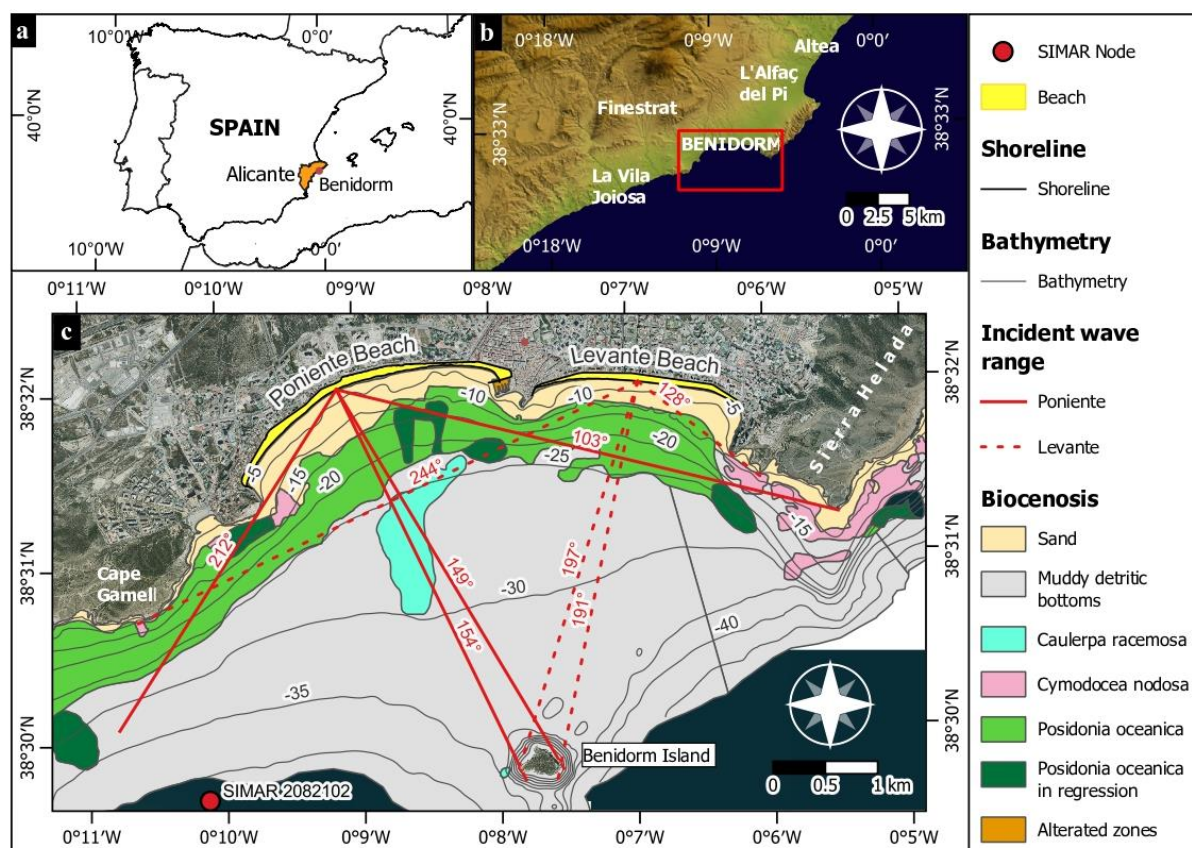


Fig. 1 a) Localización del área de estudio en el SE de España. b) Ubicación de las áreas de estudio. c) Ubicación del nodo SIMAR, rangos de onda incidente y biocenosis

3. Metodología

3.1. Evolución histórica de la línea de costa

El estudio de la evolución de la línea de costa se realizó vectorizando el litoral a partir de imágenes aéreas desde 1956. Dado que no todas las imágenes estaban georreferenciadas, el primer paso fue la restitución fotogramétrica de aquellas imágenes no georreferenciadas (Pagán, 2016).

Una vez cargados los mosaicos de cada año en el entorno GIS (Sistema de Información Geográfica), el siguiente paso fue vectorizar la línea de costa. La metodología consiste en la identificación visual del límite húmedo-seco en la zona intermareal (Ojeda Zújar, 2010). En las costas mediterráneas este criterio es apropiado debido a la baja variación de las mareas. Se crearon transectos perpendiculares a la costa, separados cada 100 m. El origen de estos transectos se sitúa en la línea de base trazada siguiendo el paseo marítimo. A partir de su intersección con la línea de costa, se obtiene el ancho de playa en cada transecto para cada periodo estudiado. Posteriormente se obtuvo la superficie de playa y se compararon las áreas de cada periodo para analizar la evolución de la playa (acreción o erosión).

Se eligieron cuatro periodos para estudiar la evolución del litoral. El primer periodo fue de 1956 a 1990, desde la primera imagen disponible hasta la última antes de la regeneración de la Playa de Poniente en 1991. El segundo periodo fue de 1990 a 1992 e incluye esa alimentación. El siguiente periodo estudiado fue 1992-2007 y permite analizar la evolución de la playa tras la regeneración. El último periodo analizado fue 2007-2021, últimas ortofotos disponibles.

3.2. Clima marítimo

Los datos de oleaje (altura, período y dirección de ola significativa) fueron proporcionados por Puertos del Estado, basados en la serie SIMAR. Estos son datos por hora recopilados durante el período 1958-2021. Para este trabajo se utilizó la base de datos del Nodo SIMAR 2082102 (0.167° W, 38.500° N), ubicado a unos 5 km al este del área de estudio (Fig. 1c). Estos datos fueron procesados por el software CAROL v1.0 (desarrollado por el IH-Cantabria), obteniendo para cada uno de los periodos de estudio la altura de ola $H_{s,12}$, y sus correspondientes periodos, direcciones y probabilidades de ocurrencia.

Finalmente, se realizó un análisis de temporales. No existe una definición climática universalmente aceptada para el término "temporal". En nuestro estudio se consideró temporal cuando se superó una altura de ola significativa del percentil 95 durante un período mínimo de 6 horas consecutivas y con una delimitación de al menos 24 horas sin superar dicho umbral (Morales-Márquez, 2018; Wiggins, 2019). El final de la tormenta se produce cuando transcurre al menos un día completo sin superar esa altura de ola. Este estudio se centró en la duración, la dirección predominante y su intensidad (m^2h). Este último se definió como el producto del máximo H_s (m), al cuadrado, multiplicado por la duración promedio de la tormenta (en horas), obteniendo así una aproximación de su energía total (Senechal, 2015).

4. Resultados

4.1. Evolución histórica de la línea de costa

La zona este de la Playa de Poniente es más inestable que la zona central y la zona oeste, que presentan una estabilidad global (Fig. 2). Se destaca el período previo a la nutrición realizada en la parte este de dicha playa (1956-1990), donde en el transecto P5 se perdieron 16 m de ancho de playa, quedando un mínimo de sólo 5 m en 1989. Después de la alimentación en la playa entre 1990 y 1992, donde se ganaron más de 70 m de ancho de playa, se produjo un gran retroceso en la mitad oriental. Se perdió un promedio de 30 m de ancho de playa en la mitad este de la playa, destacándose 52 m en P7 durante el período 1992-2007. Sin embargo, durante el mismo intervalo de tiempo en la zona central y en la zona occidental, la playa se mantiene estable o incluso se detectan acreciones de hasta 20 m (Fig. 2). Para el último periodo analizado, las tasas de erosión fueron más suaves, ya que en ningún transecto de la Playa de Poniente se perdieron más de 10 m de ancho de playa.

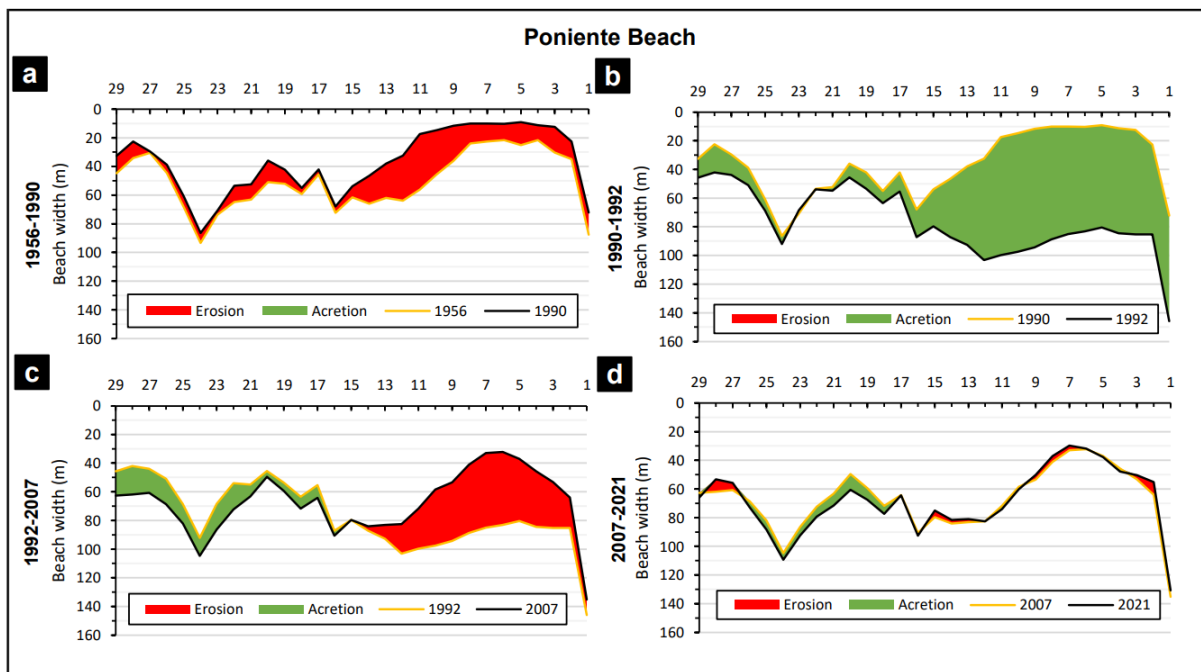


Fig. 2 Evolución del litoral y superficie de playa de Poniente. a) 1956–1990. b) 1990–1992. c) 1992–2007. d) 2007–2021

Lógicamente, la pérdida de ancho de playa significa una pérdida significativa de área de playa. Desde 1956 hasta 2021 se ganaron más de 52.000 m², gracias al aporte de material durante la regeneración realizada en 1991. La continua pérdida de superficie en el período 1956-1990 (más de 40.000 m², -27,2%) fue el motivo por el que se llevó a cabo esta acción antrópica. Posteriormente a esta, la tendencia regresiva continuó en la Playa de Poniente, perdiendo más de 25.500 m² (-11,1%) en los 15 años siguientes. Sin embargo, esta tendencia erosiva se detuvo en 2007, donde desde entonces se observa una ganancia de superficie de casi 3.000 m² (1,47 %) hasta la actualidad.

4.2. Clima marítimo

Se detectó un gran aumento de la altura de las olas superior a las 12 horas anuales ($H_{s,12}$) en el periodo 2007-2021 para casi todas las direcciones entrantes (Fig. 3d-e). Destacaron los casos de olas provenientes del oeste (SSW, SW, WSW). El oleaje de SSW en la Playa de Poniente duplicó su altura de ola en el último periodo respecto al anterior (1,44 m vs. 2,86 m). Las olas provenientes del oeste también aumentaron con respecto a las olas incidentes para el período 2007-2021 en comparación con el período 1992-2007. Se duplicó la frecuencia de entrada de olas SSW, mientras que se redujo la frecuencia de ESE y S.

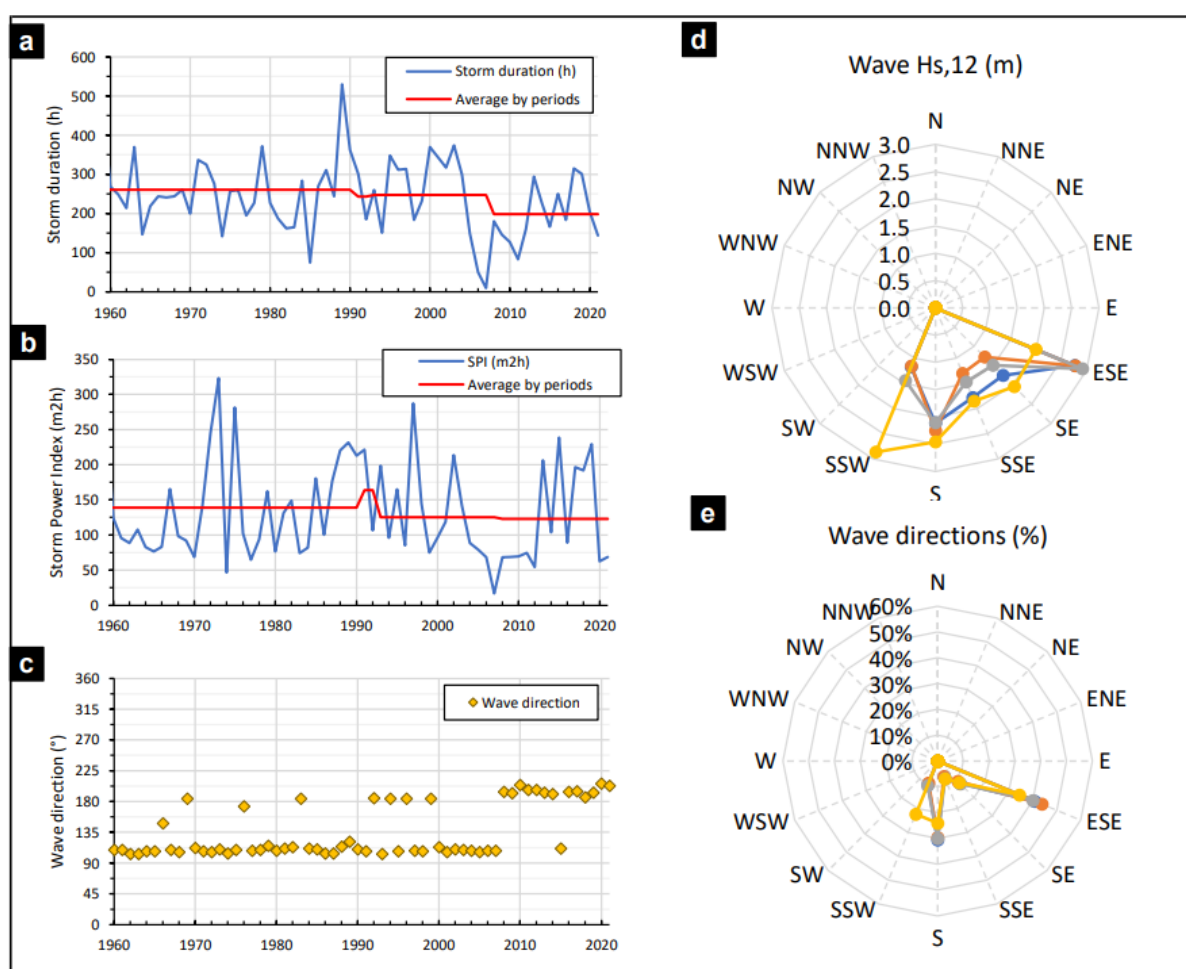


Fig. 3 Evolución de los temporales en la Playa de Poniente. (a) Duración. (b) Índice de Potencia de las Tormentas. (c) Dirección. (d) Rosa de oleajes y (e) de direcciones

Por último, se analizaron los temporales entrantes en la playa de Poniente desde 1958. La altura de ola umbral fue de 1,15 m. En cuanto a la duración, los temporales superan las 240 h anuales de media para todos los periodos analizados, excepto en el periodo 2007-2021, donde no se alcanzaron las 200 h (Fig. 3a). Eso representó una reducción del 19,7% en la duración de las tormentas en comparación con el período 1992-2007. El año con mayor duración de los temporales fue 1989 con 530 h. Este hecho provocó una importante erosión en la playa, lo que motivó su posterior regeneración en 1991. Sin embargo, el descenso observado en la duración por períodos no se

reflejó de la misma forma en el Storm Power Index, donde se observó una clara estabilidad en los dos últimos periodos estudiados (Fig. 3b). Destaca la rotación en el sentido de las agujas del reloj del orden de 70° en la Playa de Poniente entre los periodos 1992-2007 y 2007-2021 (Fig. 3c). Las tormentas más potentes provienen principalmente del SSW, relegando a un segundo plano la dirección ESE.

5. Discusión

5.1. Evolución histórica de la línea de costa

El cambio en el ancho de playa afecta a las inundaciones en el trasdós de la playa, así como el uso y disfrute de la misma. En el estudio realizado encontramos como la Playa de Poniente hay zonas donde su ancho (según periodo) ha dejado de ser funcional, tanto en ancho como en estrecho (Fig. 2). Para ser funcional este ancho oscila entre 18 y 46 m (Morgan, 1999; King, 2006). La posición futura de la costa (y el ancho de playa asociado) no es tan predecible como se ha supuesto a menudo en muchos estudios (Jin, 2022). Basta analizar la playa de Poniente, donde según el periodo analizado esa posición depende de la afección a la *P. oceanica* (Aragónés, 2015), de la falta de previsibilidad como consecuencia del cambio de la dirección y altura de ola y de la frecuencia de los temporales (Fig. 3).

La mayor parte de la investigación sobre la morfodinámica de la playa se centra en el intercambio de sedimentos a lo largo de la costa (Feal-Pérez, 2014; Trenhaile, 2018). Sin embargo, la playa analizada tiene elementos geológicos significativos con afloramiento rocosos (como la Isla de Benidorm) o arrecifes formados por *P. oceanica*. Estos afloramientos están determinando los límites, la morfología, la morfodinámica y la evolución a lo largo del periodo de estudio (Fig. 1), al igual que otros estudios como los de Jackson, 2005; Short, 2010. El grado de estabilidad de la forma en planta de las playas de bahía puede ser estático, dinámico o inestable (Klein, 2010). La Playa de Poniente no se puede considerar ni en equilibrio estático, ni dinámico, ya que hay una pérdida continuada de sedimentos y la superficie de esta va disminuyendo con los años. Esta inestabilidad es como consecuencia al cambio del perfil transversal generado como consecuencia de la muerte de la *P. oceanica* durante la regeneración de 1991 (Aragónés, 2015) y la falta de aportes de sedimentos por parte de ramblas y barrancos (Pagán, 2016).

Por lo tanto, del estudio por periodos realizado, no se puede llegar a una solución sencilla, dado el cambio radical producido en la Playa de Poniente (Fig. 2). En el último periodo analizado (2007-2021), las tasas de erosión se moderaron, provocando pérdidas superficiales brutas hasta 10 veces menores en comparación con el periodo anterior. Es por ello que los modelos erosivos tradicionales no son directamente aplicables.

5.2. Clima marítimo

El clima marítimo es para algunos autores la principal causa del transporte de sedimentos (Bakhtyar, 2009; Yoshikawa, 2010). De su análisis, se puede afirmar que es uno de los factores clave que afectan el ancho de la playa (Fig. 3). La playa de Poniente posee una orientación sur y una protección ofrecida por el promontorio de Sierra Helada, que la protege de los temporales procedentes del este (Fig. 1). Sin embargo, presenta un riesgo elevado de deterioro frente a los temporales meridionales (Tros-de-Ilarduya, 2013).

La frecuencia en los oleajes no sólo ha disminuido en el último periodo analizado, si no que ha cambiado su orientación lo que ha generado una mayor estabilidad de la playa estudiada. Por esta razón, la interrupción del transporte longitudinal de sedimentos en el último periodo en la Playa de Poniente está causada por un cambio en la frecuencia de entrada de los oleajes a partir del año 2007 (Fig. 3). En esta playa se ha incrementado de forma importante la frecuencia de entrada de los oleajes procedentes del oeste (SSW y SW), al mismo tiempo que se han reducido la frecuencia de los procedentes del este (ESE y SE) y del sur. Los oleajes procedentes del este favorecen el basculamiento de la playa (erosión en la zona este y acreción en la zona oeste), mientras que los del oeste interrumpen el transporte de sedimentos. Analizando los temporales en profundidad, la menor duración de los temporales procedentes del SSW respecto a los temporales del ESE se puede atribuir como la causa de la reducción

en la erosión producida durante el último periodo en la Playa de Poniente (Fig. 3a). La reducción de la erosión en el último periodo se puede imputar a una reducción en la frecuencia de entrada de los oleajes entre los periodos 1992-2007 y 2007-2021, donde estos pasaron del 60.8% al 52.2%.

Por lo tanto, en la playa arenosa analizada se observan fuertes circuitos de retroalimentación, donde un cambio en un solo controlador, como el período y la altura de las olas, la frecuencia de los temporales, ha dado lugar a un ajuste en la forma de la playa (Fig. 3). Esta interacción fue denominada morfodinámica Wright y Short (1984).

6. Conclusión

La regeneración de 1991 fue una de las causas del comportamiento de la playa. El exceso de material vertido inundó la *P. oceanica* presente. Por ello, desapareció el efecto estabilizador del perfil de playa, evolucionando hacia uno de mayor pendiente (Aragonés, 2015). Por tanto, la regeneración es necesaria dado que la playa se encuentra en su límite funcional y dado el proceso erosivo de los temporales del ESE, siempre que se trate de un aporte limitado para mantener la biocenosis de la zona. El cambio en la dirección de los temporales permite una estabilización de la zona. Sin embargo, el transporte longitudinal producido en el periodo 1992-2007 indica que es necesario un trasvase de material del oeste al este secuencialmente. Esto permitiría mantener las condiciones operativas de la playa tanto para defensa del litoral, como para uso recreativo.

Agradecimientos

Agradecer al Servicio Provincial de Costas en Alicante (Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico) y Puertos del Estado por Proporcionar acceso a sus datos. Este trabajo fue financiado por la Comisión Europea a través del proyecto “Smart Control of the Climate Resilience in European Coastal Cities” (SCORE).

Referencias

- AMORES, A., MARCOS, M., CARRIO, D. S., y GOMEZ-PUJOL, L. (2020) "Coastal impacts of Storm Gloria over the north-western Mediterranean". *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2020, vol. 20, no 7, p. 1955-1968.
- ARAGONÉS POMARES, L., GARCÍA BARBA, J., GARCÍA BLEDA, E., LÓPEZ ÚBEDA, I., SERRA PERIS, J. C. (2015). "Beach nourishment on *Posidonia oceanica* : Case study of Poniente Beach (Benidorm, Spain)". *Ocean Engineering*, vol 107, p. 1-12
- ARAGONES, L., PAGAN, J. I., LOPEZ, M. P., y GARCIA-BARBA, J. (2016) "The impacts of Segura River (Spain) channelization on the coastal seabed", *Science of the Total Environment*, 2016, vol. 543, p. 493-504.
- BAKHTYAR, R., BARRY, D. A., LI, L., JENG, D. S., y YEGANEH-BAKHTIARY, A. (2009) "Modeling sediment transport in the swash zone: A review", *Ocean Engineering*, 2009, vol. 36, no 9-10, p. 767-783.
- BORETTO, G. M., ROUZAUT, S., CIOCCALE, M., GORDILLO, S., y BENITEZ, Y. (2018). "Dinámica costera y antropización en playas uruguayas. Un análisis integrado para su conservación", *Revista mexicana de ciencias geológicas*, 2018, vol. 35, no 3, p. 291-306.
- CHIVA, L., PAGAN, J. I., LOPEZ, I., TENZA-ABRIL, A. J., ARAGONES, L., y SANCHEZ, I. (2018). "The effects of sediment used in beach nourishment: Study case El Portet de Moraira beach", *Science of The Total Environment*, 2018, vol. 628, p. 64-73
- DE ZEEUW, R. C., DE SCHIPPER, M. A., ROELVINK, D., DE VRIES, S., y STIVE, M. J. (2012). "Impact of nourishments on nearshore currents and swimmer safety on the Dutch coast", *COASTAL ENGINEERING*, 2012, p. 2.
- ECOLEVANTE. (2006). "Estudio Ecocartográfico Del Litoral de Las Provincias de Alicante y Valencia." General Service of Coasts of the State, Madrid.
- FEAL-PEREZ, A., BLANCO-CHAO, R., FERRO-VAZQUEZ, C., MARTINEZ-CORTIZAS, A., y COSTA-CASAI, M. (2014). "Late-Holocene storm imprint in a coastal sedimentary sequence (Northwest Iberian coast)", *The Holocene*, 2014, vol. 24, no 4, p. 477-488.




- FEMENIA-SERRA, F., y IVARS-BAIDAL, J. A. (2021). "Do smart tourism destinations really work? The case of Benidorm", *Asia Pacific Journal of Tourism Research*, 2021, vol. 26, no 4, p. 365-384.
- ISA, A.M.H. (2005). "La Organización Meteorológica Mundial (OMM)." http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/019674/BajaRes/BLTN_543BajaRes.pdf. [Consulta: 10 de octubre de 2022]
- JACKSON, D. W. T., COOPER, J. A. G., y DEL RIO, L. (2005). "Geological control of beach morphodynamic state", *Marine Geology*, 2005, vol. 216, no 4, p. 297-314.
- JIN, D., HOAGLAND, P., y ASHTON, A. D. (2022). "Risk averse choices of managed beach widths under environmental uncertainty", *Natural Resource Modeling*, 2022, vol. 35, no 1, p. e12324.
- KING, P. (2006). *The Economics of Regional Sediment Management in Ventura and Santa Barbara Counties: A Pilot Study* Interim Report To The Coastal Sediment Management Workgroup. San Francisco State University
- KLEIN, A. H., FERREIRA, Ó., DIAS, J. M., TESSLER, M. G., SILVEIRA, L. F., BENEDET, L., DE MENEZES, J. T., y DE ABREU, J. G. (2010). "Morphodynamics of structurally controlled headland-bay beaches in southeastern Brazil: A review". *Coastal Engineering*, 2010, vol. 57, no 2, p. 98-111.
- LÓPEZ, M., LÓPEZ, I., ARAGONÉS, L., SERRA, J. C., y ESTEBAN, V. (2016). "The erosion on the east coast of Spain: Wear of particles, mineral composition, carbonates and Posidonia oceanica", *Science of the Total Environment*, 2016, vol. 572, p. 487-497.
- MARTIN, S., TEMPLE, N., PALINO, G., CEBRIAN, J., y SPARKS, E. (2021). "The effects of large-scale breakwaters on shoreline vegetation", *Ecological Engineering*, 2021, vol. 169, p. 106319.
- MISHRA, M., CHAND, P., PATNAIK, N., KATTEL, D. B., PANDA, G. K., MOHANTI, M., BARUAH, U. D., CHANDNIHA, S. K., ACHARY, S., y MOHANTY, T. (2019). "Response of long-to short-term changes of the Puri coastline of Odisha (India) to natural and anthropogenic factors: a remote sensing and statistical assessment", *Environmental Earth Sciences*, 2019, vol. 78, no 11, p. 1-23.
- MOPT (1991). "Proyecto de Liquidación de Obras de Emergencia de La Playa de Poniente de Benidorm (Alicante)." General Service of Coasts of the State, Madrid.
- MORALES-MÁRQUEZ, V., ORFILA, A., SIMARRO, G., GÓMEZ-PUJOL, L., ÁLVAREZ-ELLACURÍA, A., CONTI, D., GALÁN, A., OSORIO, A. F., y MARCOS, M. (2018). "Numerical and remote techniques for operational beach management under storm group forcing", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2018, vol. 18, no 12, p. 3211-3223.
- MORGAN, R. (1999). "Preferences and priorities of recreational beach users in Wales, UK", *Journal of Coastal Research*, 1999, p. 653-667.
- OJEDA ZÚJAR, J., FÉRNANDEZ NÚÑEZ, M., PRIETO CAMPOS, A., PÉREZ ALCÁNTARA, J. P., y VALLEJO VILLALTA, I. (2010). "Levantamiento de líneas de costa a escala de detalle para el litoral de Andalucía: criterios, modelo de datos y explotación", *Congreso Nacional de Tecnologías de la Información Geográfica* (14. 2010. Sevilla) (2010), p 324-336. Universidad de Sevilla, 2010.
- PAGÁN, J. I., ARAGONÉS, L., TENZA-ABRIL, A. J., y PALLARÉS, P. (2016). "The influence of anthropic actions on the evolution of an urban beach: Case study of Marineta Cassiana beach, Spain", *Science of the Total Environment*, 2016, vol. 559, p. 242-255.
- SENECHAL, N., COCO, G., CASTELLE, B., y MARIEU, V. (2015). "Storm impact on the seasonal shoreline dynamics of a meso-to macrotidal open sandy beach (Biscarrosse, France)", *Geomorphology*, 2015, vol. 228, p. 448-461.
- SHORT, A. D., y JACKSON, D. W. T. (2013). "Beach morphodynamics", *Treatise on Geomorphology*, 2013, p. 106-129
- TRENHAILE, A. S. (2004). "Modeling the accumulation and dynamics of beaches on shore platforms", *Marine Geology*, 2004, vol. 206, no 1-4, p. 55-72.
- TROS-DE-ILARDUYA FERNÁNDEZ, M. (2013). "Temporales marítimos y borrascas atlánticas en la provincia de Alicante: el caso de Benidorm", *Estudios geográficos*, 2013, vol. 74, no 274, p. 287-310.

- TSIMPLIS, M. N., WOOLF, D. K., OSBORN, T. J., WAKELIN, S., WOLF, J., FLATHER, R., SHAW, A. G. P., WOODWORTH, P., CHALLENGER, P., BLACKMAN, D., PERT, F., YAN, Z., y JEVREJEVA, S. (2005). "Towards a vulnerability assessment of the UK and northern European coasts: the role of regional climate variability", *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 2005, vol. 363, no 1831, p. 1329-1358.
- WIGGINS, M., SCOTT, T., MASSELINK, G., RUSSELL, P., y MCCARROLL, R. J. (2019). "Coastal embayment rotation: Response to extreme events and climate control, using full embayment surveys", *Geomorphology*, 2019, vol. 327, p. 385-403.
- WRIGHT, L. D., y SHORT, A. D. (1984). "Morphodynamic variability of surf zones and beaches: a synthesis", *Marine geology*, 1984, vol. 56, no 1-4, p. 93-118.
- YOSHIKAWA, S., y NEMOTO, K. (2010). "Seasonal variations of sediment transport to a canyon and coastal erosion along the Shimizu coast, Suruga Bay, Japan", *Marine Geology*, 2010, vol. 271, no 1-2, p. 165-176.

Progresión del daño de diques en talud. Crítica de la fórmula de Van der Meer

Damage progression on rubble mound breakwaters. Criticism of Van der Meer's formula

María Clavero^a, Pilar Díaz-Carrasco^b y Miguel A. Losada^c

^a Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada , mclavero@ugr.es; ^b Instituto del Transporte y Territorio, Universitat Politècnica de València , pdiacar@upvnet.upv.es, y ^c Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada , mlosada@ugr.es

How to cite: Clavero, M., Díaz-Carrasco, P. y Losada, M. A.. 2022. Progresión del daño de diques en talud. Crítica de la fórmula de Van der Meer. En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, mayo 2022.

Abstract

The main function of maritime works is to protect harbours and coasts from wave action. Among the different types of maritime works, the most common is the rubble-mound breakwater. Nowadays, the Recommendations for Maritime Works recommend including repair and maintenance costs in the project costs, so it is necessary to study the evolution of damage in rubble mound breakwaters in order to evaluate the costs associated with their repair. This work includes a review of experimental data from some of the authors who have analysed the stability of breakwaters and the evolution of damage. It has been verified that the relative wave depth, generally disregarded as a fundamental parameter in previous studies, affects the stability of breakwaters, so that stability formulas must include it. Thus, the study of mean damage evolution at any instant and for an arbitrary storm surge is not closed, being one of the aspects on which research efforts in the field of rubble mound breakwaters should focus.

Keywords: rubble mound breakwater, stability, average damage, damage evolution, relative water depth, wave steepness, alternate similarity parameter.

Resumen

La función principal de las obras marítimas es proteger los puertos y las costas de la acción del oleaje. Dentro de los diferentes tipos de obras marítimas, la más común para la protección de la costa y para la creación de áreas abrigadas es el dique en talud. Hoy día las Recomendaciones para Obras Marítimas recomiendan incluir los costes de reparación y mantenimiento en los costes del proyecto, por lo que es necesario estudiar la evolución del daño en diques rompeolas para poder evaluar los costes asociados a su reparación. Este trabajo incluye la revisión de datos experimentales de algunos de los autores que han analizado la estabilidad de diques rompeolas y la evolución del daño. Se ha verificado que la profundidad relativa del oleaje, generalmente despreciado como parámetro fundamental en estudios previos, afecta a la estabilidad de los diques rompeolas, por lo que las fórmulas de estabilidad deben incluirlo. Así, el estudio de la evolución del daño medio en un instante cualquiera y para un temporal de oleaje arbitrario no está aún cerrado, siendo uno de los aspectos en los que deben centrarse los esfuerzos de investigación en materia de diques rompeolas.

Palabras clave: dique rompeolas, estabilidad, daño medio, evolución del daño, profundidad relativa, peralte, parámetro de similitud alternativo.

1. Introducción

La función principal de las obras marítimas es proteger los puertos y las costas de la acción del oleaje. Son un tipo importante de infraestructura costera y portuaria por su funcionalidad, así como por su coste, complejidad de diseño e impacto ambiental y socioeconómico. Se estima que cerca de un 40% de la población mundial vive a menos de 100 km de la costa, viviendo además aproximadamente un 10% a menos de 10 metros sobre el nivel del mar (Hauer et al, 2021).

En España, con aproximadamente 8.000 km de costa (más de 3.000 km de playas), el sector turístico aporta de media el 12% del Producto Interior Bruto del país. En las regiones donde el turismo de "sol y playa" es el prioritario, este porcentaje es aún mayor: el 35% en Canarias o el 45% en Baleares. Además, cerca de la mitad de los 8000 km de costa de España están ocupados por actividades humanas. En la actualidad, el efecto del cambio climático y la asociada subida del nivel del mar pone en duda este modelo territorial. Esta situación supone un reto para la protección, adaptación y mitigación de la erosión del litoral, que requiere una adecuada cuantificación de la resiliencia de las estructuras. Estas nuevas demandas exigen una nueva filosofía de la ingeniería costera y oceánica en relación con el impacto socioeconómico y medioambiental de las intervenciones humanas (Baquerizo y Losada, 2008; Losada et al., 2009). Dentro de los diferentes tipos de obras marítimas, las más comunes para la protección de la costa y, en algunos casos, para la creación de áreas a brigadas, es el dique en talud o dique rompeolas de escollera.

Las bases de los proyectos de obras marítimas en España están recogidas en las Recomendaciones para Obras Marítimas, publicadas por Puertos del Estado. Estas Recomendaciones proporcionan un amplio marco conceptual para el diseño, la construcción, la conservación, el mantenimiento y la desmantelación de las obras marítimas (ROM 0.0, 2001). Desde la publicación de las Recomendaciones para Proyectos de Construcción de Escolleras (ROM 1.1) en 2018, se deben vincular las recomendaciones técnicas (ROM) con las recomendaciones económicas (MEIPOR) en un sistema de optimización dual técnico-económica, sujeto a los requisitos de seguridad y operatividad, así como a los requisitos de inversión económico-financiera, y supeditados a un análisis de riesgo y sensibilidad aceptable. Este sistema de optimización dual obliga a incluir los costes de reparación y mantenimiento en los costes del proyecto, por lo que es necesario estudiar la evolución del de las obras marítimas para poder evaluar los costes asociados a su reparación.

Van der Meer (1987) propuso una fórmula para el estudio de la estabilidad de diques rompeolas, basada en las variables de gobierno ($H_s, T_m, N_w, h, D_{n50}, \Delta_s, \alpha$): altura significativa y periodo medio del oleaje, número de olas, profundidad de agua a pie de dique, diámetro nominal y densidad relativa de las piezas del manto principal y ángulo de inclinación del talud, respectivamente. En base a estas variables de gobierno seleccionó un funcional de variables adimensionales, obteniendo finalmente una fórmula de estabilidad como una relación funcional de dichas variables adimensionales:

$$f\left(\frac{H_s}{\Delta_s D_{n50}}, \frac{S_d}{(N_w^{0.5})}, \xi_m, P, \cot \alpha\right) = 0 \quad (1)$$

El primer monomio corresponde a la definición del número de estabilidad N_s ; el segundo relaciona el nivel de daño (S_d) con el número de olas (o duración del ensayo); el tercer monomio corresponde con el Número de Iribarren o parámetro de similitud, que relaciona la pendiente del talud con el peralte de la ola; el cuarto es el denominado factor de permeabilidad, P , establecido para cada tipología.

En un artículo reciente, Van der Meer (2021) reanalizó su propia fórmula, proponiendo un nuevo monomio adimensional, denominado número de estabilidad relativo:

$$\frac{N_s}{(S_d^*)^{0.2}}, \text{ donde } S_d^* = \frac{S_d}{(N_w^{0.5})} \quad (2)$$

Melby y Kobayashi (1998) propusieron un método de evaluación de la progresión del daño en diques rompeolas, en el que la fórmula empírica de Van der Meer (1987) se modificó para predecir el daño medio e incluir los efectos

acumulativos de las condiciones de los temporales anteriores. Así, a partir de la expresión para el cálculo del número de estabilidad N_s (ecuación 3), se propuso la fórmula para la predicción del daño S (ecuación 4):

$$N_s = C_N 6.2^{PQ(0.18P.0.065)} (\cot \theta)^{0.25Q} \left(\frac{\bar{S}}{\sqrt{N_w}} \right)^{0.2} \quad (3)$$

$$\bar{S} = a_s N_s^5 \left(\frac{t}{T_m} \right)^b, N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \quad (4)$$

donde a y b son coeficientes empíricos, t es la duración del ensayo y T_m el periodo medio. A partir del ratio de incremento de daño, Melby y Kobayashi finalmente expusieron una fórmula para evaluar el daño medio en un instante cualquiera t (ecuación 5):

$$\bar{S}(t) = \bar{S}(t_n) + a_s N_s^5 T_m^{-b} (t^b - t_n^b) \text{ para } t_n \leq t \leq t_{n+1} \quad (5)$$

Matemáticamente, el daño acumulativo se puede expresar siguiendo el modelo propuesto por Castillo et al (2012), pero es necesario adaptar este modelo a un concepto general, por lo que hay que hacer un nuevo esfuerzo para mejorar y desarrollar ecuaciones de daño más completas.

2. Revisión de resultados experimentales previos

Losada (2021) reanalizó los datos de Van der Meer (1987) siguiendo el método clásico de análisis dimensional, destacando la incertidumbre asociada a el papel de la profundidad relativa h/L en la evolución del daño, la interacción de la profundidad relativa h/L y el peralte del oleaje H_s/L y la dependencia de la evolución del daño, y la técnica experimental. Además, los datos experimentales muestran que el ángulo del talud interviene de forma diferencial en la evolución del daño.

En esta sección se incluye la revisión de datos experimentales de algunos de los autores que han analizado la estabilidad de diques rompeolas, así como la evolución del daño.

2.1. Van der Meer (1987)

La Figura 1 muestra un espacio experimental de datos experimentales, en el que el eje x es el logaritmo del peralte de la ola, y el eje y el logaritmo de la profundidad relativa (Díaz-Carrasco et al, 2020). Los datos incluidos corresponden a los ensayos de Van der Meer (1987), para núcleo impermeable e inclinación del talud 1:3. El espacio experimental sirve para analizar la técnica experimental empleada, en este caso se observa que los ensayos se realizaron manteniendo el periodo constante y aumentando la altura de ola, lo que deriva en tandas de ensayos que “forman” líneas horizontales (profundidad relativa constante, peralte ascendente).

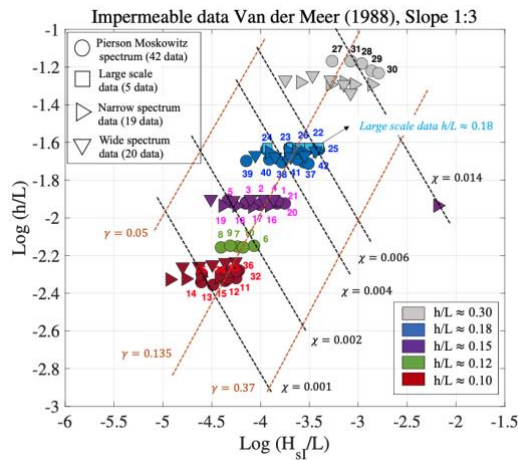


Fig. 1 Espacio muestral de los datos de Van der Meer (1987). Fuente: Losada et al (2022)

La Figura 1 incluye también las líneas que marcan valores constantes de la profundidad relativa ($\gamma = H/h$, líneas naranjas discontinuas), que al ser la profundidad constante muestran los ensayos que tienen la misma altura de ola a pie de dique. Además, las líneas negras discontinuas muestran puntos de valor constante del parámetro de similitud alternativo $\chi = (h/L)(H/L)$, que indica puntos con tipos de rotura de ola similares (Moragues, 2021).

Para el mismo grupo de ensayos (núcleo impermeable y talud 1:3), se muestra en la Figura 2 la relación entre el parámetro de similitud ξ_m y el parámetro de estabilidad relativo (Van der Meer, 2021). La línea naranja muestra el resultado de la fórmula de Van der Meer. Puede observarse como la fórmula se ajusta adecuadamente a los datos para roturas en voluta, mientras que a medida que aumenta el parámetro de similitud (hacia roturas en colapso) la dispersión de los datos aumenta, empeorando el ajuste a la fórmula.

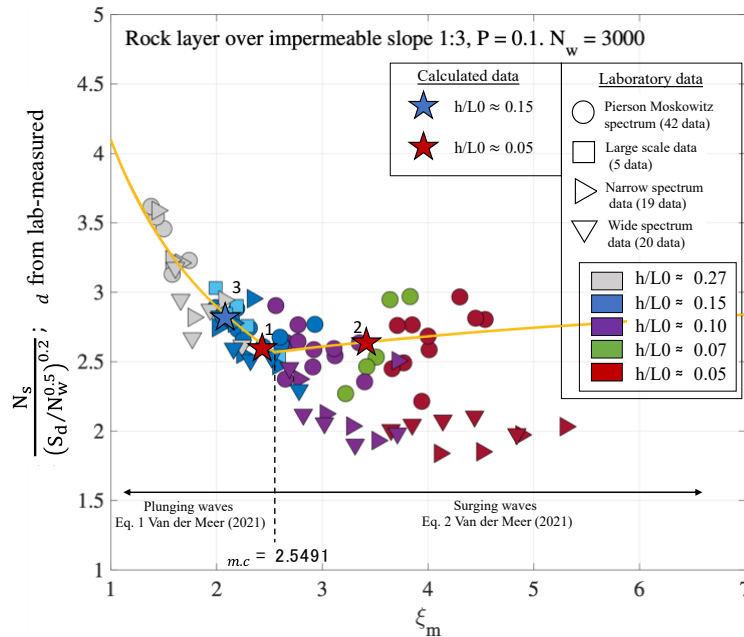


Fig. 2 Aplicación de la fórmula de Van der Meer. Fuente: Losada et al (2022)

Se concluye de este reanálisis que el parámetro de similitud no es un parámetro suficiente para determinar la estabilidad del talud. La profundidad relativa del agua no puede despreciarse. Ambos son necesarios para predecir la interacción espacial y temporal del oleaje-estructura.

2.2. Melby y Kobayashi (1998)

Tras constatar que no se disponía de un método de predicción de los daños acumulados en diques de escollera para secuencias de tormentas, además de analizarse sólo el daño medio en estudios anteriores, Melby y Kobayashi (1998) plantearon una nueva serie de ensayos. Llevaron a cabo tres ensayos de olas irregulares de larga duración, en canal de oleaje, sobre un modelo de dique en talud con núcleo, manto secundario y manto principal (Figura 3).

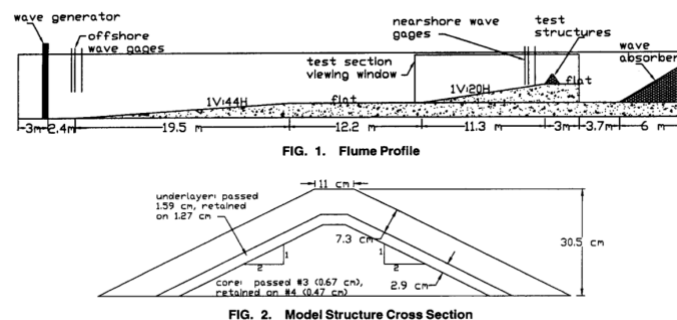


Fig. 3 Dispositivo experimental de los ensayos de Melby y Kobayashi. Fuente: Melby y Kobayashi (1998)

La Figura 4 muestra el espacio experimental de los ensayos realizados por Melby y Kobayashi. Se puede observar que el rango experimental que cubren los ensayos es muy reducido, estando todos los ensayos enmarcados en un rango de profundidad reducida de $0.064 < \frac{h}{L} < 0.11$, y con un rango de peraltes de $0.018 < \frac{H}{L} < 0.14$. Así, se estima que los ensayos se han realizado bajo el mismo tipo de rotura de oleaje.

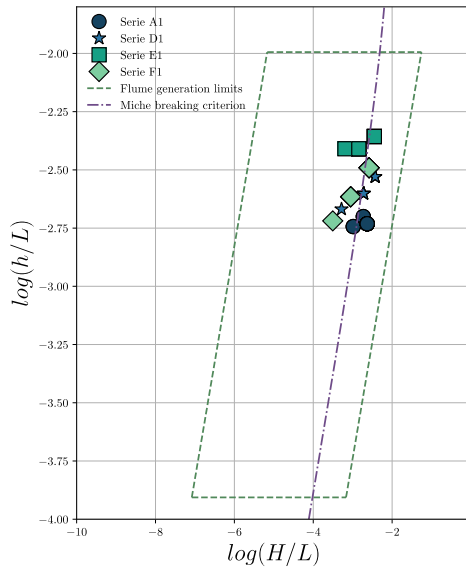


Fig. 4 Espacio muestral de los datos de Melby y Kobayashi (1998)

Por otro lado, en la Figura 5 puede observarse el procedimiento experimental seguido por los autores, en el que las series de oleaje se mantuvieron hasta la aparición del fallo (manto secundario visible), haciendo tandas por encima de las 20.000 olas.

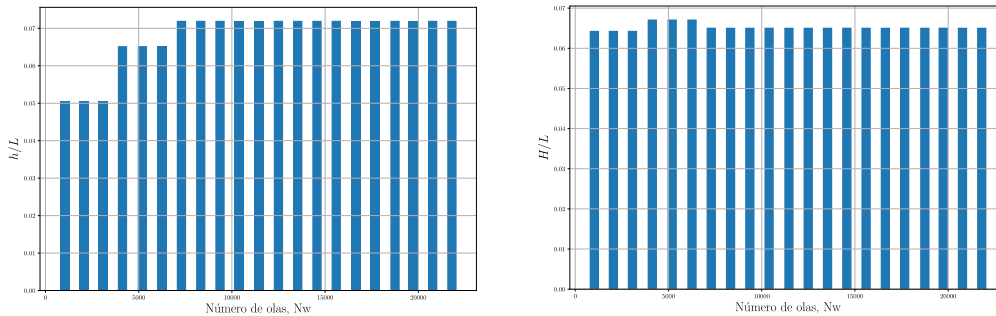


Fig. 4 Número de olas frente a h/L y H/L , datos de Melby y Kobayashi (1998), serie A'

Finalmente, la Figura 5 representa la evolución del daño en las diferentes series de ensayos realizadas por Melby y Kobayashi (A', D', E' y F'). Los datos se organizan por rangos de profundidad relativa así como por rangos de peralte, mostrando cómo el valor del daño acumulado depende no sólo del peralte, sino también de la profundidad relativa. Se concluye nuevamente que es un parámetro que no debe obviarse.

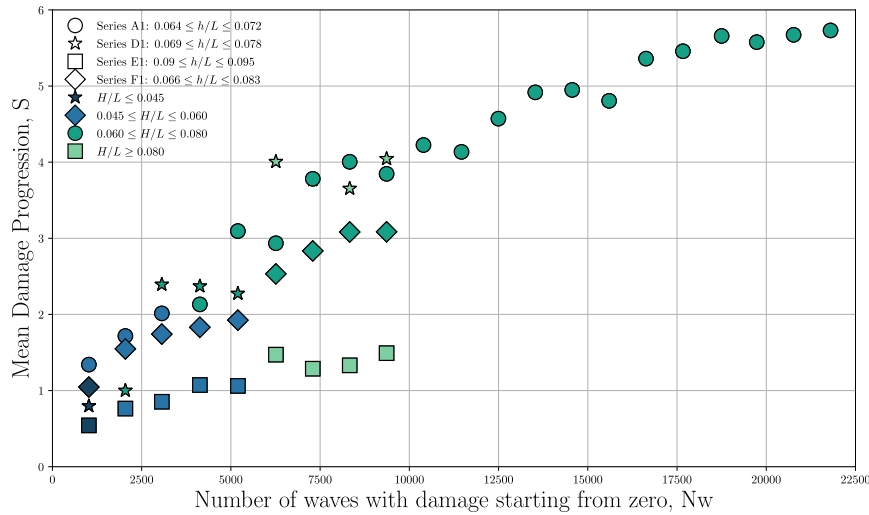


Fig. 5 Evolución del daño en los ensayos de Melby y Kobayashi (1998) organizados por rangos de h/L y H/L

2.3. Vidal et al (2006)

Para evaluar la capacidad de los descriptores de altura de ola para predecir la evolución del daño, Vidal et al (2006) realizaron ensayos de estabilidad con olas regulares e irregulares. En esta ocasión el procedimiento experimental consistió en ensayar tandas de oleaje con parámetro de similaridad constante ($\xi=2.5$ y $\xi=3.5$), por lo tanto aumentando periodo y altura de ola, realizando 500 olas por estado de mar y midiendo deformación tras cada uno de ellos. La tanda de ensayos finalizaba al llegarse a la aparición del fallo (manto secundario visible). Si se representan los estados de mar de ensayo realizados en el espacio muestral (Figura 6), puede observarse cómo, a pesar de planificar ensayos con ξ constante (H/L constante), los datos reales muestran que esa premisa no se mantuvo, ya que los datos deberían aparecer como líneas verticales.

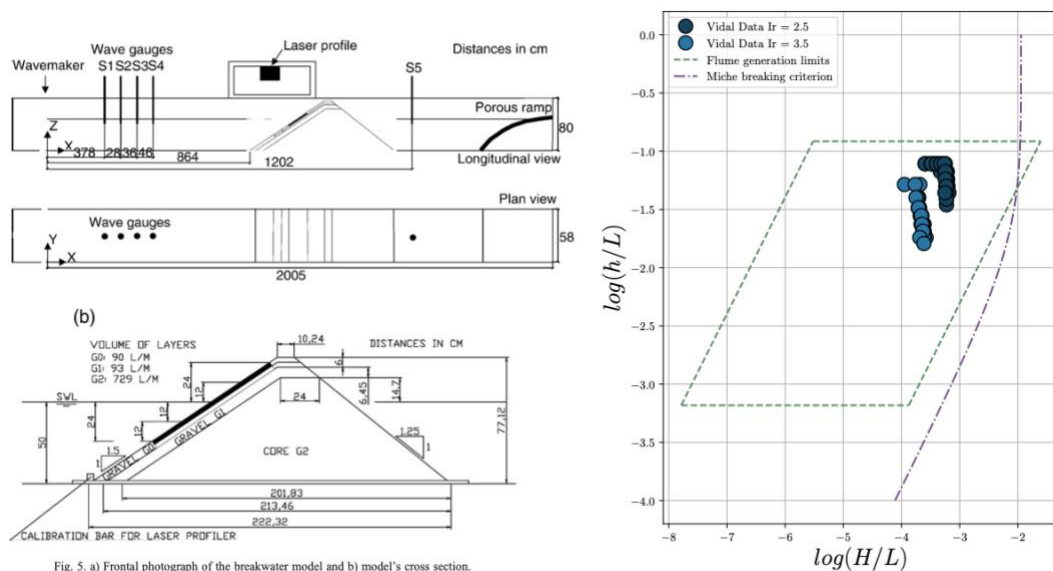


Fig. 6 Dispositivo experimental y espacio muestral de los datos de Vidal et al (2006)

Siguiendo el mismo procedimiento que en el apartado anterior, se han representado los datos de daño adimensionalizado S frente al número de olas de todos los ensayos realizados por Vidal et al (2006), separando los dos grupos de ensayos correspondientes a $\xi=2.5$ y $\xi=3.5$ (Figura 7). Nuevamente puede observarse que los datos se agrupan siguiendo rangos de profundidad relativa.

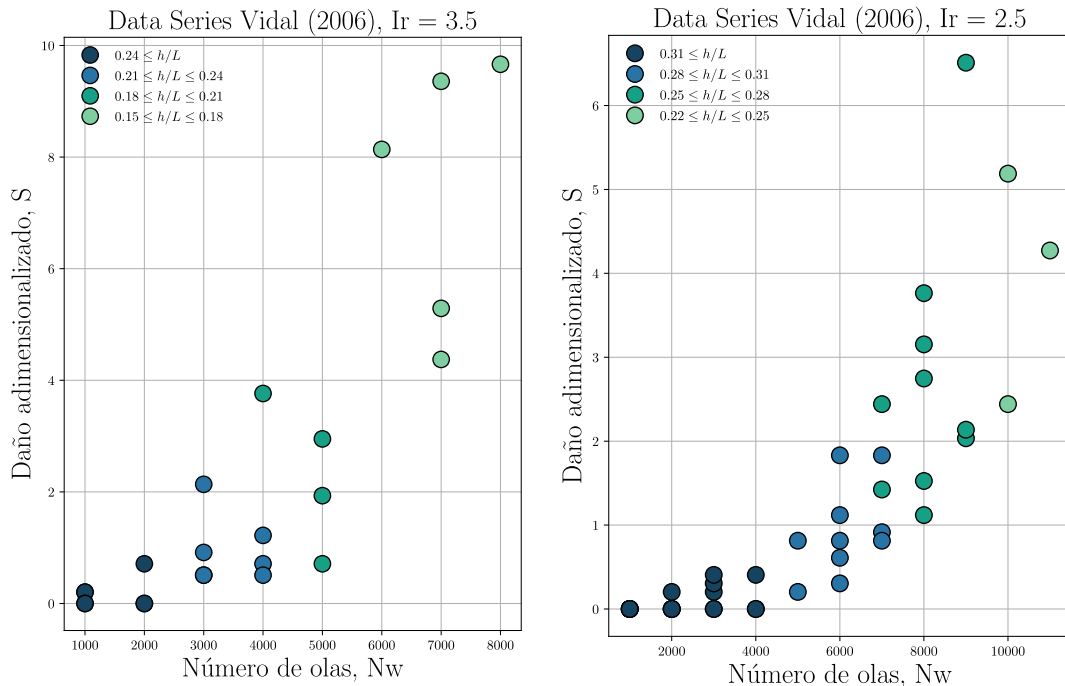


Fig. 7 Evolución del daño en los ensayos de Vidal et al (2006) organizados por rangos de h/L

3. Discusión

A pesar de los esfuerzos dedicados durante décadas por numerosos investigadores al estudio de la evolución del daño en diques en talud, actualmente se sigue trabajando con fórmulas cuya validez y rango de aplicación no deben ser considerados extensibles a todas las situaciones de diseño. Así, la fórmula para evaluar la evolución del daño en un instante de tiempo (ecuación 5), basada en la relación entre daño medio y número de estabilidad (ecuación 3), parte inicialmente de unos ensayos que, por un lado (1) cubren un rango pequeño del espacio muestral y (2) no tienen en cuenta parámetros que influyen en el comportamiento del daño, como es la profundidad relativa.

Por ello, la evaluación del daño medio en un instante y para un temporal de oleaje arbitrario debe ser evaluado de la siguiente manera:

$$\bar{S}(t) = \bar{S}(t_n) + \psi_n \left(\frac{h}{L}, \frac{H_S}{L} \right) T_m^{-b} (t^b - t_n^b) \quad \text{para } t_n \leq t \leq t_{n+1} \quad (6)$$

La función ψ_n debe depender como mínimo de la profundidad relativa h/L y el peralte H/L, pero es esperable que también deba depender de todos los demás parámetros involucrados en la estabilidad del dique, como puede ser la anchura relativa B/L, el tamaño relativo de pieza del manto principal D_{n50}/L . Así, los próximos pasos en el análisis de la evolución del daño deben encaminarse a encontrar la función ψ_n .

Para ello, será necesario abordar nuevos trabajos experimentales donde será crucial mantener correctamente las similitudes modelo-prototipo, en sus tres componentes:

- Similitud de la progresión de la ola sobre el talud
- Similitud del flujo en el medio poroso
- Similitud mecánica

No es posible cumplir simultáneamente las tres similitudes en un único diseño experimental. Por lo tanto, hay que adoptar algunas suposiciones y simplificaciones. Además, deben considerarse todos los principales parámetros no dimensionales necesarios para describir las tres similitudes. Omitir sólo uno de ellos (h/L o B/L), o añadir un

parámetro inadecuado aumentaría la incertidumbre epistémica y penalizaría la validez y el rango de aplicación de la fórmula desarrollada.

4. Conclusiones

Del reanálisis efectuado a los ensayos de estabilidad de diques rompeolas previamente publicados puede concluirse que:

- Se ha mostrado que la profundidad relativa afecta a la estabilidad de los diques rompeolas, por lo que las fórmulas de estabilidad deben incluir este parámetro.
- Una de las fórmulas más ampliamente empleadas, la fórmula propuesta por Van der Meer (1987), no contiene toda la información necesaria para un estudio de análisis de la progresión del daño.
- Los ensayos de laboratorio para estudiar la estabilidad de diques deben mantener las similitudes de progresión del flujo sobre el talud, flujo en el medio poroso y comportamiento mecánico, de tal manera que el ensayo en modelo reducido sea representativo de la naturaleza.
- El estudio de la evolución del daño medio en un instante cualquiera y para un temporal de oleaje arbitrario no está aún cerrado, siendo uno de los aspectos en los que deben centrarse los esfuerzos de investigación en materia de diques rompeolas.

5. Agradecimientos

Este trabajo está financiado por el proyecto “Análisis dimensional y desarrollo experimental para el diseño de obras marítimas siguiendo la ROM1.1-18 - ROMPEOLAS”, Ref. PID2019-107508GB-I00/SRA/10.13039/501100011033, Ministerio de Economía y Competitividad. El tercer autor está parcialmente financiado por el Programa de Mentorización del Profesorado Emérito de la Universidad de Granada.

Referencias




- BAQUERIZO, A., LOSADA, M. A. (2008). Human interaction with large scale coastal morphological evolution. An assessment of the uncertainty, *Coastal Engineering*, 55, 569-580.
- BATTJES, J. A. (1974). Surf similarity. En: *Proceedings of 14th Conference on Coastal Engineering*. Copenhagen, Dinamarca. Ed. ASCE. P. 466-480.
- DIAZ-CARRASCO, P., MORAGUES, M.V., CLAVERO, M., LOSADA, M. A. (2020). 2D water-wave interaction with permeable and impermeable slopes: Dimensional analysis and experimental overview. *Coastal Engineering*, 158, 103682.
- HAUER, M.E., HARDY, D., KULP, S.A., MUELLER, V., WRATHALL, D. J., CLARCK, P. U. (2021) Assessing population exposure to coastal flooding due to sea level rise. *Nature Communications*, 12, 6900
- MELBY, J.A.; KOBAYASHI, N. (1988). Damage progression on breakwaters. In *Proceedings of the 26th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Copenhagen, Denmark, 22–26 June 1988; Volume 2, pp. 1884–1897.
- LOSADA, M. A., BAQUERIZO, A., SANTIAGO, J. M., ÁVILA, A., MORENO, I., ORTEGA-SÁNCHEZ, M. (2009). Sea level variability and coastal evolution. In *Coastal Engineering 2008*, pp. 2077-2085.
- LOSADA, M.A. (2021). Method to asses the interplay of slope, relative water depth, wave steepness and sea state persistence in the progression of damage to the rock layer over impermeable dikes. *Ocean Engineering*, 239, 109904
- LOSADA, M.A., DÍAZ-CARRASCO, P., CLAVERO, M. (2022). Do Rock Design Formulas Based on Wave Flume Experiments Reliably Model Their Performance at Sea?. *Journal of Marine Science and Engineering*, 10, 487.
- MORAGUES, M.V., LOSADA, M.A. (2021). Progression of Wave Breaker Types on a Plane Impermeable Slope, Depending on Experimental Design. *Journal of Geophysical Research Oceans*, 126, e2021JC017211.
- ROM 0.0-01. (2001). *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Puertos del Estado.

- ROM 1.1-18. (2018). *Recomendaciones para el proyecto de construcción de diques de abrigo*. Puertos del Estado.
- VAN DER MEER, J. W. (1987). Stability of breakwater armor layers design formulae. *Coastal Engineering*, 11,219-239.
- VAN DER MEER, J.W. (2021). Rock Armour Slope Stability under Wave Attack; the Van der Meer Formula revisited. *Journal of Coastal and Hydraulic Structures*, 8, 1–24.
- VIDAL, C., MEDINA, R., LOMÓNACO, P. (2006). Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters. *Coastal Engineering*, 53, 711-722.

Revisión de las fórmulas de remonte y descenso por un talud

Formulae evaluation for runup and rundown in a slope

Miguel Santamaría^a, María Clavero^b y Miguel A. Losada^c

^a Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada  miguelsancer@ugr.es; ^b Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada , mclavero@ugr.es; ^c Instituto Interuniversitario de Investigación del Sistema Tierra en Andalucía (IISTA), Universidad de Granada , mlosada@ugr.es

How to cite: Santamaría, M., Clavero, M. y Losada, M. A.. 2022. Revisión de las fórmulas de remonte y descenso por un talud. En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, mayo 2022.

Abstract

In recent years, as global warming has intensified and the sea level has risen, coastal protection finds new challenges to adapt and mitigate. Following the research by Moragues (2021), who ran tests on a 1:10 slope, and basing our study on the alternative similarity parameter χ instead of the Iribarren number, we present a new methodology to quantify the runup and rundown taking into account the effects of the relative water depth, studying the effects of edge waves, generation and other aspects that can influence the measurements. Moreover, the research is supported by an experimental campaign on a 1:5 slope on the CIAO Wave-flume, as well as the data from Moragues (2021)

Keywords: runup, rundown, impermeable slopes, edge wave, relative water depth, wave steepness, alternate similarity parameter.

Resumen

En los últimos años, con el aumento del calentamiento global y la subida del nivel del mar, la protección de las costas se enfrenta a nuevos retos de adaptación y mitigación. Siguiendo la investigación de Moragues 2021, que realizó ensayos con una pendiente de 1:10, y basando nuestro estudio en el parámetro alternativo de similitud χ en lugar del número de Iribarren, presentamos una nueva metodología para cuantificar el runup y el rundown teniendo en cuenta los efectos de la profundidad relativa, estudiando los efectos de las ondas de borde, la generación y otros aspectos que pueden influir en las medidas. Además, la investigación se apoya en una campaña experimental en un talud 1:5 en el canal de oleaje del CIAO, así como los datos de Moragues (2021).

Palabras clave: runup, rundown, rampa impermeable, ondas de borde, profundidad relativa, peralte, parámetro alternativo de similitud

1. Introducción

Alrededor del 40% de la población mundial se asienta directamente en la costa. En España, esto significa que alrededor de 19 millones de personas viven en el litoral. A medida que el calentamiento global se intensifica y el nivel del mar aumenta, se producirán más fenómenos extremos que pondrán en riesgo las actividades humanas que se desarrollan en estas zonas. Esto supone un reto para las medidas de protección, adaptación y mitigación de

la costa, que requieren una adecuada cuantificación de la resiliencia de las estructuras, así como conocer y limitar su incertidumbre intrínseca y epistémica.

En este sentido, los diques en talud son de los más empleados por su capacidad de romper o disipar la energía del oleaje, y por la amplia variedad de materiales y tamaños de piezas que pueden emplearse para construirlos. El comportamiento hidrodinámico de estas estructuras costeras depende de los regímenes cinemático y dinámico, así como de la transformación del oleaje incidente cuando interactúa con la estructura. Para su cuantificación se deben considerar la conservación de energía, conservación de masa y conservación del momento.

Las fórmulas de diseño actuales se basan en el trabajo de Battjes (1974) y están calibradas en el laboratorio. Su formato es una función potencial del Número de Iribarren:

$$Ir = \tan\alpha / \sqrt{H_I/L} \quad (1)$$

que se utiliza como parámetro de similitud dinámica.

La mayoría de éstas fórmulas se describen mediante variables adimensionales seleccionadas basándose en fundamentos experimentales y no en el análisis dimensional. Estas fórmulas utilizan una amplia base de datos experimentales y se calibran coeficientes para ajustar las fórmulas, mezclando y añadiendo variables sin un análisis dimensional previo. Además, las fórmulas obtenidas se derivan de experimentos realizados con condiciones, dispositivos experimentales y metodología muy específicos.

Sin embargo, estudios recientes como Díaz-Carrasco et al. (2019, 2020) para la transformación de la energía del oleaje, Moragues et al. (2020) para los tipos de rotura, Moragues (2021) para el runup (remonte) y rundown (descenso), y Losada (2021) para la progresión del daño, han utilizado el análisis dimensional para mejorar el estudio de las fórmulas de diseño. El análisis dimensional muestra que la profundidad relativa del agua no puede ser ignorada como autores anteriores habían asumido desde el trabajo de Battjes (1974) y que sus efectos en el comportamiento de los diques en talud no pueden ser ignorados. Además, propusieron:

$$\chi = \frac{h}{L} \frac{H_I}{L} \quad (2)$$

como un parámetro de similitud alternativo.

Este artículo se centra en la cuantificación del runup y rundown en taludes impermeables, examinando los efectos de la profundidad relativa del agua. Para ello seguimos el trabajo de Moragues (2020) en el que se realizaron mediciones del runup y rundown para un talud impermeable 1:10. Además, se han realizado ensayos adicionales en una pendiente impermeable de talud 1:5. Todas ellas en el canal de oleaje del CIAO de la Universidad de Granada.

El objetivo de este trabajo es mejorar la metodología experimental en el laboratorio, estudiando algunos de los factores relevantes que pueden afectar a las medidas: generación, ondas de borde, rango de valores, dimensiones del canal, etcétera, incluyendo además la profundidad relativa del agua como parámetro adimensional para el análisis de los resultados, y examinando el efecto de la pendiente en la evolución del runup y rundown del oleaje.

2. Conocimientos previos

En esta sección se hace una revisión de resultados, conceptos y formulaciones anteriores que sirven de base para este trabajo.

2.1. Antecedentes

En el trabajo de Battjes (1974) se definió el parámetro de similitud del oleaje, que posteriormente se conocería como número de Iribarren. En su artículo, desarrolla una formulación en la que el tipo de rotura, el runup, el rundown, y la reflexión dependen únicamente del número de Iribarren. Se define:

$$X = f\left(\alpha, \frac{H}{L_0}, \frac{d}{L_0 Re}\right) \approx f\left(\alpha, \frac{H}{L_0}\right) \approx f(Ir) \quad (3)$$

y el número de Iribarren se define como:

$$Ir = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad (4)$$

Battjes asumió que la profundidad relativa no era un parámetro relevante basándose en fundamentos empíricos y no teóricos. Las investigaciones posteriores siguieron esta idea, desarrollando fórmulas con el formato propuesto por Van der Meer (1987) para la evolución de daño. La mayoría de estas fórmulas se obtuvieron con unas condiciones de ensayo y una metodología muy específicas, no pudiendo obtenerse a veces la imagen completa del problema.

Sólo algunos autores como Ahrens et al. (1994) o Hughes (2004) han planteado el uso de la profundidad relativa como un parámetro relevante. Sin embargo, no se ha tenido en cuenta hasta fechas recientes. Los estudios de Díaz-Carrasco et al. (2019, 2020) Moragues (2021; 2020) Losada (2021) muestran, basados en el análisis dimensional, que la profundidad relativa del agua no puede ser ignorada, y que es un parámetro relevante que caracteriza los procesos en el talud.

Además, encuentran que el parámetro χ definido como $\chi = \frac{h H_1}{L L}$ es un parámetro de similitud alternativo al número de Iribarren y que puede caracterizar las variables anteriormente mencionadas. En esta investigación, utilizaremos χ como parámetro de similitud en lugar del número de Iribarren, ya que su prevalencia ha sido demostrada.

2.2. Interacción del tren de oleaje con el talud impermeable

En esta sección examinamos algunos aspectos teóricos de la interacción del tren de ondas con la pendiente, que pueden generar perturbaciones en los resultados.

2.2.1. Generación de ondas de borde

Las ondas de borde en un talud pueden ser generadas por ondas monocromáticas incidentes a través de un mecanismo de inestabilidad. Así lo demuestra Ursell y Taylor (1952) que dio una solución analítica al problema, desarrollando la fórmula:

$$\sigma^2 = gk \sin(2n + 1)\beta, \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (5)$$

Donde para un ángulo fijo, el número de modos sigue la desigualdad:

$$(2n + 1)\beta < \frac{\pi}{2} \quad (6)$$

De esta manera podemos predecir las ondas de borde que pueden producirse antes de realizar las pruebas.

Otros estudios como Guza y Davis (1974) para las ondas de borde subarmónicas y Blondeux y Vitori (1995) para las ondas de borde sincrónicas dan una explicación completa de los mecanismos que hay detrás de este proceso.

2.2.2. Amplificación anormal del runup y el rundown en la pendiente

Antuono y Brocchini (2010) siguiendo la teoría lineal predijo efectos de resonancia en el proceso de runup. Otras investigaciones numéricas stefanakis et al. (2011) y experimentales Ezersky et al. (2013) confirmaron estos efectos. Además, los ensayos demostraron que la máxima amplificación se producía cuando los nodos de las olas se encontraban en la punta del talud, independientemente del ángulo del mismo. Esto se traduce en la relación :

$$\frac{I_s}{L} = \frac{1}{4} \quad (7)$$

donde I_s es la longitud horizontal entre la intersección del nivel del agua con el talud y la punta del talud. A partir de aquí podemos calcular L y el periodo de las ondas incidentes que pueden producir este efecto.

2.2.3. Espacio experimental

En estos estudios recientes se ha desarrollado una nueva metodología de trabajo. Al ser tanto la profundidad relativa del agua como el peralte parámetros relevantes, se utilizó un nuevo espacio experimental, consistente en representar el logaritmo de la profundidad relativa frente al logaritmo del peralte. Podemos ver en la figura 1 el espacio experimental transformado logarítmicamente para las dos pendientes de $\tan\alpha = 1/5$ y $1/10$. Representarlo de esta manera nos da mucha información a simple vista. Las líneas verticales tienen peralte y número de Iribarren constante, las líneas horizontales tienen periodo constante y las líneas verdes discontinuas muestran los límites de generación del canal. Además, las líneas sólidas verdes inclinadas muestran la transición entre tipos de rotura y tienen valores constantes de χ . Oblicuamente a estas líneas tenemos valores constantes de $\gamma = H_I/h$ que sería la altura relativa de la ola incidente. La línea discontinua azul representa el criterio de rotura de Miche, y las líneas discontinuas rojas representan dónde se observaron ondas de borde durante los ensayos, que coinciden con valores teóricos calculados. Asimismo, los tipos de rotura se indican por sus nombres en inglés como Surging (S), Weak Bore (WB), Strong Bore (SB), Strong Plunging (SP) y Weak Plunging (WPI).

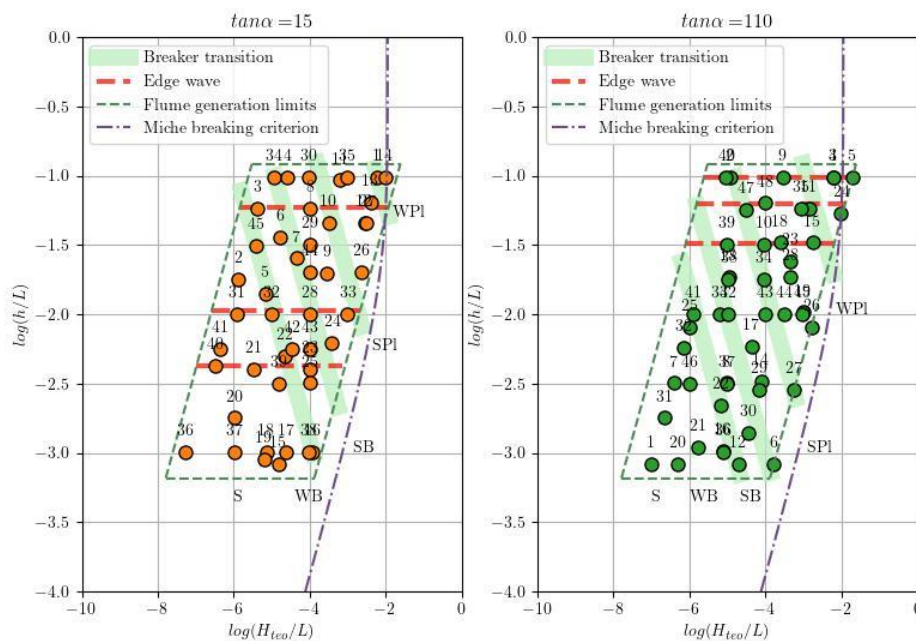


Fig. 1 Espacio experimental teórico para las tres rampas

De este modo, observando el espacio experimental podemos predecir algunos comportamientos de los resultados antes incluso de realizar las pruebas. Se trata de una poderosa herramienta para mejorar la técnica experimental. Además, en la imagen se aprecia cómo en los ensayos realizados en este trabajo el espacio experimental se cubre casi por completo, en contraste con otros estudios anteriores que sólo realizan pruebas con condiciones muy específicas.

3. Metodología y montaje experimental

3.1. Montaje experimental

Este estudio se apoya en una campaña experimental en el Laboratorio de Dinámica de Flujos Ambientales (IISTA-UGR). Para este estudio se ha utilizado el canal de oleaje CIAO (Canal de Interacción Atmósfera-Océano), ensayando una pendiente de $\tan\alpha = 1/5$. El CIAO es un canal capaz de generar olas, corrientes en dos direcciones, viento y lluvia, para observar la interacción entre el Océano y la Atmósfera.

Se ejecutaron 45 ensayos para la pendiente con una combinación de valores de periodos entre 1 y 5 segundos y alturas de ola inferiores a 25 cm, que son los límites de generación. Los pares de valores fueron elegidos de manera

que pudiéramos cubrir la mayor parte del espacio experimental. Las dimensiones del canal son de 1 m de ancho y 15 m de largo. La profundidad de trabajo utilizada fue de 0,5 m para todos los ensayos.

Para medir el runup y el rundown en el talud se colocó una cinta métrica. Con la ayuda de dos cámaras, una en la parte superior, dirigida al talud, y una segunda en el lateral dirigida al canal pudimos observar el runup, el rundown y los tipos de rotura.

Para medir los periodos y las alturas de las olas, se utilizaron 4 sensores de nivel, uno situado a pie del talud, y 3 situados de forma específica para que pudiéramos separar el oleaje incidente y reflejado utilizando el método Baquerizo (1995). La figura 2 muestra el montaje experimental.

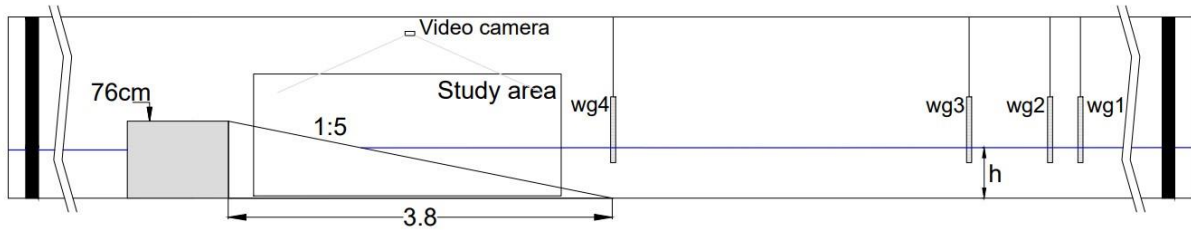


Fig. 2 Montaje experimental en el canal del CIAO.

3.2. Metodología

Representamos en la figura 1, las condiciones de ensayo para las diferentes pendientes. En todos los ensayos las olas rompían en la rampa y no antes. Algunos de los valores de ensayo no pudieron ser generados, debido a los límites de la generación.

Para realizar una ensayo, se inicia la adquisición de datos de los sensores, la generación del oleaje, y la grabación con ambas cámaras. Tomamos una medida visual del runup y rundown en el momento del experimento y se anota cualquier detalle de relevancia.

Tras los ensayos, mediante el análisis de las grabaciones se realiza una segunda medición más precisa. Se analiza también mediante las grabaciones la presencia de ondas de borde. Las ondas de borde observadas se compararon con los valores teóricos calculados mediante la ecuación (5), y se encontró una correspondencia entre los valores. Las ondas de borde generadas tenían una longitud de onda doble de la onda incidente para las subarmónicas, y la misma o doble longitud de onda para las sincronicas. Además, también calculamos mediante la ecuación (7) los periodos para los que podría producirse una amplificación anómala y lo comparamos con los ensayos. La Tabla 1 resume algunos de los valores teóricos calculados mediante las ecuaciones (5) y (7).

Tabla 1. Valores teóricos de periodos que generan ondas de borde

	1/10	1/5
$T_{Sync,L=1} / s$	2.53	1.8, 1.07
$T_{Sync,L=2} / s$	3.58	2.53, 1.5
$T_{Sub,L=2} / s$	1.79	1.27
T_{Aa} / s	9.06	4.5

Además, se analizaron las señales de los sensores de nivel, obteniendo los valores del periodo, la altura de la ola y el número de olas. Utilizando el método Baquerizo, pudimos separar las olas incidentes y reflejadas y calcular los coeficientes de disipación y reflexión. Las señales también se sometieron a un análisis espectral mediante la transformada rápida de Fourier para identificar los ensayos en los que se generaban armónicos.

4. Resultados

4.1. Número de Reynolds

Definimos el número de Reynolds como sigue. Para la velocidad, utilizamos $\frac{H}{T}$ y para la longitud característica, utilizamos la longitud horizontal desde el pie del talud hasta la intersección del nivel del agua con el talud, de esta manera tenemos en cuenta la influencia del ángulo del talud. La fórmula queda tal que:

$$Re = \frac{H_1 h}{\nu T \tan(\alpha)} \quad (8)$$

Podemos ver en la Figura 3 que para un determinado ángulo Re aumenta con $\log(\chi)$ y, que cuanto más pequeño es el ángulo de la pendiente, más rápido aumenta. Esto se traduce en un régimen más turbulento (roturas en Spilling y Strong Plunging) en la mayoría de los ensayos para la pendiente 1/10 y un régimen laminar (rotura en surging) en una gran parte de los tests de la pendiente 1/5. Esto también estará relacionado con la transformación de la energía, ya que en el régimen turbulento la disipación será mayor, y para los flujos laminares, la reflexión aumentará.

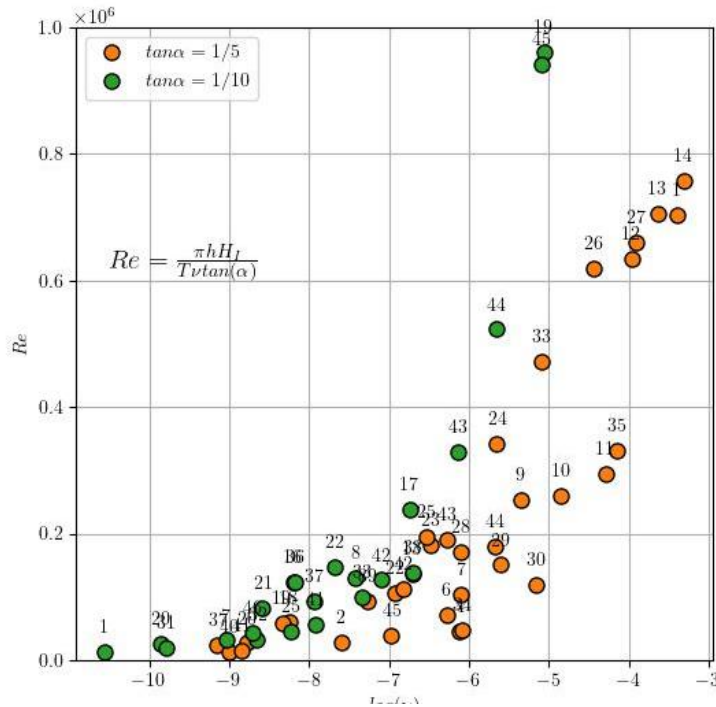


Fig. 3 Número de Reynolds para los ensayos en las tres pendientes

4.2. Coeficiente de reflexión

Utilizando el método Baquerizo hemos obtenido los valores del coeficiente de reflexión y del coeficiente de disipación. En la figura 4 izquierda representamos los valores del coeficiente de reflexión para los ensayos en la pendiente 1:10, ya que presenta algunas peculiaridades respecto a las demás pendientes. Podemos observar mirando la gráfica que algunos de los ensayos desde $\log(\chi) = -7$ hasta -3 no siguen la función sigmoide ajustada, y que hay una cierta dispersión.

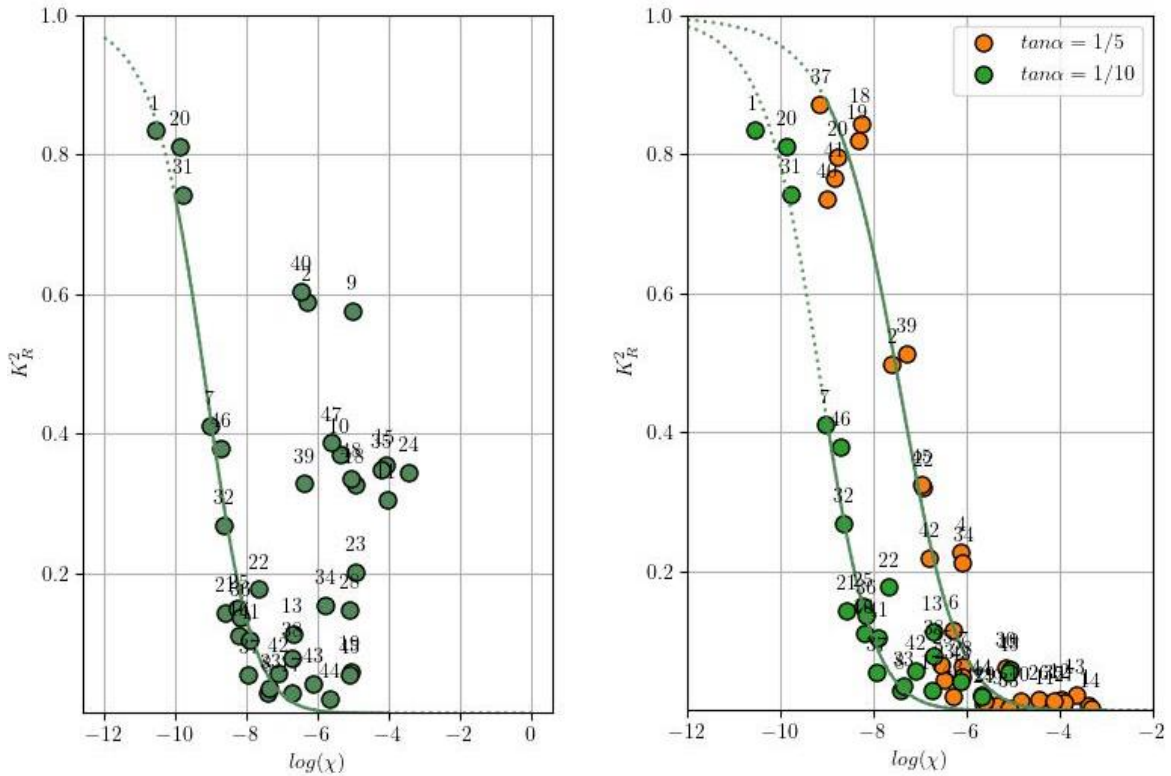


Fig. 4 Coeficiente de reflexión para: (izquierda) la rampa 1/10; (derecha) las dos rampas

Al fijarnos en esos ensayos, vemos que en algunos la generación no fue adecuada, mientras que el resto corresponden a tests con valores del periodo que coinciden con la generación de ondas de borde, estos son los tests 2,9,10,11, 15, 18, 23, 24, 35, 39, 40, 47. Como estos resultados implican que se podrían haber generado ondas de borde, es posible que el análisis de los coeficientes de reflexión y disipación se vea afectado y los resultados no sean fiables.

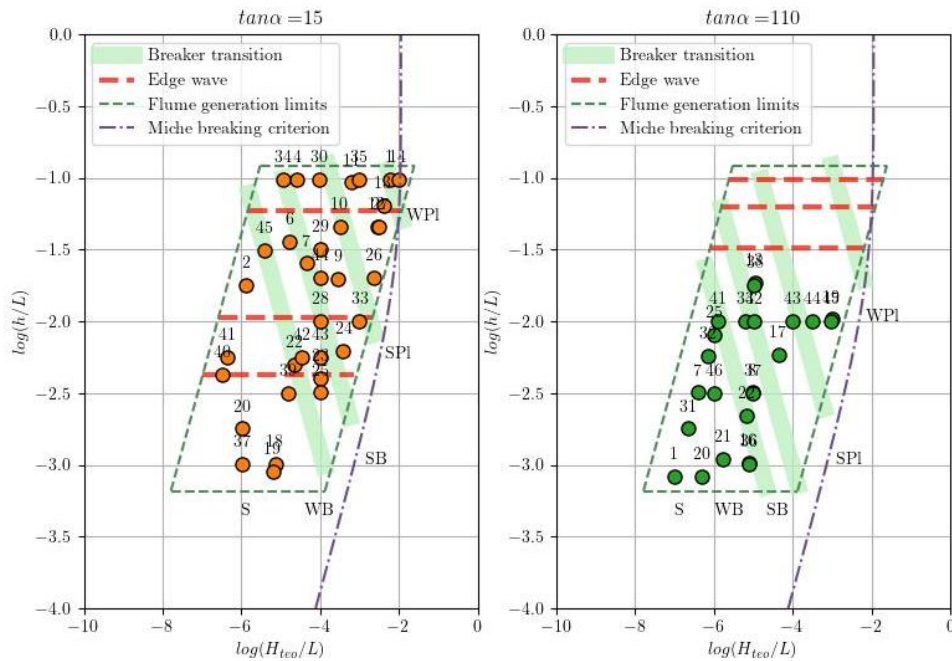


Fig.5 Espacio experimental medido para las tres rampas

A partir de este momento, excluimos los puntos que la pala no pudo generar correctamente, y los que tuvieron problemas con las ondas de borde, para calcular los coeficientes de reflexión y disipación. En la Figura 5, representamos el espacio experimental sin los tests que no se generaron correctamente, o que tienen alguna incertidumbre. La pendiente 1:10 se vacía especialmente a partir de $\log(h/L) = -1,75$. En el futuro se debería estudiar cómo generar estos puntos correctamente, algunas posibilidades incluyen, variar ligeramente los periodos para evitar las ondas de borde o utilizar generaciones de segundo orden o incluso de función Stream.

En la Figura 4 derecha representamos los valores de reflexión frente a $\log(\chi)$ para cada uno de los tests y las dos rampas. Podemos observar que para un mismo valor de $\log(\chi)$ la reflexión es mayor a medida que aumenta el ángulo de la pendiente. Esto tiene sentido con lo que vimos en los resultados del número de Reynolds, ya que con el mismo valor de $\log(\chi)$ el número de Reynolds disminuye con el ángulo de la pendiente, el flujo es menos turbulento, se produce menos disipación y más reflexión. Así pues, existe una clara relación entre el ángulo, el número de Reynolds, los tipos de ruptura y los coeficientes de transformación de la energía.

También se observa que para cada pendiente hay un valor mínimo de $\log(\chi)$ a partir del cual se reflejarán todas las ondas y un valor máximo a partir del cual la disipación será máxima.

4.3. Runup y Rundown

En esta sección, mostraremos y explicaremos los resultados del runup y rundown para cada una de las pendientes, para todos los ensayos, y al final haremos una comparación sólo con los resultados de los tests en los que podemos confiar.

4.3.1. Pendiente 1/5

En la figura 6, podemos ver los resultados de los ensayos en la rampa. En el gráfico de la izquierda, representamos el runup adimensional frente a $\log(\chi)$, y en el de la derecha, el rundown adimensional frente a $\log(\chi)$.

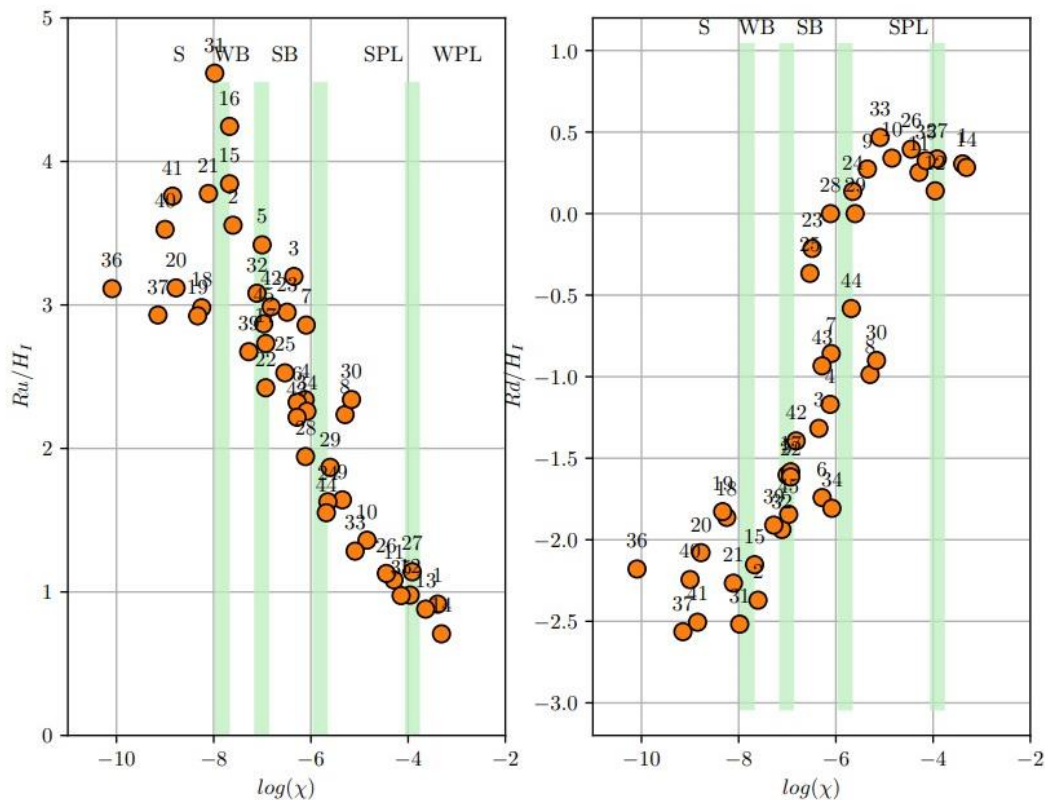


Fig. 6 Resultados del runup y rundown adimensional frente a $\log(\chi)$ para la rampa 1/5

En primer lugar, si nos fijamos en la gráfica del runup observamos una tendencia general decreciente, excepto en las roturas en surging, en las que hay dispersión, debido a que el flujo es laminar, y a las olas reflejadas. En esta rampa, las pruebas 3, 5, 8, 21, 31 y 32 se vieron afectadas por ondas de borde, pero los valores del Runup no se desviaron de otros ensayos cercanos. Sin embargo, podemos ver la variabilidad del runup debido a la transición entre roturas, por ejemplo en la transición entre strong bore y strong plunging, en la que los valores oscilan entre 1, 5 y 3. En segundo lugar, al observar el espectro de la señal medida por los sensores, observamos algunas anomalías para las pruebas 18, 19 y 33, de las cuales la 18, y la 19 muestran un valor de runup inferior al esperado. En la zona de surging hay cierta dispersión, pero los valores se confinan en una zona entre $Ru/H_I = 3$ y 4.

Si observamos el gráfico de la derecha podemos ver una tendencia general creciente, excepto en la zona de surging donde hay cierta dispersión, y en la zona de strong plunging, donde los valores son casi constantes, y por encima de 0, lo que implica que la ola cuando rompe nunca está por debajo del nivel del agua, esto se debe a que la siguiente ola llega antes de que la que rompe pueda terminar de bajar por la pendiente.

Al igual que para el runup, las ondas de borde no afectaron mucho a los resultados, ni tampoco a la generación. Sin embargo, podemos ver la variabilidad debida a la transición entre tipos de rotura, alrededor de $\log(\chi) = -6$ los valores de rundown oscilan desde -1,75 hasta 0, sin apenas variación de χ .

4.3.2. Pendiente 1/10

En la Figura 7 representamos los datos reanalizados de Moragues (2021) de ensayos en la pendiente 1:10. Si nos fijamos en los datos de runup podemos ver que hay una dispersión en las zonas de surging y de weak bore, y una tendencia decreciente a partir de $\log(\chi) = -8$.

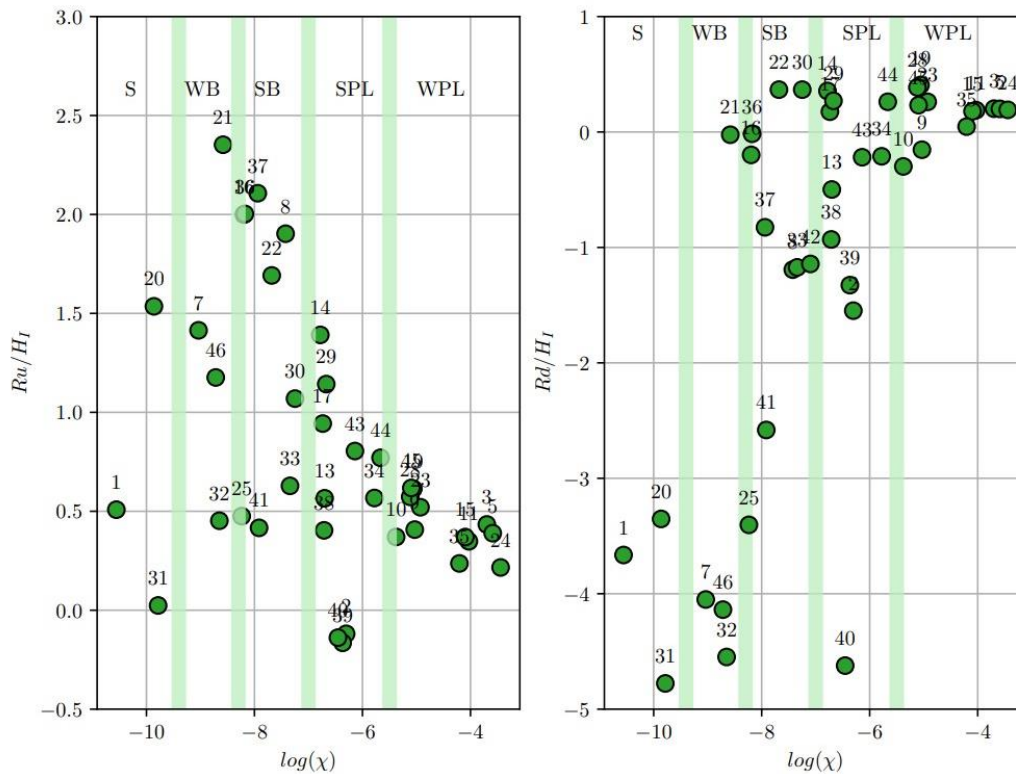


Fig. 7 Resultados del runup y rundown adimensional frente a $\log(\chi)$ para la rampa 1/10

Según lo que vimos en 4.2 y los resultados de las ecuaciones (5) y (7), se espera que las pruebas 2,9,10,11, 15, 18, 23, 24, 35, 39, 40 y 47 se hayan visto afectadas por la generación de ondas de borde durante los ensayos. Podemos ver que 2, 39 y 40 se desvían de la tendencia, pero no el resto. Esto no significa que podamos confiar en estos resultados. Además, hay una dispersión en la transición entre weak bore y strong bore y en la transición entre

strong bore y strong plunging. Además, los tests 3, 4, 5, 6, 12, 14, 26, 27, 29 y 30 no se generaron correctamente, lo que también podría afectar a los resultados de esos ensayos, ya que no tenemos una onda sinusoidal.

Observando el gráfico de la derecha en la figura 8 podemos ver los resultados del rundown. Podemos definir dos zonas principales, la de rotura en surging y en weak bore $\log(\chi) < -8,1$ y el resto de roturas $\log(\chi) > -8,1$. En la primera, los valores se concentran cerca de $Rd/H_1 = -4$ y en el segundo, son mayoritariamente cercanos a cero. Podríamos argumentar que existe una tercera zona intermedia en la que tenemos una tendencia ascendente que se aproxima a una línea recta entre los puntos 46 y 44. Entonces, los puntos 14, 16, 17, 21, 22, 29, 30 y 36 se ven afectados por la variabilidad intrínseca debida a la transición entre roturas. De nuevo vemos que las pruebas 2, 39 y 40 tienen un valor inferior al esperado para la tendencia debido a que probablemente se generen ondas de borde.

En esta rampa, hemos hecho algunas suposiciones respecto a las ondas de borde ya que no sabíamos con certeza si se generaban, pero tiene sentido según los resultados que se produjera algún tipo de fenómeno que perturbara el flujo y los periodos coinciden con los teóricos esperados para las ondas de borde.

4.3.3. Comparación entre pendientes

En la Figura 8 podemos ver los resultados de las dos pendientes sin los puntos que la pala no pudo generar adecuadamente, y aquellos en los que se produjeron ondas de borde.

Podemos ver que el valor del runup adimensional va a disminuir con $\log(\chi)$ y a aumentar con el ángulo de la pendiente.

Si observamos el rundown adimensional, podemos ver que crece con $\log(\chi)$ y está relacionado con el ángulo ya que aumenta con la pendiente hasta $\log(\chi) = -8$ y luego ocurre lo contrario. Es importante notar que para ambas pendientes hay un máximo de rundown adimensional en 0,4 que ninguna de ellas supera pero casi alcanza.

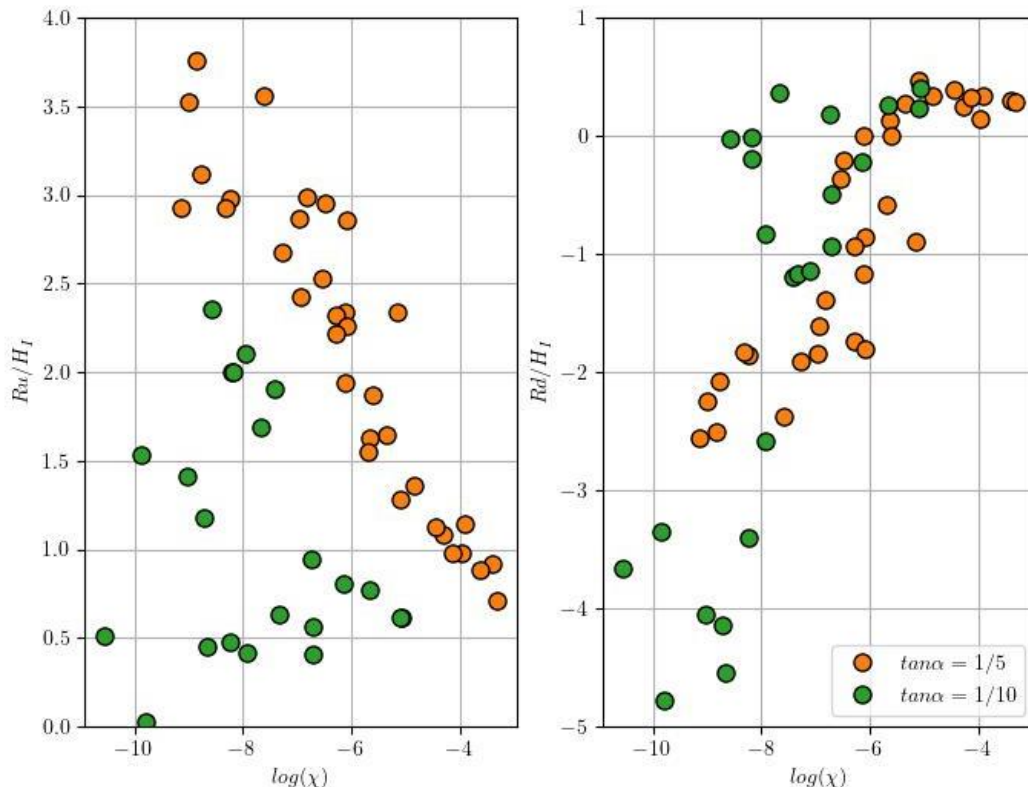


Fig. 8 Comparación de los resultados del runup y rundown adimensionales para las tres rampas

5. Conclusiones

En esta sección, discutimos las principales conclusiones de la investigación:

- El parámetro de similitud alternativo χ ha mostrado buenos resultados en la caracterización del runup, rundown, reflexión, coeficientes de disipación y número de Reynolds para un α dado. En futuras investigaciones se podría estudiar cómo unir χ y α para tener un parámetro adimensional que caracterice todos los resultados independientemente de la pendiente.
- Demostramos la importancia de generar ensayos que cubran todo el espacio experimental, al contrario que los estudios anteriores. Además, necesitamos conocer la influencia de los procesos intrínsecos a la generación en el laboratorio sobre los resultados (ondas de borde, generación, limitaciones...).
- La caracterización de cada ensayo, detallando su tipo de rotura, número de Reynolds, coeficientes de reflexión y disipación, runup, rundown, si se generaron ondas de borde y si tuvimos una onda sinusoidal son factores importantes que deben ser examinados antes de intentar ajustar cualquier fórmula en un estudio.
- Si queremos eliminar un test, se debe justificar, explicando por qué se vio afectado ya sea por ondas de borde, amplificación anormal, efectos de resonancia u otros fenómenos que pudieran afectar el resultado de la medida.
- Existe una variabilidad intrínseca del runup y rundown en la transición entre roturas. Estos ensayos no deben excluirse del análisis posterior, ya que se generan correctamente.
- Al ajustar una nueva fórmula debemos advertir de los tests eliminados, justificar esta eliminación y explicar los límites de la fórmula. Es decir, el rango de valores, roturas, etc... en las que es válida.

Referencias

- Ahrens, J. P., Seelig, W. N., Ward, D. L., & Allsop, N. W. H. (1994). *Wave Runup on and Wave Reflection from Coastal Structures*. 489-502.
- Antuono, M., & Brocchini, M. (2010). Analysis of the Nonlinear Shallow Water Equations Over Nonplanar Topography. *Studies in Applied Mathematics*, 124(1), 85-103.
- Baquerizo, A. (1995). *Reflexión del oleaje en playas: Métodos de evaluación y de predicción* [Http://purl.org/dc/dcmitype/Text, Universidad de Cantabria].
- Battjes, J. A. (1974). SURF SIMILARITY. *Coastal Engineering Proceedings*, 14, Art. 14.
- Blondeaux, P., & Vittori, G. (1995). The nonlinear excitation of synchronous edge waves by a monochromatic wave normally approaching a plane beach. *Journal of Fluid Mechanics*, 301, 251-268.
- Díaz-Carrasco, P., Eldrup, M. R., & Lykke Andersen, T. (2019). Advance in wave reflection estimation for rubble mound breakwaters: The importance of the relative water depth. *Coastal Engineering*, 168(103921).
- Díaz-Carrasco, P., Moragues, M. V., Clavero, M., & Losada, M. . (2020). 2D water-wave interaction with permeable and impermeable slopes: Dimensional analysis and experimental overview. *Coastal Engineering*, 158, 103682.
- Ezersky, A., Abcha, N., & Pelinovsky, E. (2013). Physical simulation of resonant wave run-up on a beach. *Nonlinear Processes in Geophysics*, 20(1), 35-40.
- Guza, R. T., & Davis, R. E. (1974). Excitation of edge waves by waves incident on a beach. *Journal of Geophysical Research (1896-1977)*, 79(9), 1285-1291.
- Hughes, S. A. (2004). Estimation of wave run-up on smooth, impermeable slopes using the wave momentum flux parameter. *Coastal Engineering*, 51(11), 1085-1104.
- Losada, M. . (2021). Method to assess the interplay of slope, relative water depth, wave steepness, and sea state persistence in the progression of damage to the rock layer over impermeable dikes. *Ocean Engineering*, 239, 109904.
- Moragues, M. V. (2021). *Analysis of the behavior of impermeable and permeable breakwaters*. Universidad de Granada.
- Moragues, M. V., Clavero, M., & Losada, M. . (2020). Wave Breaker Types on a Smooth and Impermeable 1:10 Slope. *Journal of Marine Science and Engineering*, 8(4), Art. 4.
- Stefanakis, T. S., Dias, F., & Dutykh, D. (2011). Local Run-Up Amplification by Resonant Wave Interactions. *Physical Review Letters*, 107(12), 124502.
- Ursell, F., & Taylor, G. I. (1952). Edge waves on a sloping beach. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 214(1116), 79-97.
- Van der Meer, J. W. (1987). Stability of breakwater armour layers—Design formulae. *Coastal Engineering*, 11(3), 219-239.

Proyecto de refuerzo del dique de abrigo del puerto de Ondarroa

Ondarroa harbor breakwater reinforcement project

Saioa Rezabal Arocena^a, Borja Zugazti Bernardo^a, Néstor Urrutxua Miguel^b, Alberto García Morales^b, Nerea Ramos Gómez^b, Jaime H. García Palacios^c, José Luis Orts Egío^c, Alejandro Perales Juidías^c y Vicente Negro Valdecantos^c

^aDirección de Puertos y Asuntos Marítimos del Gobierno Vasco, Dirección de Obra, puertos-bizkaia@euskadi.eus

^bTécnica y Proyectos, S.A., TYPSA, nurrutxua@typsa.es, agarcia@typsa.es, nramos@typsa.es

^cECOREL – UPM. Laboratorio de Puertos ETSICCP Madrid

Abstract

In 2021, the Basque Government commissioned the Ondarroa harbour breakwater reinforcement project in which, in addition to the reinforcement of the protective layers of the breakwater, the minimisation of the overtopping within the admissible limits of sustainability and environmental and visual impact was considered.

The reinforcement project includes the placement of high-density concrete blocks with weights of 20, 45 and 60 t in the different sections into which the two alignments of the breakwater are divided. The first is 166 m long, parallel to the alignment of the coast, and the second is 145 m long, built perpendicular to the coast.

Keywords: Reinforcement, breakwater, iron and steel aggregate, blocks, micropiling.

Resumen

El Gobierno Vasco encargó en el año 2021 el Proyecto de refuerzo del dique de abrigo del puerto de Ondarroa donde se contemplaba además de los refuerzos de los mantos de protección del dique en talud, la minimización del rebase dentro de los límites admisibles tanto de sostenibilidad y ambientales como de impacto visual.

El proyecto de refuerzo contempla la colocación de bloques de hormigón de alta densidad con pesos de 20, 45 y 60 t en los diferentes tramos en los que se dividen las dos alineaciones del dique de abrigo. La primera de 166 m de longitud paralelo a la alineación de la costa y una segunda alineación de 145 m construido en sentido perpendicular a la costa.

Palabras clave: Refuerzo, dique, árido siderúrgico, bloques, micropilotaje.

1. Introducción

En la actualidad el dique de abrigo de Ondarroa está conformado por un primer tramo recto de 166 m de longitud paralelo a la alineación de la costa protegido tras las obras de emergencia del año 2016 por bloques de 20 t, y un segundo tramo, también recto de 145 m de longitud construido en sentido perpendicular a la costa y protegido con bloques de hormigón de 40 t.



Fig. 1. Vista general del puerto de Ondarroa. Fuente: TYP SA (2021)

En este primer tramo con tipología de dique mixto, cuyo espaldón tras el refuerzo corona a la cota +14,50 m, se producen unos rebases muy significativos derivados de los grandes temporales, acentuados tras el año 2014 y de las situaciones de emergencia climática que se están viviendo, agravados por la pérdida continuada de bloques, la existencia de un cañón en la batimetría, un farallón en el quiebro de ambas alineaciones y un oleaje peraltado por los bajos rocosos que afecta a las instalaciones portuarias situadas en el trasdós del dique.

El Gobierno Vasco encargó en el año 2021 el Proyecto de refuerzo del dique de abrigo del puerto de Ondarroa donde se contemplaba además de los refuerzos de los mantos de protección del dique en talud, la minimización del rebase dentro de los límites admisibles tanto de sostenibilidad y ambientales como de impacto visual.



Fig. 2. Rebases en la primera alineación del dique. Fuente: TYP SA (2014)

2. Redacción del proyecto

2.1. Modelo físico 3D

Para conocer con exactitud el estado actual del dique y el comportamiento de la solución proyectada se realizó un ensayo en modelo físico 3D en el Laboratorio de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Un aspecto crucial en este proyecto ha sido la compleja batimetría sobre la que se asienta el dique, formado por bajos y salientes rocosos que emergen en pleamar. Pronto se comprendió que la fiabilidad del ensayo 3D dependía en gran manera de una fiel reproducción de esta compleja batimetría en el modelo físico. Los técnicos del Laboratorio lograron realizarlo con gran detalle y, en sí misma, constituye un elemento diferenciador.



Fig. 3. Reproducción de la compleja batimetría del modelo físico. Fuente: ECOREL, UPM (2021)

Los resultados obtenidos pusieron de manifiesto la precaria situación de estabilidad en la que se encontraba principalmente el Tramo 1, así como los importantes rebases a lo largo del dique. En consecuencia, se planteó un aumento de la cota del espaldón y colocación de bloques en el manto principal aumentando la cota de coronación de la berma. Al igual que el refuerzo del dique de abrigo de Bermeo, y continuando con la política de sostenibilidad del Gobierno Vasco, se ha utilizado hormigón de alta densidad con el empleo de áridos siderúrgicos para el diseño de los bloques del manto principal.

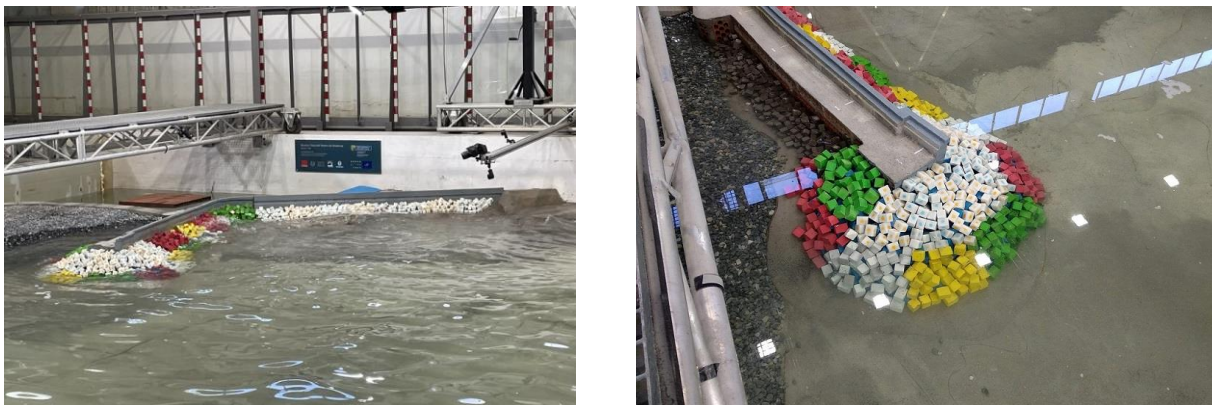


Fig. 4. Ensayos en modelo físico. Fuente: ECOREL, UPM (2021)

A partir del análisis del clima marítimo y de la propagación del oleaje, los datos del oleaje de cálculo alcanzan alturas de ola de 8,26 m en Tramo 1 y 7,80 en Tramo 2, periodo de pico de 19 s y dirección en aguas profundas del NW. Nivel del mar de diseño: +5,00 m (teniendo en cuenta marea astronómica, marea meteorológica y efecto del cambio climático).

Fig. 5. Valores del oleaje de diseño a lo largo de las dos alineaciones del dique para diferentes oleajes en aguas profundas.
Fuente: TYPESA (2021)

2.2. Solución proyectada

Los trabajos que se incluyen en el proyecto son la fabricación, acopio, transporte y colocación de bloques de hormigón de 20 (64 ud.), 45 (979 ud.) y 60 t (65 ud.) con densidad igual o superior a $2,75 \text{ t/m}^3$ en los mantos de protección del dique. Asimismo, contempla el recrecido del espaldón a lo largo de todo el Tramo 1 hasta la cota +16,00 y dotándolo de botaolas, así como el cosido del espaldón mediante micropilotes en este tramo.

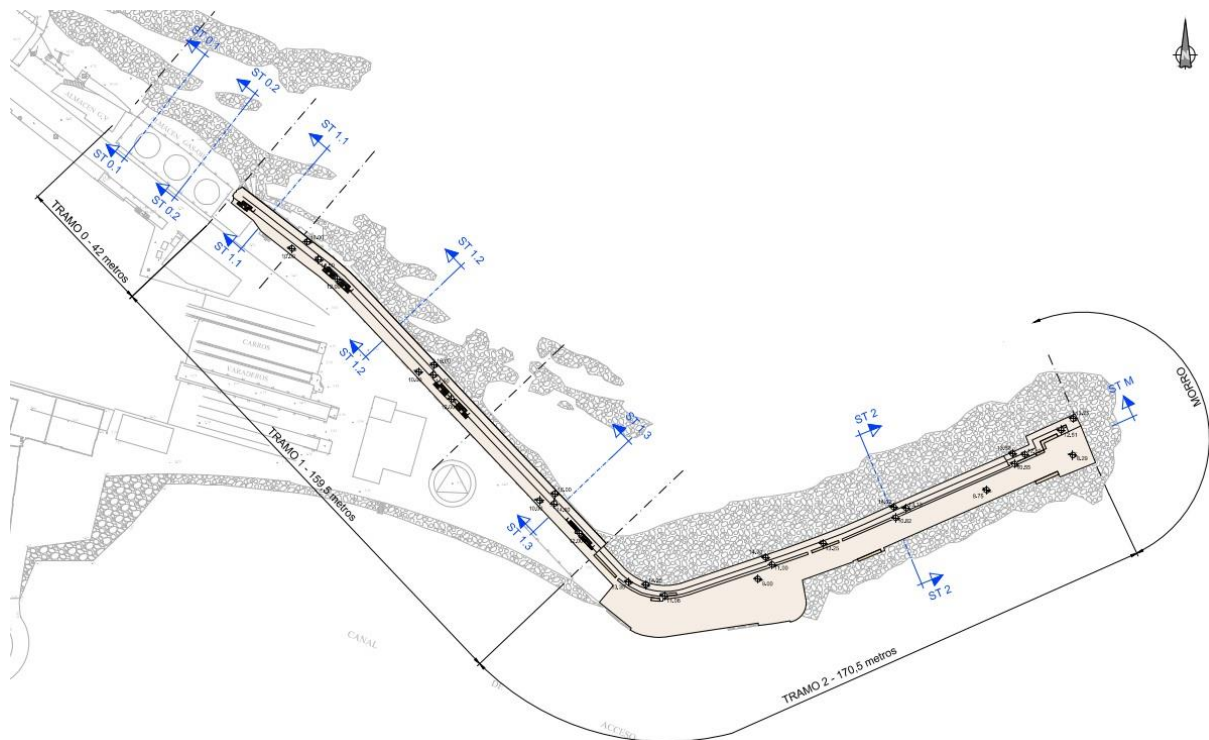


Fig. 6. Planta del dique con sus tramos y secciones tipo. Fuente: TYPESA (2021)

2.2.1. Tramo 0

Con el objetivo de reducir la energía incidente del oleaje en la entrada del macizo rocoso situado delante de los depósitos de REPSOL con salida en la zona superior del macizo (forma de chimenea), se ha incluido la colocación de bloques en el canal que se forma entre los contornos rocosos de 20 y 45 t coronados a la cota +6,00.

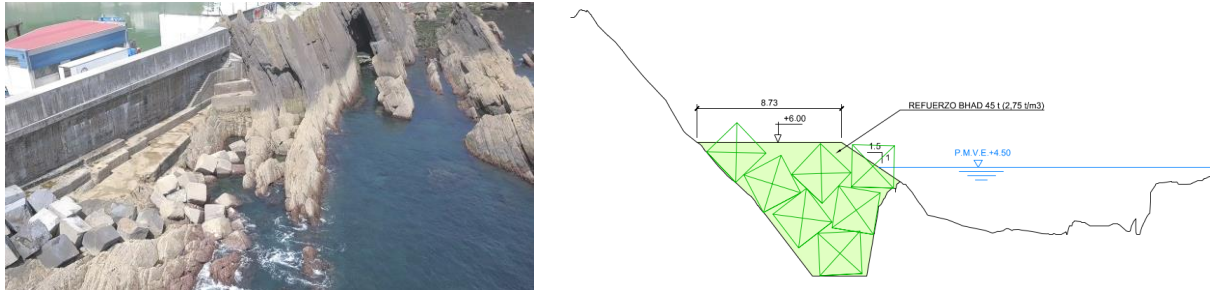


Fig. 7 Bloques de 20 y 45 t en el macizo rocoso para limitar la energía del oleaje incidente. Fuente: TYPSA (2021)

2.2.2. Tramo 1

En este tramo se colocan bloques de 45 t diferenciando dos zonas. La primera y con el objeto de reducir el rebase en el trasdós del dique se coloca un mando de refuerzo en dos capas, coincidiendo con la zona de apoyo en los salientes rocosos.

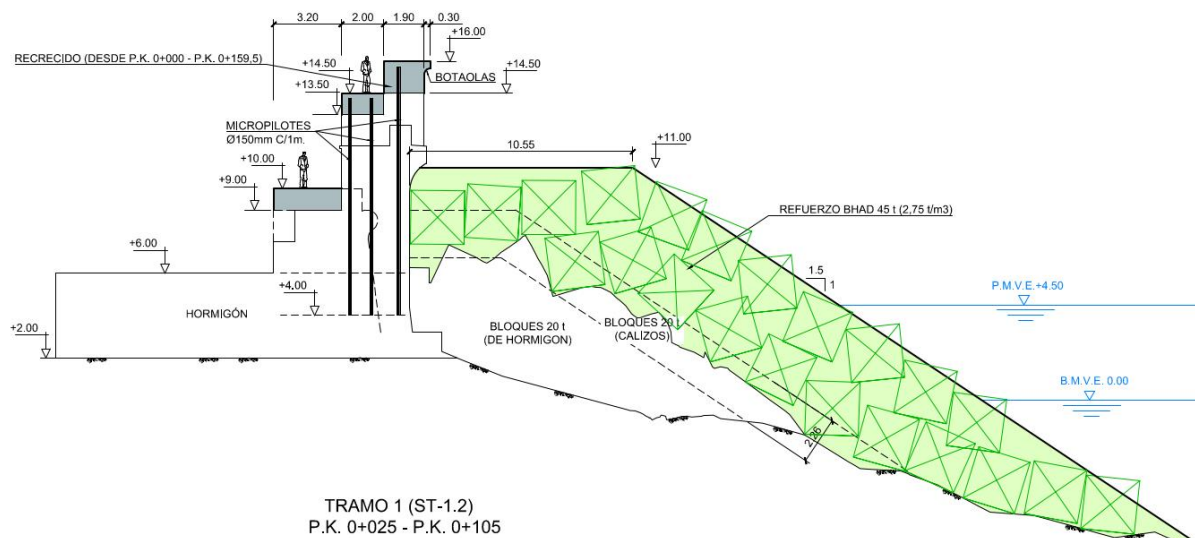


Fig. 8. Sección tipo proyectada en Tramo 1 (zona bajos rocosos). Fuente: TYPSA (2021)

Sin embargo, en el último subtramo del Tramo 1, se colocan bloques de 45 t en una capa, ya que en los ensayos en modelo físico se ha podido observar como la colocación de doble capa a lo largo de todo el Tramo 1 empeora el rebase en el Tramo 2 y, por consiguiente, las condiciones de navegabilidad en el acceso marítimo al puerto de Ondarroa. Por tanto, se ha optado por doble capa en los tramos 1.1 y 1.2 y una capa en el tramo 1.3 para no empeorar el acceso por mar al puerto, y reducir de una forma significativa el rebase que llega a las instalaciones portuarias situadas en el trasdós del dique.

Para reducir el rebase se plantea el recrecido del espaldón en 1,50 m hasta la cota +16,00, mediante el cosido con 3.186 metros lineales de micropilotes de diámetro de perforación 150 mm hasta la cota +4,00.

Se calcula una reducción muy significativa del rebase en un rango del 30% - 40% en este tramo.

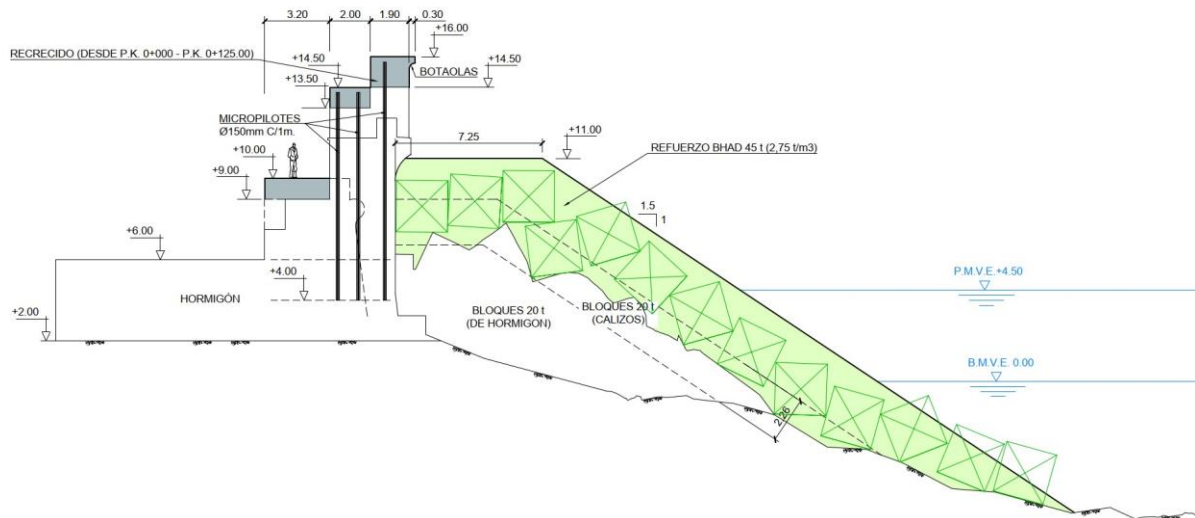


Fig. 9. Sección tipo proyectada en Tramo 1 (subtramo cercano al Tramo 2). Fuente: TYPESA (2021)

2.2.3. Tramo 2 y Morro

En el Tramo 2, formado por bloques de hormigón de 40 t, se colocan bloques de 45 t rellenando los huecos hasta completar el perfil teórico de la sección tipo con el objetivo de proteger el manto de protección de este tramo del dique con bloques de peso adecuado para el oleaje incidente. En este tramo del dique no se ha considerado el recrecido del espaldón ya que el rebase en esta zona no es un problema prioritario para la explotación del puerto.

En el morro, formado por bloques de hormigón de 40 t, se colocan bloques de 60 t rellenando los huecos hasta completar el perfil teórico de la sección tipo.

La colocación de los bloques desde el morro, tanto de 45 como de 60 t, se realizará mediante grúa de 600 toneladas instalada sobre cimbra o plataforma metálica para garantizar el alcance requerido.

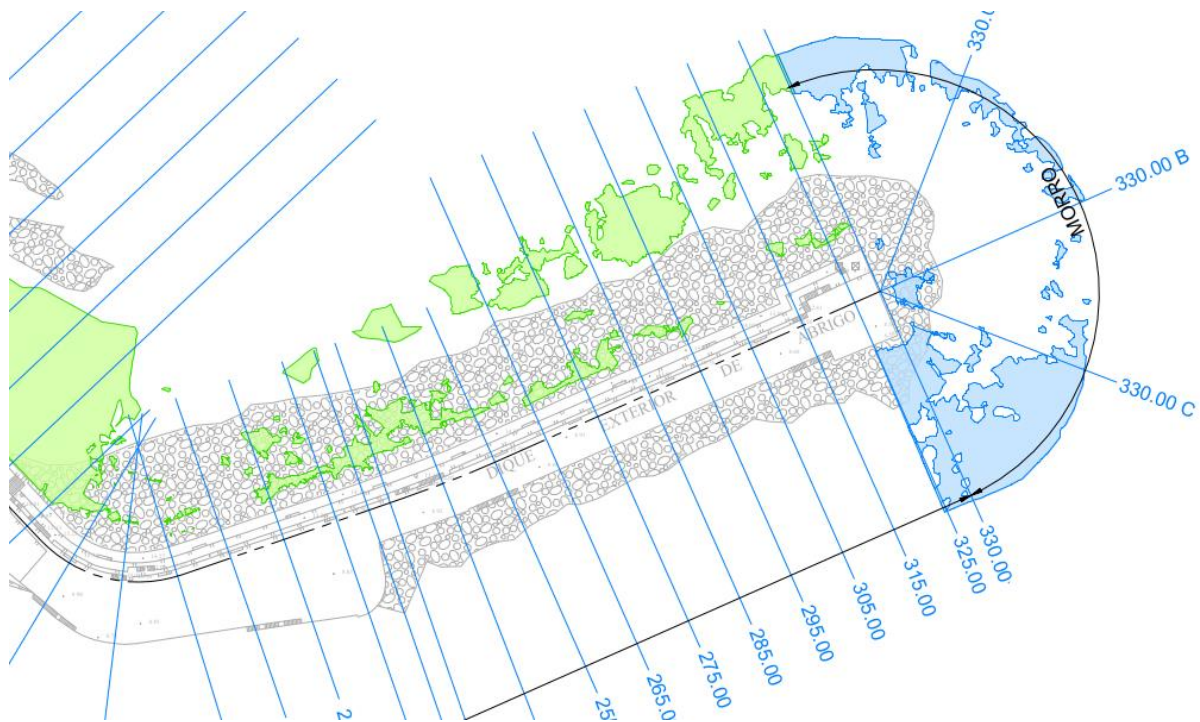


Fig. 10. Planta de distribución de bloques en Tramo 2 y Morro. Fuente: TYPESA (2021)

3. Conclusiones

Las principales conclusiones del Proyecto de refuerzo del dique de abrigo del puerto de Ondarroa son las siguientes:

- La puesta en valor de un residuo, como es el árido siderúrgico, para la fabricación de hormigones de alta densidad. En refuerzos de diques donde el espacio terrestre es reducido y, el empleo de grúas de gran capacidad está limitado, resulta una buena alternativa para reducir el peso del bloque para una misma altura de ola de diseño.
- El estudio en modelo físico 3D para la optimización de las soluciones de refuerzo adoptadas en cada tramo del dique ha resultado clave debido principalmente por dos motivos. El primero es la compleja batimetría donde se ubica el dique de abrigo formada por bajos y salientes rocosos que emergen en pleamar. El segundo es la forma en planta del dique compuesta por dos alineaciones muy marcadas que hacen que los efectos tridimensionales de la propagación del oleaje sea necesario reproducirla en un modelo a escala.
- Por último, hay que destacar la importancia de tener en cuenta el efecto que el cambio climático tiene en el nivel del mar de diseño y, por tanto, en la altura de ola de cálculo.

Proyecto de Optimización de la Navegación en la Eurovía E.60.02 Guadalquivir

Navigation Optimization Project of the Euroway E.60.02 Guadalquivir

Rodrigo García Orera^a, Antonio Bejarano Moreno^b, Macario Fernández-Alonso Trueba^c, Sara Calvo y Ángel Mateos^c, Laia Ortego y Silvia Troiteiro^d, Francisco González y Mercedes García^f

^a Jefe del Departamento de Infraestructuras, Autoridad Portuaria de Sevilla, rgarcia@apsevilla.es;

^b Jefe de División de Medio Ambiente, Autoridad Portuaria de Sevilla, abjearano@apsevilla.es;

^c Director UTE MCValnera-SENER-Tecnoambiente, mft@mcvalnera.com,

^d MCVALNERA, S.L., scf@mcvalnera.com, ama@mcvalnera.com;

^e SENER Ingeniería y Sistemas S.A., silvia.troiteiro@sener.es;

^f TECNOAMBIENTE, francisco.gonzalez@tecnoambiente.com, mercedes.garcia@tecnoambiente.com

Abstract

The Navigation Optimization Project in the Eurovía E.60.02 Guadalquivir aims to improve the conditions of navigability, operability, and accessibility of the Port of Seville by adopting the Working with Nature methodology. It means a development based on scientific knowledge and the development of innovative techniques, which allow the entry of vessels of greater draft, maintaining the levels of the bottom level. Therefore, the optimization of access has a positive impact on the environment, detecting and exploiting Win-Win opportunities.

An ambitious participatory process has started that seeks to ensure that all the agents involved in the estuary can have an active participation in the development of the project. Likewise, to provide the project with technical and scientific support, a committee of experts from different fields has been formed, both environmental and socioeconomic aspects.

Keywords: optimization, navigation, participation, nature, sustainability, Guadalquivir, Eurovía, safety, management, operability

Resumen

El Proyecto de Optimización de la Navegación en la Eurovía E.60.02 Guadalquivir tiene por objeto mejorar las condiciones de navegabilidad, operatividad y acceso al Puerto de Sevilla adoptando la metodología Working with Nature. Esto implica un desarrollo en base al conocimiento científico y al desarrollo de técnicas innovadoras que permitan la entrada de buques de mayor calado, manteniendo las cotas de la rasante actual. Se busca que la optimización del acceso redunde positivamente en el entorno, detectando y explotando oportunidades Win-Win.

Se ha puesto en marcha un ambicioso proceso participativo que se busca que todos los agentes implicados en el estuario puedan tener una participación activa en el desarrollo del proyecto. Asimismo, para dotar al proyecto de soporte técnico y científico, se ha formado un comité de expertos de diferentes ámbitos, tanto de los aspectos ambientales como socioeconómicos.

Palabras clave: optimización, navegación, participación, naturaleza, sostenibilidad, Guadalquivir, Eurovía, seguridad, gestión, operatividad

1. Introducción

El Puerto de Sevilla es el único puerto marítimo de interior de España. Está situado en una de las principales áreas metropolitanas del país, con más de 1.500.000 de habitantes en el entorno, y en el centro generador de carga del sur peninsular. Es un puerto completamente multimodal con conexiones marítimas y terrestres y a lo largo de sus 850 hectáreas dispone de una amplia superficie para el desarrollo logístico e industrial.

El Puerto de Sevilla está situado en el estuario del Guadalquivir. Desde el Océano Atlántico, en Sanlúcar de Barrameda, y después de un recorrido de 90 kilómetros, se llega a las instalaciones portuarias de la ciudad de Sevilla, accediendo a través de la esclusa, única en España. La navegación en el río Guadalquivir se realiza a través de la canal de navegación, denominada Eurovía del Guadalquivir E 60.02, e incluida en la Red Transeuropea de Transporte dentro del corredor Atlántico.

La navegación por el Guadalquivir viene marcada por el régimen de mareas, de forma que los buques pasan por la canal coincidiendo con la pleamar. Al navegar por la canal los buques utilizan las mareas con el fin de aprovechar el nivel de agua suplementario que aportan las mismas y, de esta forma, incrementar el calado operativo, optimizando la Eurovía.

El Puerto de Sevilla es estratégico para Europa. Constituye un nodo principal de la Red Básica (Core Network) y forma parte del corredor Mediterráneo de la Red Transeuropea de Transporte (TEN-T), así como la vía navegable del Guadalquivir, que ha sido propuesta para el corredor Atlántico, dada la gran importancia que supone para Europa las vías navegables de interior de cara a promover un transporte más sostenible.

El Puerto de Sevilla es un importante motor para el desarrollo económico y social de Andalucía. En su entorno, 200 empresas generan más de 23.000 puestos de trabajo. Esta industria supone un impacto sobre la economía de más de 1.100 millones de euros.

Debido al crecimiento económico de la zona de influencia del Puerto de Sevilla y a las mayores demandas de éste, junto con la propia evolución del transporte marítimo mundial, el Puerto de Sevilla debe poner en valor su entorno y promover soluciones innovadoras para el desarrollo de la actividad portuaria en un marco de sostenibilidad ambiental sólida fundamentada en 3 ámbitos:

- El diagnóstico profundo del entorno para determinar la incidencia de la actividad portuaria.
- El establecimiento y definición de pautas que permitan integrar la actividad portuaria dentro del entorno natural con las mínimas repercusiones posibles.
- El fomento de los medios de transporte sostenibles que mitiguen los efectos del cambio climático.

Este planteamiento multiobjetivo hace necesario que la Autoridad Portuaria de Sevilla (en adelante APS) tenga que buscar soluciones adaptativas sostenibles que mejoren y hagan viable el acceso al puerto de manera segura y eficiente.

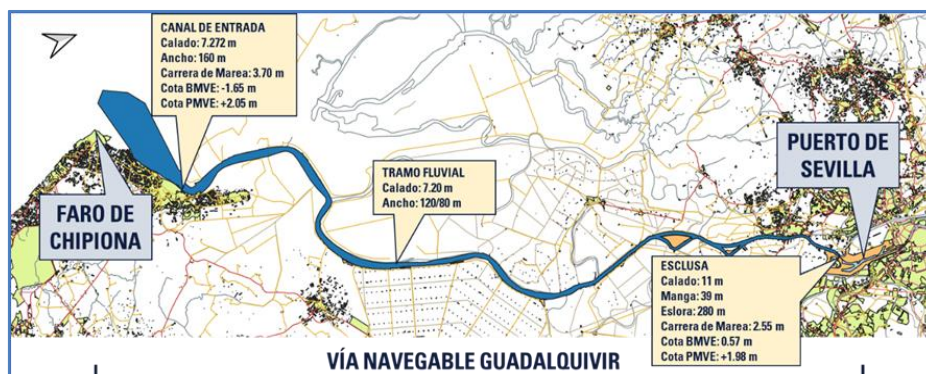


Fig. 1 Ámbito de actuación. Fuente: elaboración propia (2021)

2. Objetivos del Proyecto

La puesta en valor del estuario del Guadalquivir y la búsqueda de la mejora ambiental son objetivos fundamentales en la estrategia de sostenibilidad de la APS, así lo ha establecido la institución en el Plan Estratégico 2025. Esta estrategia se fundamenta en un innovador enfoque para trabajar con la naturaleza, WwN, que supone algo más que mitigar los impactos ambientales de un proyecto. Esta forma de pensar consiste en buscar e identificar la manera de alcanzar los objetivos de un proyecto, trabajando con los procesos naturales para proteger, restaurar e incluso mejorar, en la medida de lo posible, el medio ambiente. De esta manera, se pretende aprovechar los recursos ecosistémicos que el estuario ofrece y, con ello, diseñar un conjunto de actuaciones que cumplan con los objetivos de accesibilidad para mejorar la navegación, siempre en un marco de oportunidades que sean beneficiosas para las distintas partes interesadas. En definitiva, acometer los retos y mejorar la naturaleza en aras de alcanzar un beneficio mutuo entre el puerto y el entorno del Guadalquivir.



Fig. 2 Concepción del proyecto de optimización de la navegación. Fuente: elaboración propia (2021)

El principal objetivo del presente proyecto es mejorar las condiciones de navegabilidad, operatividad y acceso al Puerto de Sevilla. Entre otras acciones incluidas en este objetivo se encontraría mejorar el acceso marítimo hasta Sevilla en base al conocimiento científico del estuario y desarrollar técnicas innovadoras que permitan la entrada de buques con más carga manteniendo las cotas de la rasante actual de la canal.

Otros objetivos del proyecto se centran en la continuación y posible mejora de la valorización de los residuos que se extraen del río en las campañas de dragado de mantenimiento, la mejora del método de dragado, adaptándose a las características específicas del material en cada sección del río, y la mejora de la navegación.

La consecución de estos objetivos trae consigo unas mejoras directas, ya que no sólo se reforzaría la competitividad del puerto al mejorarse las condiciones de acceso al puerto, sino también otros aspectos con incidencia en el entorno ambiental y socioeconómico.

Actualmente, la navegación por el Guadalquivir viene marcada por el régimen de mareas, de forma que los buques pasan por la canal coincidiendo con la pleamar. En la navegación los buques utilizan las mareas con el fin de aprovechar el nivel de agua suplementario que aportan las mismas y, de esta forma, incrementar el calado operativo optimizando la Eurovía.

Por la propia evolución del río, a lo largo del estuario existen determinadas zonas en las que, de manera cíclica, se sedimentan partículas en suspensión que dificultan la entrada por mar a Sevilla. Adicionalmente, como consecuencia de periodos de lluvias, existen problemas de sedimentación en determinados tramos del río, pudiendo aparecer condicionantes temporales que restringen las “ventanas” de entrada y salida de los buques y, en última instancia, limitaciones en cuanto al calado o que añaden necesidades de remolque, solucionables con las labores habituales de mantenimiento. Por este motivo, se promueve la accesibilidad de forma que quede asegurado el tráfico marítimo hasta la capital y los municipios ribereños.

Los trabajos de dragado de mantenimiento forman parte de las medidas operativas incluidas en el ‘Programa de optimización de la vía navegable’. Estas labores consisten en la realización de batimetrías de precisión para determinar los puntos de actuación y la posterior succión de los sedimentos acumulados en estos puntos con una draga. El dragado de mantenimiento cuenta con el asesoramiento y seguimiento científico de las universidades de Sevilla, Málaga, Cádiz y Huelva, así como del CSIC.

3. Proceso participativo

El planteamiento inicial del proyecto, tal y como se ha expuesto en la introducción, es la optimización de la navegabilidad a partir de la búsqueda de activos, de diferentes naturalezas, que proporcionen unos beneficios al desarrollo del estuario. Para ello se ha abierto un proceso participativo con la comunidad de stakeholders del estuario. El cometido de esta comunidad es plantear propuestas, sugerencias y puntos de vistas dirigidos a hacer del proyecto de optimización de la navegabilidad del Guadalquivir un conjunto de actuaciones que se encuentren en armonía con el resto de los objetivos e intereses que conviven dentro del entorno, priorizando, en cualquier caso, aquéllas que se destaquen por su sostenibilidad ambiental y viabilidad técnica y económica, siempre que sean acorde a las competencias y objetivos del puerto.

Esta comunidad de agentes se ha diseñado lo más heterogénea posible, de tal manera que todos los sectores con presencia e implicación en el estuario tengan presencia y la oportunidad de manifestar sus preocupaciones y consideraciones al respecto. En dicha Comunidad, la APS ejerce un papel de liderazgo, manteniendo un papel activo de colaboración, al máximo nivel de representación, a través de todo el proceso participativo. Para su desarrollo, se han creado las siguientes 5 mesas sectoriales:

- Mesa Sectorial 1. Las administraciones públicas y la perspectiva ecosistémica del Estuario.
- Mesa Sectorial 2. La gestión integral de las aguas y sus efectos sobre las comunidades agrícolas y de regantes.
- Mesa Sectorial 3. El Guadalquivir generador de riqueza pesquera y acuícola: Cofradía de pescadores y la acuicultura.
- Mesa Sectorial 4. Conservación, biodiversidad y desarrollo sostenible.
- Mesa Sectorial 5. La importancia del estuario para el ecosistema productivo, logístico, comercial y de navegación.

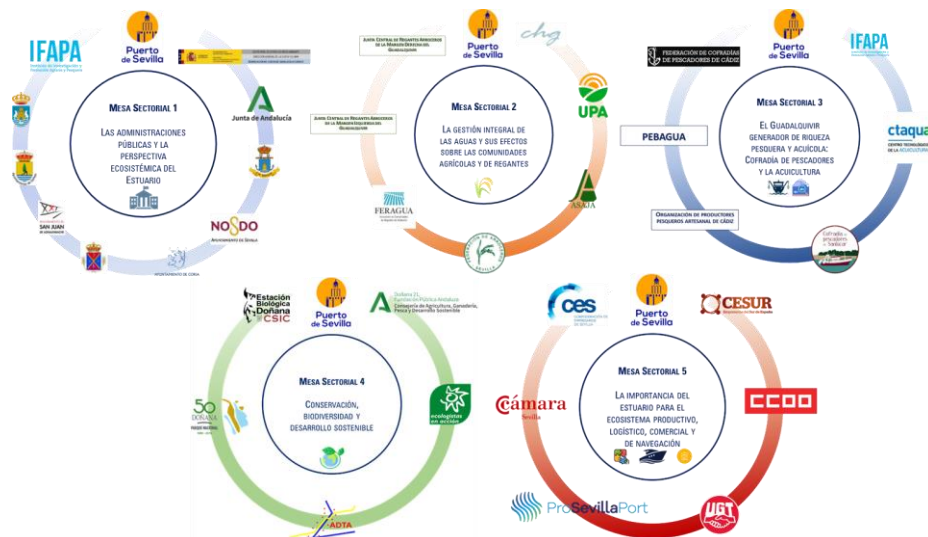


Fig. 3 Mesas Sectoriales constituidas en el marco del Proyecto de Optimización de la Navegación.

Fuente: elaboración propia (2022)

Además, el proceso de participación puesto en marcha para el desarrollo del proyecto está apoyado por un órgano consultivo, un Comité Científico-Técnico formado por expertos y profesionales de diferentes ámbitos. Este comité ha tenido la función de asesorar y proponer o sugerir en aras de la mejora del proyecto y su evaluación.



Fig. 4 Comité Científico-Técnico constituido en el marco del Proyecto de Optimización de la Navegación.

Fuente: elaboración propia (2022)

4. Alternativas de proyecto

4.1. Actuaciones dirigidas a la optimización de la navegación

La navegación a través del Guadalquivir se realiza aprovechando la onda de marea, de modo que los buques entran en el puerto aprovechando la marea llenante. Para realizar las salidas de puerto, caben dos posibilidades. La primera, es la más habitual, y es que el buque tenga un calado de salida inferior al registrado en ese momento, por lo que su operativa de salida es la habitual. La segunda de las formas es empleada con aquellos buques cuyo calado sobrepasa el máximo permitido en ese momento, por lo que tienen que hacer la salida en una operativa conocida como "doble marea". Esta consiste en que el buque recorre la canal hasta una zona en la que fondea esperando a que la marea vuelva a subir para poder completar la salida de la vía navegable.

Este grupo de alternativas tiene por objeto establecer actuaciones que mejoren de forma activa la navegación a través del Guadalquivir, estableciendo nuevas infraestructuras en la canal y definiendo nuevas zonas de operaciones, dotando de mayor seguridad las operativas de entrada y salida del puerto.

4.1.1. Nueva zona de parada intermedia

La rasante de la canal no es uniforme, si no que presenta zonas depresivas conocidas como fosas, que se han generado de manera natural debido a la propia hidrodinámica del Guadalquivir. Estas han permitido que se puedan realizar las operaciones de doble marea.

En el marco de este proyecto y, dado que se busca aumentar las dimensiones de los buques que accedan al Puerto de Sevilla, se está estudiando una nueva zona de parada intermedia con la posibilidad de que se construya una infraestructura de apoyo para estos buques. En este sentido, se puso en marcha un estudio completo de maniobrabilidad para la evaluación de alternativas, desarrollado por Sipoport XXI.

Para determinar la idoneidad de la zona que se propone, se ha realizado un estudio determinista previo que, tras la aprobación por parte de la Autoridad Portuaria de Sevilla y del equipo consultor, se ha procedido a una segunda fase consistente en la simulación a tiempo real de las operaciones necesarias para poder realizar la parada.

4.1.2. Limitación de la velocidad de navegación

Uno de los principales objetivos es el aumento de calado de los buques que entren en el puerto y, para ello, se establece que, en ciertas zonas de la vía navegable se debe limitar la velocidad. Esto es así para reducir el efecto del *squat*, el cual se trata del desplazamiento vertical que realiza el buque en función de la velocidad.

De la primera fase del estudio de maniobrabilidad, se ha determinado que existen 3 zonas en las cuáles se debería reducir la velocidad a, 10 nudos en una de ellas y a 8 nudos en las otras dos, de modo que permitiría que el aumento de calado oscilase en aproximadamente medio metro.

4.1.3. Nuevas zonas de encuentros de buques

Actualmente los encuentros de buques se concentran en los 15 km más próximos a la esclusa, así como en los 20 km más próximos a la desembocadura. Estos encuentros corresponden en la mayoría de los casos a cruces de buques, seguido de adelantamientos y por último a pasos frente a buques fondeados, debiendo realizarse todas estas maniobras en zonas con suficiente ancho de la canal disponible.

En el estudio de maniobrabilidad se ha estudiado nuevas zonas en las que los buques tipo de mayor envergadura que se pretende que puedan acceder al Puerto de Sevilla tras el desarrollo del presente proyecto, puedan cruzarse con las condiciones de seguridad suficientes. Este estudio se ha realizado de manera que dos buques gemelos (de dimensiones similares) se cruzasen en diferentes partes de la canal. De él, se ha determinado que todos los buques estudiados a excepción de un granelero de 180 m de eslora se pueden cruzar en varias zonas de la canal con la seguridad requerida.

4.1.4. Mejora del balizamiento

En los últimos años, con el objetivo de mejorar el posicionamiento y la navegación a través del Guadalquivir, la Autoridad Portuaria de Sevilla ha puesto en marcha diferentes proyectos. Con ellos, se ha avanzado hacia una mayor digitalización de la Eurovía y a una mejora de las condiciones de navegación.

En este sentido, a través del análisis AIS de las trayectorias de los buques y, debido a que se han detectado zonas de la vía navegable en las cuáles hay un posible déficit de cobertura por parte de los sistemas de posicionamiento, se ha planteado la mejora del balizamiento actual, adaptándolo a las trayectorias e intentando que el posicionamiento de los buques sea lo más ajustada posible.

4.2. Operaciones de mantenimiento de calado

Actualmente la vía navegable del Guadalquivir presenta unas dinámicas sedimentarias relevantes en varios tramos del río, lo que provoca que de manera recurrente haya una pérdida de calado sustancial. Para poder recuperar la cota de la canal de navegación, la Autoridad Portuaria de Sevilla debe realizar unas labores de dragado de mantenimiento que, o bien se realiza de manera anual o bianual, dependiendo el nivel de aterramiento calculado a través de la comparación de batimetrías.

En este sentido, para poder mantener una vía navegable operativa y segura, se plantea que la cota de la rasante de la canal actual debe poder reestablecerse para evitar posibles vulneraciones de las condiciones de seguridad en la navegación. Por ello, se plantean diferentes métodos de dragado que puedan ser viables técnicamente y que, además, sean los más adecuados desde otros puntos de vista como el ambiental.

4.2.1. Succión en marcha

Los volúmenes de dragado que se extraen en cada campaña rondan de media los 350.000 m³, por lo que se a nivel operativo la draga de succión en marcha, hasta la actualidad, se ha determinado como el método más efectivo de cara a mantener la cota de la canal.

Esta técnica consiste en una embarcación con unas cántaras de almacenamiento que, mediante una tubería y una cabeza aspiradora succiona todo el material sobrante hasta la cota requerida. Una vez las cántaras están llenas, se

produce un vaciado de las mismas mediante impulsión por tubería a vaciaderos terrestres o, mediante vertido en el vaciadero marino. La ventaja del dragado de succión en marcha es que el material puede transportarse y depositarse a grandes distancias.

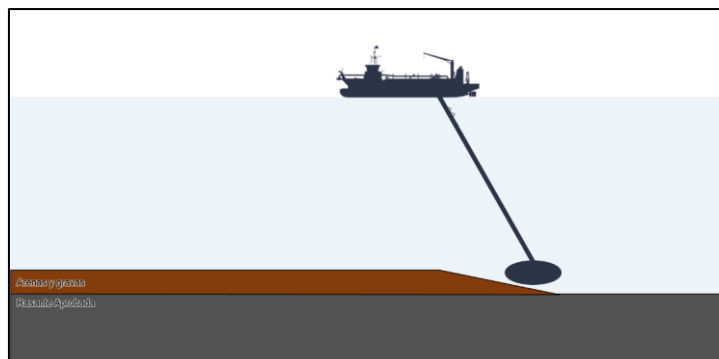


Fig. 5 Operativa de la draga de succión en marcha. Fuente: Elaboración propia (2022)

Auxiliariamente para nivelar el fondo se utiliza un *plough* que consiste en la utilización de una embarcación equipada con un arado que sirve para regularizar el lecho de la zona de operaciones. La operativa consiste en bajar la rastra de fondo hasta la cota requerida, de modo que, con el avance de la embarcación, el arado nivela el lecho arrastrando sedimentos hacia otras zonas en las que hay una mayor profundidad. Esta técnica complementa la succión en tramos donde las pérdidas de calado son de unos 10 o 20 cm y no es eficiente el dragado de succión.

Cada campaña de mantenimiento no se draga todo el río, sino únicamente los tramos que han perdido el calado de seguridad. La APS realiza batimetrías periódicas longitudinales de la canal para detectar los tramos que son necesarios dragar.

4.2.2. Water Injection Dredging

La técnica de Water Injection Dredging (en adelante WID) se basa en la fluidificación de las capas de sedimentos de granulometría fina con la impulsión de agua a baja presión, de tal manera que las corrientes que se crean con los sedimentos se desplazan hacia otras zonas, a favor de la pendiente. No es efectiva con sedimentos de tamaño de grano superior al limo.

Esta técnica se lleva a cabo mediante el uso de una embarcación dotada con bombas de agua para la presurización de flujos de agua. Ésta posee un brazo con un cabezal, con una longitud de entre cinco y diez m, con inyectores. La operativa se realiza bajando el cabezal en la masa de agua hasta las proximidades del fondo y se va fluidificando las capas de sedimento mientras la embarcación se va moviendo. Estas masas formadas por la mezcla de sedimentos y agua se desplazan horizontalmente, de forma que o se depositan a una distancia de la zona de operación.

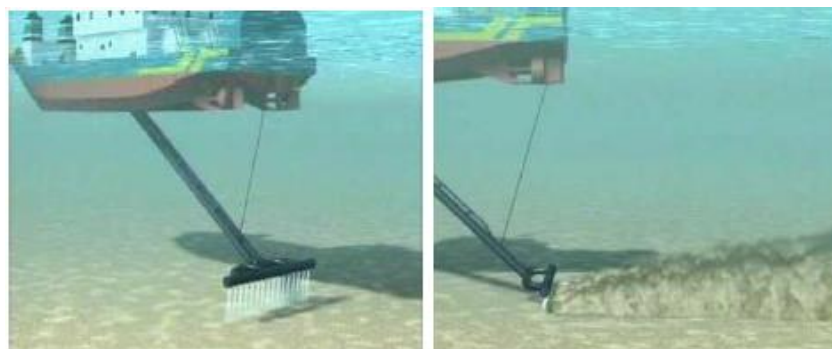


Fig. 6 Operativa de la draga WID. Fuente: Delft-Van Oord

Las caracterizaciones de sedimentos realizadas de manera periódica en la canal de navegación, así como las muestras tomadas en cada una de las campañas de dragado, se ha podido determinar que gran parte del material

que se draga es de granulometría fina, inferior a las 63 micras, haciendo que se bombeen grandes cantidades de fango hacia los vaciaderos. Esto además tiene una afección a los ciclos de dragado, ya que la draga de succión en marcha tiene un rendimiento inferior al tener que succionar una mayor cantidad de agua y, por lo tanto, aumentar el número de ciclos de dragado. Es por ello que, el WID se presume beneficioso para mejorar, por un lado, los rendimientos de las operativas de dragado que se llevan a cabo, ya que de esta manera se limpiaría la canal de sedimento fino y permitiría a la draga de succión en marcha dragar menores volúmenes de sedimento y de mayor granulometría y, por otro lado, se mejoraría la gestión de estos materiales al extraerse menores volúmenes hacia vaciaderos terrestres.

En el marco del proyecto se plantea el uso del WID en los tramos superiores como Antesclusa o Las Huertas, donde los volúmenes de dragado por campaña suponen prácticamente un 50% del total.

4.3. Gestión del material dragado

En las labores de mantenimiento de la canal se producen grandes volúmenes de dragado que deben ser gestionados de la manera más sostenible posible. Fruto de ello, se plantean diferentes soluciones.

La gestión del material va ligada a su naturaleza. En este sentido, las arenas proporcionan mayor viabilidad para su uso (tal y como se ha venido haciendo en el Puerto de Sevilla como, por ejemplo: regeneraciones de playas, firmes y rellenos para viales, mejora de suelos agrícolas, etc.). El material más fino presenta menos aptitudes para su valorización debiendo centrarse el esfuerzo en darle salida a aquél.

La APS ha ido adaptando la gestión del material procedente de los dragados de mantenimiento, que ha ido evolucionando en función de requerimientos bien de otras administraciones (Demarcación de Costas de Andalucía-Atlántico que ha solicitado el uso para regeneración de playas cuando el material sea apto) o bien para adaptarse a los principios de mejora y sostenibilidad impulsados continuamente por las políticas europeas y sus transposiciones nacionales, como es el caso del cambio en la normativa de residuos que se produjo en el año 2011 (Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados -BOE núm. 181 de 29/07/11) haciendo necesaria una nueva forma de gestionar los materiales depositados en los vaciaderos terrestres o la iniciativa de la APS de actuaciones de manejo de los vaciaderos terrestres para favorecer la presencia de la avifauna. Todo ello ha dado lugar a una gestión actual del material de dragado mixta entre el vertido a vaciaderos terrestre, el destinado al vaciadero marino y la regeneración de playas.

4.3.1. Eliminación terrestre del material dragado

Esta opción es la más básica y consiste en la eliminación en vertedero del material dragado sin realizar valorizaciones de ningún tipo. No obstante, se plantea que, debido a su propia naturaleza, las fracciones de arenas y gravas pudiesen tener un uso mientras que las fracciones de fino que conforman los fangos fuesen eliminadas en vertedero directamente.

Esta alternativa se plantea de esta manera ya que los fangos son difícilmente aprovechables debido a sus características, mientras que las fracciones de áridos más gruesos tienen una salida más fácil en diferentes sectores productivos como la construcción.

4.3.2. Valorización del material dragado

Estas labores de valorización se realizarían en los vaciaderos terrestres, que se tratan de parcelas a lo largo del río utilizadas de manera frecuente en las campañas de dragado donde se impulsa el material. Actualmente están en uso Butano, que se encuentra próximo a la Esclusa, y La Horcada, situado en el tramo medio del Guadalquivir.

El material depositado en los vaciadero terrestres es gestionado por la APS con el fin de valorizarlos, es decir, darles un segundo uso. Actualmente hay diferentes líneas de actuación que se detallan a continuación:

- **Generación de zonas de nidificación para la avifauna.** Desde 2017 se ha establecido un convenio entre la APS y la Estación Biológica de Doñana del Centro Superior de Investigaciones Científicas (en adelante

EBD-CSIC) para el uso de los vaciaderos terrestres como zonas para la nidificación y la cría de avifauna acuáticas, ya que en ellos se ha podido apreciar que ciertas especies utilizaban estos recintos como zonas de descanso y cría. Con ello, se han planteado propuestas y protocolos de actuación para favorecer el aumento del uso de estos recintos por parte de la avifauna, adaptando estructuras como islas artificiales o taludes o, adaptando los hidroperíodos a los reproductivos de las especies.



Fig. 7 Secuencia de los trabajos realizados en los vaciaderos de Butano y La Horcada. Fuente: APS



Fig. 8 Especies identificadas en los hábitats generados en Butano y La Horcada. Fuente: APS (2021)

- **Economía circular.** Como se ha comentado, parte de las fracciones de material dragado tienen salida en diferentes industrias, por lo que se ha concluido importante explorar diferentes vías para darle un segundo uso a estos materiales y, sobre todo, a las partes más finas cuya salida es complicada.
 - **Usos cerámicos.** En el marco del proyecto se ha suscrito un contrato con la Fundación Innovarcilla que tiene por objeto el estudio y análisis de la viabilidad de los fangos que se depositan en el vaciadero de Butano, además de buscarle una salida comercial. A raíz de este estudio, se ha determinado que el material del vaciadero puede ser viable técnicamente en dosificaciones máximas del 20%, siendo el uso para la construcción de ladrillos cerámicos una de las principales salidas.
 - **Usos agrícolas.** Dado que gran parte del material procede de los tramos altos de la cuenca del Guadalquivir, donde se desarrolla una intensa labor agrícola, se ha planteado el uso del material

de dragado como fertilizante. Debido a diferentes experiencias con el sector agrícola de las zonas ribereñas, se ha podido determinar que se trata de un material que mejora la composición de los suelos de cultivo, sobre todo para la nivelación de parcelas o la adecuación de zonas degradadas.

- **Usos en obra pública.** En este ámbito se ha estado estudiando la viabilidad técnica de estos materiales en el ámbito de la obra civil. Por un lado, para la formación de firmes en las capas base y subbase de los mismos y, por otro lado, para la fabricación de materiales de construcción como pueden ser hormigones, conglomerados y otros productos.

4.3.3. Reubicación del material en Domino Público Marítimo Terrestre

Reubicación en el vaciadero marino

Los sedimentos de los tramos bajos del río que no sean aptos para ninguno de los usos ya citados, especialmente regeneraciones de playas y márgenes se reubicarán en el vaciadero marino. El vaciadero marino tiene una superficie aproximada de 37.000 m². Su uso ha ido disminuyendo a lo largo de los últimos años debido a la valorización del material que se viene realizando mediante la regeneración de playas.

Colocación del material de dragado en fosas naturales

Como se comenta en el apartado de las soluciones de optimización de la navegación, el Guadalquivir presenta diferentes fosas naturales a lo largo del río. En este sentido, se plantea la posibilidad de colocar material en algunas de esas fosas con el objetivo de no extraer material del sistema.

En este proyecto se han estado examinando la morfología de las mismas y, se ha determinado que dos de ellas son fosas que, por sus posibilidades de almacenamiento pueden ser óptimas para realizar esta operativa. Además, para ello, se ha estudiado la distancia a los diferentes tramos de dragado priorizando aquellos en los que los volúmenes de dragado son mayores.

Para determinar la viabilidad de estas dos fosas, el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IH Cantabria) ha realizado una modelización mediante la simulación de una colocación por fondo en las mismas y estudiando si al cabo de una año hidrológico medio, el material depositado ha salido de la fosa o no. Con ello, se puede establecer que se trata de una alternativa viable y reutilizable.

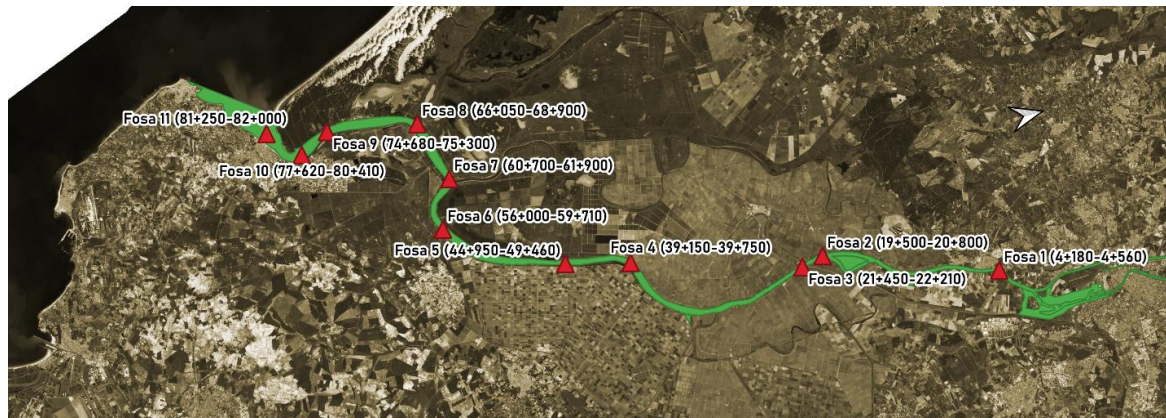


Fig. 8 Ubicación del vaciadero marino. Fuente: elaboración propia

Alimentación de playas y márgenes

En las últimas campañas de dragado, la APS ha venido realizando una realimentación de varias playas en Sanlúcar de Barrameda y, en la última campaña, se ha realizado una regeneración de un tramo de la margen derecha en el entorno de Doñana. Para ello se ha utilizado un material con una granulometría óptima, estableciendo una operativa con maquinaria en tierra y en la canal a través de la impulsión del material desde la draga.

Estas experiencias han sido realmente satisfactorias, lo que permite incluir estas soluciones dentro del proyecto para que, en futuras labores de mantenimiento poder usar el material que se draga en la canal para estabilizar y mejorar la calidad de las playas de las desembocadura, así como de las riberas del Guadalquivir.

En el marco de esta propuesta, se plantea que en los propios vaciaderos terrestres que se usan recurrentemente, se puedan habilitar zonas como reservorios de áridos aptos para estas labores, de modo que se deposite el material en esa zona y que, la administración competente, pueda hacer uso de ella en función de sus necesidades.



Fig. 9 Alimentación de la margen en Doñana. Fuente: Dravo, S.A. (2022)

5. Procesos de erosión y sedimentación y estabilidad de márgenes






A lo largo de la ría del Guadalquivir es apreciable que las márgenes están sometidas a fuertes procesos erosivos que provocan la pérdida de material y, por lo tanto, problemas en el entorno de las mismas. Por ello, en el marco de este proyecto, puso en marcha estudios específicos con el fin de poder abordar el problema y diagnosticar de manera fiable los agentes que provocan esta situación. Para ello se ha contado con el IH Cantabria para la realización de un modelo de erosión-sedimentación para identificar y cuantificar los procesos de erosión sedimentación que rigen la dinámica de las márgenes.

Asimismo, debido a que los problemas no se deben únicamente a las acciones desde la parte fluvial, se ha contado con el Dr. Juan Pedro Martín Vide de la Universidad Politécnica de Cataluña. Sus tareas se centran en la valoración actual de las márgenes en cuanto a estabilidad y, llegado el caso, establecer medidas de estabilización o restauración.

Estudio para la ampliación del frente de Almadrabillas y Muelle de Levante en el Puerto de Almería

Study for the expansion of the Almadrabillas Maritime Front and the Levante Quay in the Port of Almería

M^a Piedad Herrera^a, Jorge Martín^b, Pablo Arjona^c, Jorge Molines^d y Roberto Pillado^e

^aDpto de Infraestructuras Marítimas, PROES Consultores S.A., , mariapiedad.herrera@proes.es; ^bEstudio 7, Ingeniería y Construcción, , jorgemv@estudio7soluciones.es; ^cEstudio 7, Ingeniería y Construcción, , pabloal@estudio7soluciones.es; ^dLaboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, , jormollo@upv.es; y ^eDpto de Infraestructuras Marítimas, PROES Consultores S.A., , roberto.pillado@proes.es

Abstract

The Port of Almería, situated in the Mediterranean Coast of Spain, has a unique location due to its proximity to the city center. That is why, in recent years, the Almería Port Authority is developing a series of actions to promote the Port-City model defined in its Master Plan. For a first phase of action, intervention is proposed in the area close to the promenade, specifically in the areas of (1) the Levante Quay, (2) the Cable Francés structure, and (3) the Almadrabillas Maritime Front. For this purpose, the Joint Venture PROES/ ESTUDIO 7 is developing a detail engineering with two main objectives: (1) Improve infrastructures for cruise ship traffic, and (2) Provide the necessary infrastructures to the seafront in order to accommodate the Port-City actions. In this paper, the current situation of the area is first described and then the main activities to carry out are described, showing the main solutions proposed for each element.

Keywords: Port-City concept; Maritime structures; Urban-port planning.

Resumen

El Puerto de Almería, situado en el Mar Mediterráneo, presenta una localización única debido a su proximidad a la ciudad. Este hecho ha generado que, en los últimos años, la Autoridad Portuaria de Almería esté llevando a cabo una serie de actuaciones para promover el modelo Puerto-Ciudad definido en su Plan Director. Estas actuaciones están enfocadas, en una primera fase de intervención, en la rehabilitación/remodelación de tres elementos singulares: (1) El Muelle de Levante; (2) el Cable Francés; y (3) el Frente Marítimo de las Almadrabillas. Para llevar a cabo estas actuaciones, la Autoridad Portuaria adjudica la redacción de un Proyecto Constructivo a la UTE PROES/ESTUDIO 7, con dos objetivos principales: (1) Mejorar las infraestructuras para el tráfico de cruceros (en la zona del Muelle de Levante), y (2) mejorar la accesibilidad al borde del Mar, acercando al ciudadano a la zona marítima y portuaria. En este artículo se describen las actuaciones propuestas previa descripción de la situación actual y los condicionantes principales de diseño.

Palabras clave: Modelo Puerto-Ciudad; Infraestructuras marítimas; Planificación portuaria

1. Introducción

Es indudable la relevancia e impacto que tienen los puertos en nuestro entorno. Por su cercanía a la ciudad, no se puede hablar de desarrollo portuario sin considerar el desarrollo urbano. Este hecho ha sido el causante de la importancia que ha cobrado el modelo Puerto-Ciudad en los últimos años.

Este concepto adquiere especial relevancia en el Puerto de Almería (España) dada su proximidad al centro de la ciudad. La planificación actual de la Autoridad Portuaria de Almería presenta ya un claro criterio sobre su crecimiento futuro, y este es el crecimiento hacia la zona exterior del Puerto.

Por ello, en 2016 se firmó un convenio entre la Autoridad Portuaria de Almería, el Ayuntamiento de Almería y la Fundación Bahía Almeriport; en el que se comprometían a iniciar y promover las gestiones necesarias para cambiar los usos actuales de los espacios portuarios en desuso, así como a planificar la integración a largo plazo del Puerto-Ciudad de Almería. El Plan Director promueve la transformación a largo plazo de todo el frente portuario de la ciudad en diferentes áreas (A.1 a A.6), ver Fig. 1.

Para una primera fase de actuación, se propone la intervención en las zonas A.5 y A.6 correspondientes a la zona del Muelle de Levante, la estructura del Cable Francés y el Frente Marítimo de Almadrabillas; para lo cual se adjudica la redacción de un Proyecto Constructivo a la UTE PROES/ESTUDIO 7, con dos objetivos principales:

- 1) Mejorar las infraestructuras para el tráfico de cruceros
- 2) Dotar al frente marítimo de las infraestructuras necesarias para acoger las actuaciones Puerto-Ciudad.

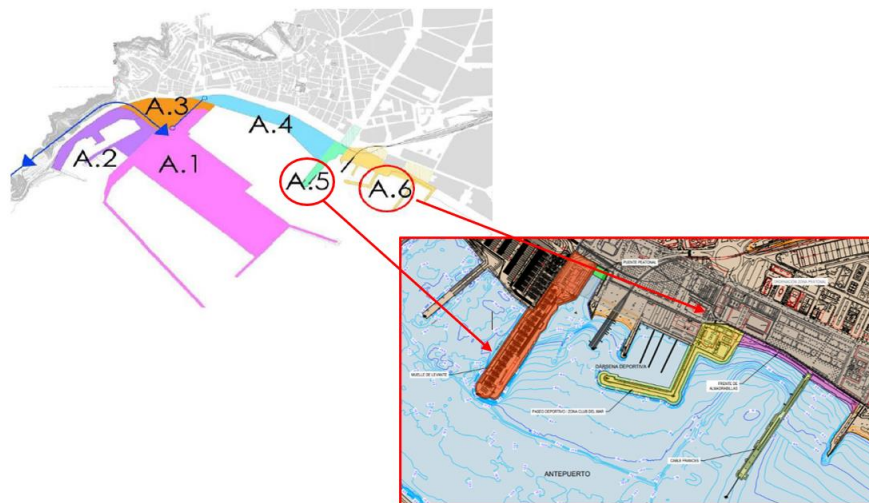


Fig. 1 Áreas de actuación

2. Objeto del proyecto

Las principales actividades a realizar se enumeran a continuación:

- Muelle de Levante: Además de acoger las instalaciones administrativas de la Autoridad Portuaria y la torre de control del Puerto, entre otros, su principal actividad se centra en el tráfico de cruceros. Se pretende realizar la ampliación (nueva línea de atraque en el lado Este), así como la adecuación del paramento interior de este muelle (nuevo paramento con avance de 4 m en la línea de atraque) para dar un correcto servicio al tráfico de cruceros, dado el avanzado estado de deterioro que presenta. Es un muelle vertical convencional y es el más antiguo de la dársena comercial del Puerto de Almería.
- Cable Francés: Esta estructura es un antiguo muelle de carga de minerales (construido en 1920) en la playa de San Miguel. A modo de pantalán, está conformado por una estructura de hormigón de 315 m de longitud cimentada sobre pilotes y una anchura variable entre los 9 m y 12 m. Debido a su situación de

deterioro, el Puerto de Almería quiere recuperar este espacio para convertirlo en un atractivo más del frente marítimo de la ciudad convirtiéndolo en un espacio de ocio en dos alturas.

- Frente Marítimo de Almadrabillas: Con el fin de evaluar el rebase de la zona, condicionado por la oblicuidad del oleaje, la variación del nivel del mar por onda larga, y la difracción del dique principal entre otros, se ha realizado la modelización numérica 3D en OpenFoam de todo el Frente. Se realizará una reordenación de toda la zona dando continuidad al paseo marítimo, para lo cual se ampliará el paseo actual en 7 m de anchura dotándolo de material urbano y de las protecciones de escollera pertinentes.

3. Estado actual. Ámbito de actuación

3.1. Muelle de Levante

El muelle de Levante es el más antiguo del Puerto de Almería, albergando actualmente el tráfico de cruceros. Cuenta con una línea de atraque de 220 m de longitud, 8 m de calado y 2 m de francobordo. Esta infraestructura queda protegida del oleaje por su lado Este por los correspondientes mantos y taludes de escollera, coronados por un muro espaldón, encontrándose en su zona Oeste el muelle de atraque propiamente dicho, conformado por bloques de mampostería.

Las instalaciones de uso público existentes en esta plataforma son las oficinas principales de la Autoridad Portuaria (2.040 m²), aseos públicos (40 m²), Capitanía Marítima y SASEMAR (629 m²). A su vez, se extiende por la explanada un parking público que da servicio a la Terminal de Líneas Marítimas y al resto de usuarios, debido a su cercanía al centro de Almería. Este muelle es accesible al uso ciudadano, con dos puntos de interés: la escalinata Real y el Mirador de Levante.

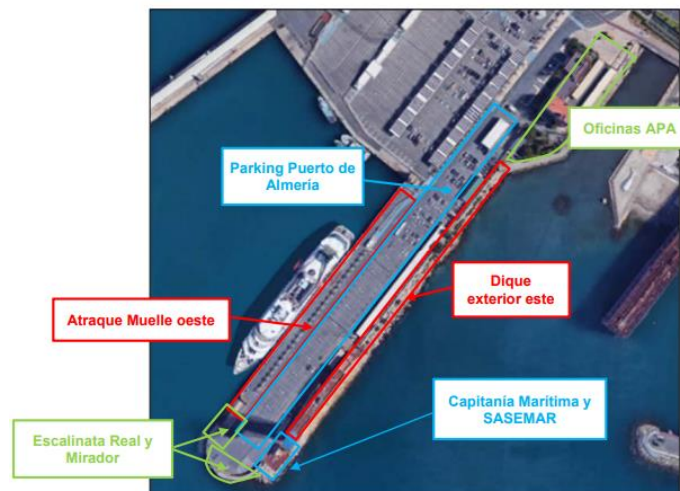


Fig. 2. Planta de elementos situados en el Muelle de Levante

Además de acoger las instalaciones administrativas de la Autoridad Portuaria y la torre de control del Puerto, como ya hemos señalado, la actividad portuaria actual en el muelle se limita al tráfico de cruceros, siempre en tránsito. Por lo cual, la finalidad de la remodelación y ampliación del Muelle de Levante es potenciar el tráfico de cruceros, creando en este muelle un espacio atractivo al turismo mediante la creación de actividades de ocio, comerciales y culturales

Una de las limitaciones de este muelle para el desarrollo del tráfico de cruceros en el Puerto de Almería, es la falta de simultaneidad en caso de dos escalas en el mismo día, siendo el muelle de Ribera el que acoge a aquellos cruceros de mayor envergadura o cuando el Muelle de Levante está ocupado.

Sin embargo, a pesar de lo anterior, el principal problema del actual Muelle de Levante es el proceso de degradación que está sufriendo por el transcurso de los años y por estar expuesto a la erosión, generada

posiblemente por el paso del agua de un lado (dique) al otro (muelle) a través de su núcleo, haciendo posible de esta forma que sea atacado por corrientes y mareas, que han podido lavar los finos del núcleo. En la Fig. 3 se observa el proceso de degradación al que están sometidos los bloques que conforman el Muelle.

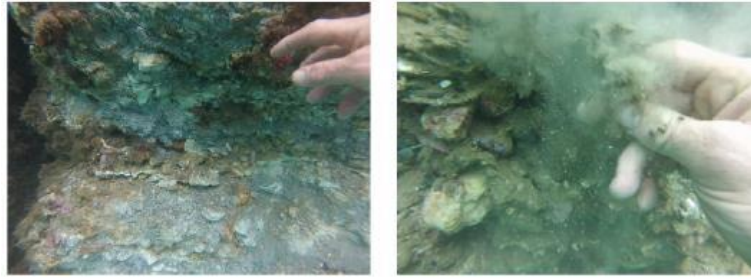


Fig. 3. Degradación de bloques existente en el Muelle de Levante

Es por ello, que se plantean dos actuaciones sobre el mismo:

- La reparación del muelle de cruceros existente (lado oeste)
- Ampliación del muelle en el lado este, dotándolo de una línea adicional de atraque.

3.2. Cable Francés

El Cable Francés está ubicado dentro del entorno de la playa de San Miguel, concretamente en la playa de las Almadrabillas, justo entre el puerto comercial y el puerto deportivo, al final de la rambla de Almería. Actualmente en desuso, fue construido con el objetivo de facilitar la descarga de material de hierro procedente de las minas de Alquife.



Fig. 4. A la izquierda, vertedera mecánica en sus últimos años de utilización; y a la derecha, estado actual del Cable Francés

Está conformado por una estructura de hormigón con una longitud de 313 m y una anchura variable entre los 9 m y 12 m, dividido en tres secciones construidas en diferentes años.

Una primera parte de 123 m construida en 1920 (denominada en este informe tramo A) es la más cercana a tierra, presenta forma de celosía, con un ancho de poco más de 9 m, con pilotes verticales de hormigón y con un pilote adicional en un lado con un voladizo.

La zona central, denominada tramo B, tiene una longitud de unos 105 m, y es aproximadamente de la misma fecha. Presenta una configuración en forma de celosía, pero más ancha, hasta 12 m, sobre pilotes de hormigón tanto verticales como inclinados. Tanto el tramo A como el B disponen de unas tablestacas unidas mediante tensores en el lecho marino, que contienen la escollera del fondo y que ayuda a salvar los desniveles de cota del fondo del mar.

La zona final denominada tramo C, de unos 85 m de longitud, es más reciente, ya que fue construida en 1975. Su configuración es completamente diferente, con vigas prefabricadas pretensadas y tablero, cimentada mediante pilotes verticales e inclinados sobre un manto de escollera, pero en este caso sin tablestacas de contención.

La estructura se eleva sobre el nivel del mar unos 5 m y tiene un calado que va desde 0 m en el arranque hasta -15 m en su extremo final.

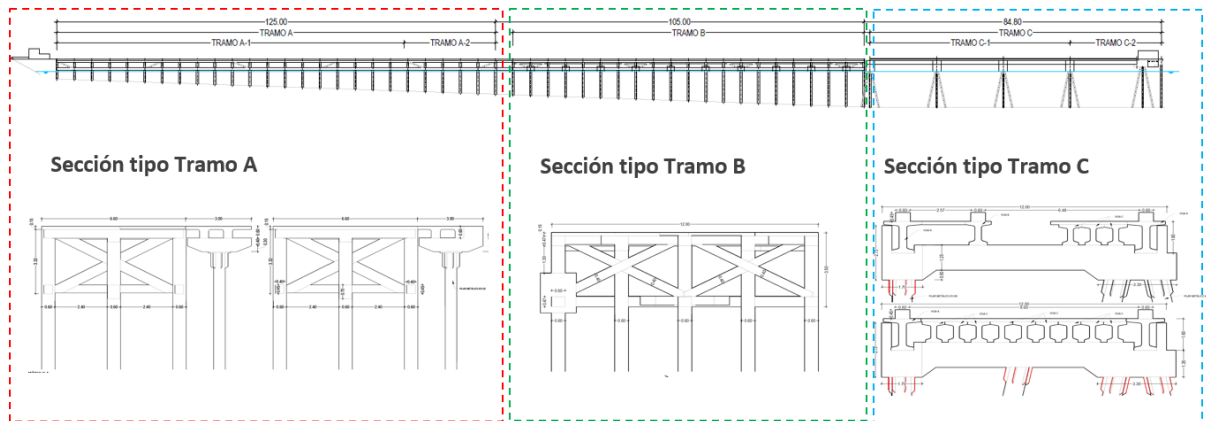


Fig. 5. Tramos distinguibles en la estructura del Cable Francés

Con el paso del tiempo, su inactividad y falta de mantenimiento, y la acción del mar, el Cable Francés se ha ido deteriorando presa de la corrosión y el embate de las olas, presentando en la actualidad un preocupante estado de degradación que impide su uso ciudadano inmediato.

El tablero en general está muy degradado tras el desmantelamiento de la cinta sinfín que transportaba el material, dejando al descubierto la armadura estructural del tablero. Por otra parte, las vigas y pilares que conforman la estructura de apoyo están afectadas por la corrosión, denotándose claramente que se encuentra en un estado muy avanzado de degradación, es decir, en la fase en la que la corrosión ha penetrado dentro del hormigón, despasivando la armadura, y provocado la fisuración del hormigón y la pérdida del recubrimiento.

3.3. Frente Marítimo de las Almadrabillas

El frente marítimo está compuesto de oeste a este por las infraestructuras de la zona este del Muelle de Levante, el puente peatonal de la Rambla de Almería, el Cable Inglés, situado frente a la explanada del parque de las Almadrabillas, el Puerto Deportivo, Club del Mar, el Cable Francés y finalmente el espigón de la playa de San Miguel. Todos ellos, recorridos por el paseo marítimo de Almería, que finaliza, justo en el puente peatonal sobre la Rambla.

La desembocadura de la Rambla de Almería está conformada por la suma de los cauces de tres ramblas que confluyen dentro del casco de la ciudad. Esta rambla es normalmente un cauce seco, canal ocasional de fuertes riadas y frecuente vertedero. Entre el año 1994 y 1996 se redactó y construyó el proyecto que abarcaba las diferentes actuaciones que darían a la Rambla el aspecto que tiene hoy en día.



Fig. 6. Imágenes de la rambla de Almería

Actualmente, la zona más accesible al borde del mar es la zona frente al parque de las Almadrabillas, donde se ha acondicionado una explanada con escalinatas permitiendo su uso al ciudadano, para eventos y exposiciones.



Fig. 7. Configuración general del Frente de las Almadrabillas

El frente marítimo en cuestión se estructura con el Paseo Marítimo, en el cual el acceso peatonal y de bicis no es cómodo para la población de Almería, ya que los usuarios para acceder al mismo desde el núcleo de la ciudad, deben cruzar por semáforos de 3 ó 4 vías rodadas esenciales, muy anchas y con un tráfico muy intenso.

Además, el paso peatonal sobre rambla es insuficiente por lo que no existe comunicación peatonal con el Puerto propiamente dicho, añadido a la existencia del varadero y la zona de Club de Mar con recintos vallados y acotado a la población, impidiéndose el uso y acceso libre al mismo.

El objetivo final de la Recuperación Ambiental del Frente Marítimo de Almadrabillas es conseguir acercar al ciudadano al borde de marítimo.

Para ello, se propone una mejora en el ancho del paseo, así como en el puente peatonal sobre la rambla, dotándolo todo del equipamiento urbano correspondiente.

4. Condicionantes de diseño

A continuación, se exponen brevemente los aspectos que han condicionantes del diseño de las actuaciones a proyectar.

4.1. Geología y geotécnica

Basado en las indicaciones de la ROM 0.5, se ha llevado una campaña geotécnica consistente en 14 sondeos repartidos por toda la zona de actuación:

Muelle de Levante:

- Tres (3) sondeos terrestres sobre el muelle.
- Dos (2) sondeos terrestres cortos sobre el muelle.
- Cinco (5) sondeos marinos para la ampliación del muelle por el lado este.

Cable francés:

- Dos (2) sondeos

Frente de las Almadrabillas:

- Un (1) sondeo en el frente litoral
- Un (1) sondeo en el Club Náutico

De manera genérica, la columna estratigráfica está integrada por dos sustratos: uno más superficial de arenas de compacidad media/densa y otra más profunda de gravas arenosas densas, donde se suele producir el rechazo en los ensayos NSPT.

4.2. Viento y oleaje

Para la caracterización del viento y oleaje offshore se consideró el registro correspondiente al nodo SIMAR 2054080 de Puertos del Estado. La Fig. 8 muestra la rosa de velocidad de viento y altura de ola significativa en este punto.

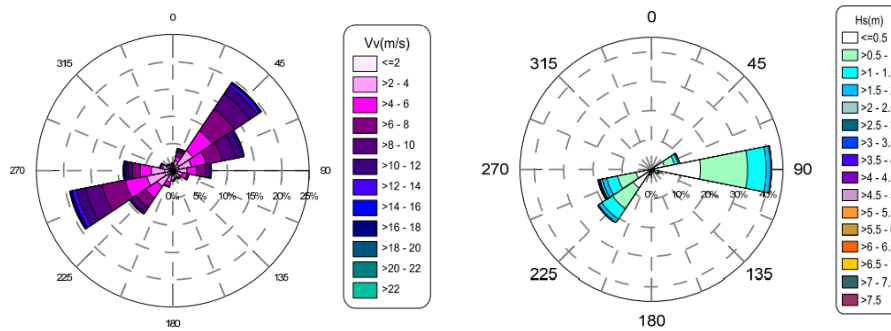


Fig. 8 Rosa de velocidad de viento (izquierda) y altura de ola significativa (derecha) en aguas profundas. Punto SIMAR 2054080

Como puede observarse, la dirección de procedencia del viento más frecuente es el NE (19,5%), seguida del WSW (19.3%). Además, los vientos más energéticos provienen principalmente del WSW. En el caso del oleaje en el SIMAR, se desprende que las direcciones principales de procedencia del oleaje de la zona son E, SW y WSW, con frecuencias de presentación del 41.1%, 22.1% y 18.6%, respectivamente. Por su parte, el 70.4% de los estados de mar presentan un periodo pico entre 4 y 8 s.

Posteriormente, a partir de los vientos y oleajes offshore anteriormente descritos, se llevó a cabo la propagación de oleaje hasta el punto P1 en la bocana del Puerto (Fig. 9), haciendo uso del software de propagación SWAN. Se observa como el oleaje al aproximarse a la costa se concentra en dos direcciones principales: SSE y SW.



Fig. 9. Rosa de altura de ola significativa en el punto P1 ubicado en la bocana del Puerto

Para caracterizar los niveles de marea en la zona, se realizó un análisis a partir de los registros del mareógrafo del Puerto de Almería; siendo el rango máximo de mareas del orden de 1 m.

4.3. Agitación interior

Definidas las direcciones de procedencia y periodos de los oleajes que inciden en las inmediaciones del puerto, se ha implementado un modelo numérico para la propagación del oleaje en el interior del puerto. El software utilizado fue el IH-MSP, desarrollado por el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IH Cantabria), y que resuelve la aproximación elíptica de la ecuación de la pendiente suave.

La metodología seguida para el estudio de agitación consiste en la propagación de estados de mar de altura unitaria con diferentes periodos pico y direcciones de procedencia, de manera que queda contemplado todo el abanico de posibles escenarios de oleajes incidentes en las instalaciones portuarias, concretamente en las 27 áreas definidas en la imagen de abajo.

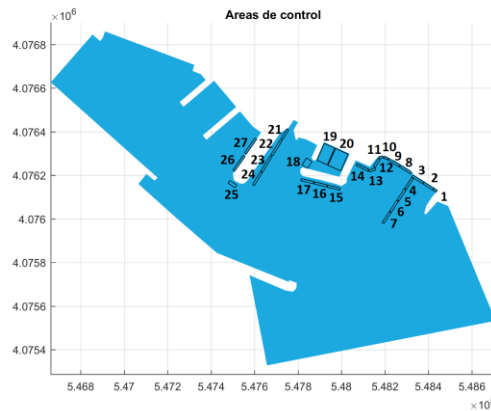


Fig. 10. Áreas de control para el cálculo de la agitación interior con IH-MSP

4.4. Estudio de rebase

Para estimar el rebase sobre todas las estructuras, se realizó un doble análisis mediante: (1) el empleo de ecuaciones empíricas (EurOtop, 2018) y (2) el posterior modelado con el software OpenFoam; siendo realizado este último estudio por la Universitat Politècnica de València (UPV). Debido al gran dominio computacional, se consideraron 3 tanques numéricos en la zona, y se implementaron los oleajes en la bocana de cada tanque a partir de los resultados del estudio de agitación. Para cada oleaje, se consideraron 100 temporales de 1000 olas con H_{m0} y T_p .

A lo largo de las estructuras se colocaron sensores de rebase, sensores de nivel y sensores de fuerza para medir presiones y subpresiones y en los contornos se emplearon playas antirreflejantes para evitar multirreflexiones en el modelo.

4.5. Estudio de maniobras en tiempo real

Por último, se realizó un estudio de maniobras en el interior del Puerto con el simulador en tiempo real con el que cuenta PROES. Se realizaron maniobras de entrada y salida con condiciones climáticas operacionales, así como maniobras de emergencia.

El objetivo del estudio era analizar la maniobra de cruceros en el Muelle de Levante, así como las posibles colisiones contra el Cable Francés durante la entrada de buques a Puerto, ya que años atrás se produjo una colisión contra el mismo.

Para ello, se contactó en tiempo real con el equipo de prácticos del Puerto de Almería quienes aconsejaban al práctico contratado para las simulaciones.

Por encima de los 30 nudos de viento, se consideró ayuda de remolcadores.

Para todos los casos simulados, las maniobras se completaron de forma correcta sin verse afectadas por las nuevas estructuras.

5. Descripción de las obras

5.1. Muelle de Levante

Esta actuación consiste en la adecuación de la actual línea de atraque del Muelle de Levante (en su frente oeste) y la ejecución de una nueva línea de atraque en su frente este, retirando el talud de escollera de protección existente

actualmente y demoliendo su espaldón. De este modo, se pretende dotar a esta infraestructura de dos líneas de atraque adecuadas a los tráficos de cruceros.

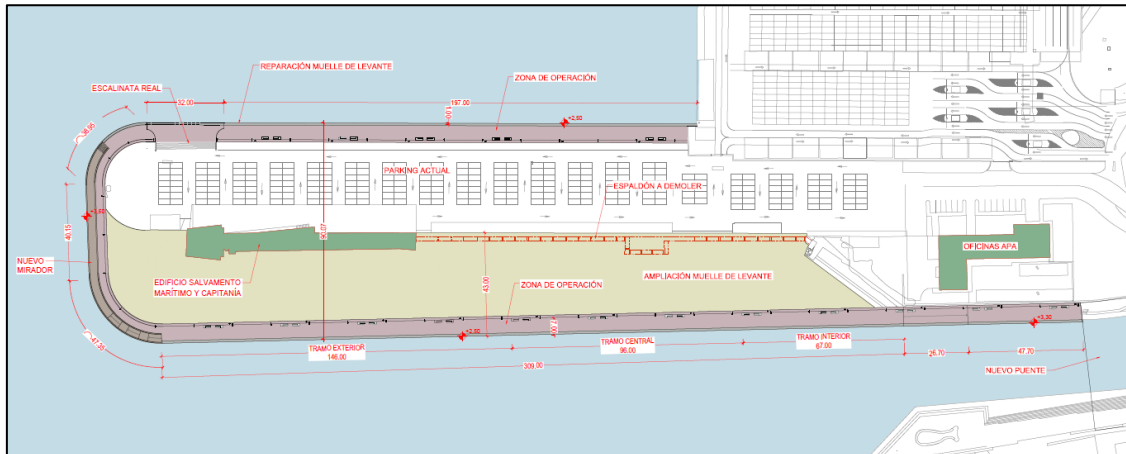


Fig. 11. Planta de la actuación propuesta en el Muelle de Levante

Reparación del Muelle Actual

La protección y el refuerzo del actual muelle se plantea con el vertido de hormigón adosado a la sección actual del Muelle, de manera que se genere un nuevo paramento. Esta actuación mantendrá el calado actual del muelle y supondrá el fin de la degradación de los bloques actuales.

Debido al estado de deterioro en el que se encuentre el paramento actual, será necesario la ejecución de tareas de limpieza y saneamiento del mismo, con el objetivo de garantizar la correcta adhesión del hormigón a verter con los bloques actuales. El material se degrada muy fácilmente, con lo que el objetivo principal es la retirada de restos orgánicos, algas, etc., que pudieran dificultar la operación. Se debe resaltar la innumerable presencia de irregularidades, grietas, fisuras y oquedades, con lo que la penetración del nuevo hormigón por las mismas permitirá, asegurando lo anterior, una correcta unión del conjunto.

La banqueta actual, coronada a la cota -8.00 m, se ampliará hacia el exterior. Debido a que el paso de los años ha propiciado la acumulación de fangos y finos contra la misma, será necesario proceder antes de dicha ampliación, al dragado y retirada de dichos materiales hasta la cota original del sustrato, fijada aproximadamente a la cota -10.50 m. Una vez finalizada la nueva banqueta, se ejecutará el enrase de grava para el apoyo homogéneo de la nueva estructura.

Ampliación del frente este-Nueva línea de atraque

La ampliación del Muelle en su lado este será de gravedad para facilitar que su explanada soporte las cargas transmitidas por los usos turísticos y comerciales a los que se destinará. La ejecución del Muelle supondrá una ampliación de la actual plataforma en 40 m de ancho en toda su longitud.

El hormigón a utilizar para los elementos estructurales de esta actuación (a excepción de los prefabricados) será un HM-35, compuesto con cemento SR-MR, reforzado con microfibras Sikafiber M-12 o similar, con una dosificación no inferior a 600 kg/m³, para garantizar su resistencia estructural y durabilidad.

Debido a la variación de calado existente entre el arranque del muelle y el morro, la alineación se ha dividido en tres tramos (tramo interior, tramo central y tramo exterior) para optimizar su diseño. Puesto que cada tramo presenta una cota de cimentación diferente, las embarcaciones que atracarán en ellos (y sus usos) serán diferentes. Como sistemas de amarre se colocarán bolardos cada 12.00 metros. La capacidad de estos dependerá del tramo del muelle donde se localicen, siendo de 50 t en el tramo exterior (20 bolardos) y de 20 t en el tramo central (5 bolardos). En el tramo interior no está previsto el atraque de embarcaciones debido a su escaso calado, más allá de que eventualmente podrán hacerlo algunas de muy pequeña dimensión.

Se proyecta también la colocación de 25 defensas cilíndricas tipo C 1800Ø-900Ø de Grado A3 y longitud = 2.00 metros o similar, colocadas en los mismos puntos en los que se ubican los bolardos.

Tras el estudio de agitación realizado se observó que la construcción de un muelle vertical de gravedad podría suponer una afección a la operatividad del Puerto Deportivo ubicado justo en frente, por lo que se proyecta un muelle de celdas antirreflejantes.

5.2. Cable Francés

La propuesta arquitectónica para el nuevo Cable Francés consiste en una estructura de doble altura, con una zona inferior donde se contempla la instalación de diferentes locales de restauración, y un nivel superior, al cual se accede mediante dos rampas dispuestas en los laterales del tablero y adaptado como mirador. En la Fig. 12 se muestra una infografía de posible rehabilitación.



Fig. 12. Vista del nuevo Cable Francés

La zona dedicada a los locales de ocio se considera de unos 125 m que sería únicamente la que ocupa el tramo A. La propuesta consiste en la demolición y construcción de los primeros tramos por vía terrestre, cortando los pilotes existentes a la altura del lecho marino. Se ha realizado un modelo estructural simulando esta situación, con pilotes nuevos capaces de soportar los esfuerzos de servicio y en situación sísmica. La nueva sección transversal constaría de 3 pilotes de diámetro de 0.9 m aproximadamente y unidos por un cabecero de hormigón de 1.5 m de ancho y con un canto de 1.5 m. El nivel superior está soportado mediante cerchas que apoyan en pilares hormigón separados entre sí, a una distancia que permite obtener en el nivel inferior zonas muy abiertas sin elementos que obstaculice el paso de los peatones, conservando el espíritu de la propuesta arquitectónica.

5.3. Frente Marítimo de las Almadrabillas

En el Frente de las Almadrabillas se plantea la ampliación del actual paseo en 7 metros de anchura mediante la generación de una explanada hacia el mar con material granular, protegida en su borde marítimo por una estructura de escollera en talud. Esta ampliación se contempla en toda la zona del paseo litoral (anchura total de 17 m) así como en la zona de Club de Mar en la que resultaría un ancho final de 7 m.

La solución consiste en un manto exterior de protección, con talud 2.50H:1.00V en la zona del paseo y talud 2.00H:1.00V en la sección de Club de Mar; formado por dos capas de escollera. Sobre la coronación del núcleo se cimienta el espaldón, sobre cuyo paramento vertical se apoyan las escolleras del filtro y el manto de protección. La cota de coronación se ha fijado en base a los resultados del estudio de rebase y de acuerdo al planeamiento urbanístico de la zona que contempla una remodelación íntegra del paseo dándole una pendiente del 1% hacia el mar.

Sobre la desembocadura de la Rambla en la playa de las Almadrabillas (ver Fig. 7) existe un puente de uso peatonal junto al antiguo trazado ferroviario y la carretera N-340a. En el marco de los trabajos, se ha propuesto asimismo una ampliación de esta infraestructura dentro de las diversas actuaciones propuestas de mejora y adecuación del entorno urbano en esta zona de acuerdo a las líneas marcadas en el Plan de Inversiones de la Autoridad Portuaria y el Master Plan Puerto Ciudad. Así pues, la actuación a llevar a cabo consistirá en la construcción de un nuevo puente hacia el sur, con un ancho de 23.40 m, de ancho formado por una losa continua de 50 cm de canto que se

empotra en estribos ubicados en los extremos y se apoya en 2 alineaciones de pilas en el medio, respetando la alineación de pilas del puente existente. El nuevo puente se ejecutará adyacente al existente, respetando la independencia entre los 2 sistemas estructurales, por lo que se instalarán barreras físicas para independizarlos totalmente el uno del otro (materializadas con mobiliario urbano y/o jardinería local).

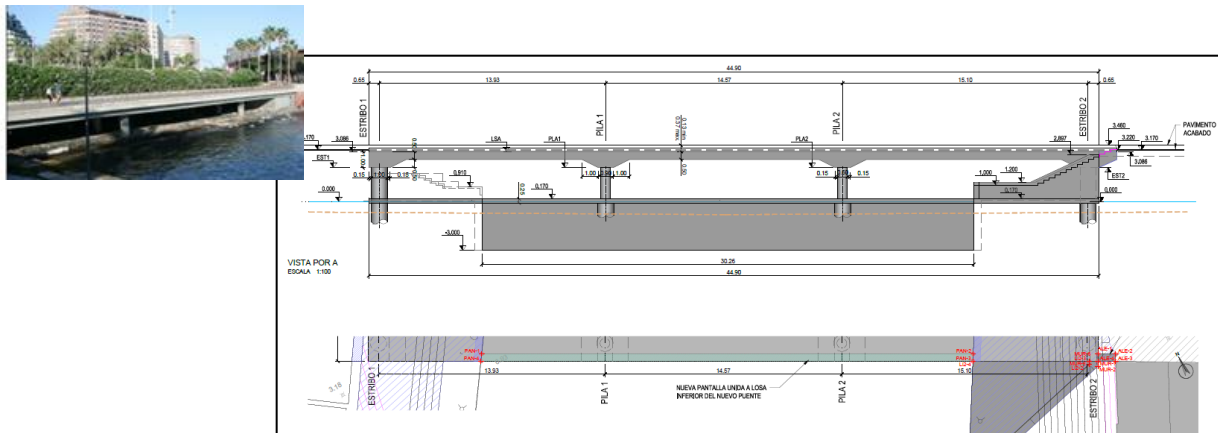


Fig. 13. Alzado y planta del puente peatonal proyectado

Referencias

EurOtop (2018). *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.

PUERTOS DEL ESTADO. Gobierno de España. Measuring Networks and Forecasting Systems.

Empleo de la tecnología CUBIPOD® en la Ampliación del Puerto Pesquero de Elmina, Ghana

Use of CUBIPOD® technology in the Elmina Port Expansion Project, Ghana.

Corredor Molguero, Antonio^a; González Esteban, Juan Manuel^b; Lebbe, Joachim^c; Kemp, Jon^d

^aSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Pº de la Castellana 259D, Madrid acorred@ohla-group.com; ^bSociedad Anónima Trabajos y Obras (SATO). Pº de la Castellana 259D, Madrid juanmanuel.gonzalez@ohla-group.com; ^cBELLSEA (DEME Group). Elmina fishing port project site, Ghana Lebbe.Joachim@deme-group.com; ^dIMDC. Van Immerseelstraat 66, Amberes, Bélgica jon.kemp@imdc.be.

Abstract

This article presents SATO's experience as a provider of CUBIPOD® technology in the Elmina Port Expansion Project, in Ghana. It reviews the different activities carried out by the company during the design and execution phases of the project and the conclusions drawn from the first project carried out with this technology in a sub-Saharan African country.

Keywords: *Cubipod, innovation, special concrete pieces, sub-Saharan Africa.*

Resumen

En el presente artículo se presenta la experiencia de SATO como proveedor de la tecnología CUBIPOD® en el Proyecto de Expansión del Puerto de Elmina, en Ghana. En él, se repasan las diferentes actividades realizadas por la compañía durante las fases de diseño y ejecución del proyecto y se resumen las conclusiones extraídas de primer proyecto realizado con esta tecnología en un país del África subsahariana.

Palabras clave: *Cubipod, innovación, piezas especiales, África subsahariana.*

1. Introducción

El proyecto de ampliación del puerto pesquero de Elmina, diseñado por IMDC y construido por BELLSEA (DEME Group), consiste en la ejecución de un dique de 310 metros y un contradique de 150 metros que darán protección a un área de usos portuarios. El morro del dique principal fue diseñado con un manto monocapa de CUBIPOD®. El presente artículo describe la experiencia de SATO durante el diseño y la ejecución del proyecto, y su estrecha colaboración con las empresas encargadas del proyecto.

2. CUBIPOD®

CUBIPOD® es una pieza masiva de la familia del bloque cúbico con una elevada resistencia estructural, de colocación aleatoria y porosidad uniforme en el talud, permite la construcción en una o dos capas. Desarrollado en 2005 por la Universidad Politécnica de Valencia, y cuya patente de explotación pertenece a SATO, posee una elevada estabilidad hidráulica y una gran capacidad de auto-ordenación y auto-reparación lo que le hace una solución idónea para proyectos en condiciones climáticas adversas.



Fig. 1 CUBIPOD®. Fuente: SATO (2021)

Comenzando su uso en 2013, en la actualidad se han instalado más de 35.000 unidades, con tamaños comprendidos entre 4 y 45 toneladas, expuestas a un amplio rango de condiciones climáticas, que van desde los 2.7 metros hasta los 8.8 metros de Hs de diseño.

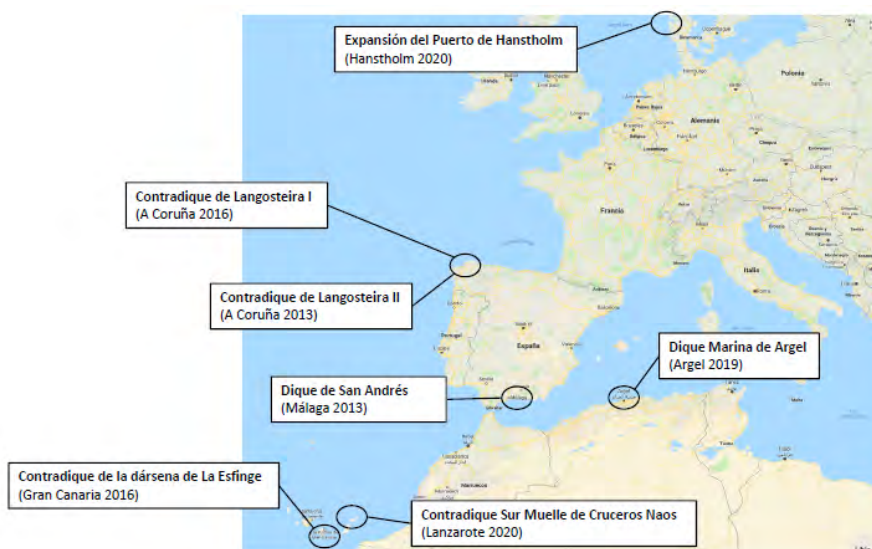


Fig. 2 Referencias previas. Fuente: SATO (2021)

3. Descripción del proyecto

El proyecto está situado en Elmina, en la costa Oeste de Ghana, situada a 150 Kilómetros de Accra, la capital del país.

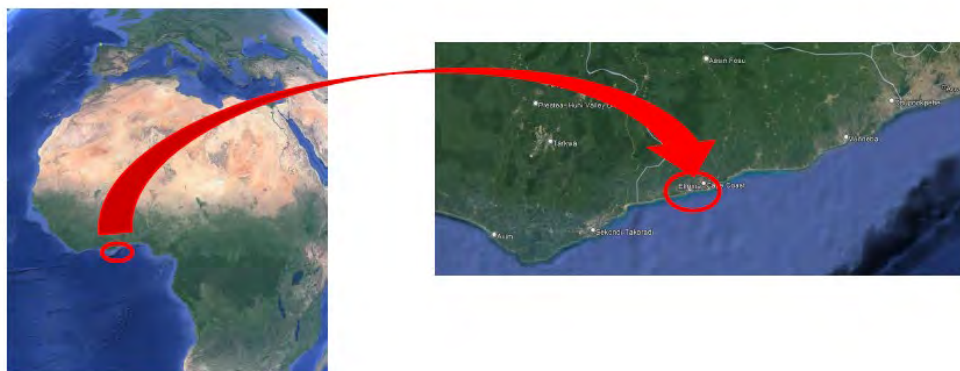


Fig. 3 Ubicación del proyecto. Fuente: Google Earth (2021)

La principal actividad económica de la ciudad es la pesca con artes tradicionales locales. En 2015 el gobierno del país puso en marcha un plan de mejora integral, con inversiones en infraestructuras como la red de saneamiento y tratamiento de las aguas, y las infraestructuras de salud y educación. Este plan incluye también la modernización de la industria pesquera existente y contempla la expansión de la infraestructura portuaria existente.



Fig. 4 Vista aérea y de la actividad pesquera tradicional. Fuente: Google Earth/SATO (2021)

El plan de mejora contempla incluso el impulso del desarrollo turístico de la zona que posee un importante activo en el Castillo de Elmina, catalogado como patrimonio de la humanidad por la UNESCO y que se encuentra a pocos metros de la zona de los trabajos.



Fig. 5 Castillo de Elmina. Fuente: SATO (2021)

La ampliación portuaria completa consiste en la ejecución de un dique de 310 metros y un contradique de 150 metros que darán protección a un área de relleno de en la que se ubicarán la lonja, el mercado de pescado y diversos edificios de uso portuario. Los trabajos incluyen la ejecución del dragado de las zonas interiores y del nuevo canal. En la imagen siguiente se puede observar la actuación prevista.

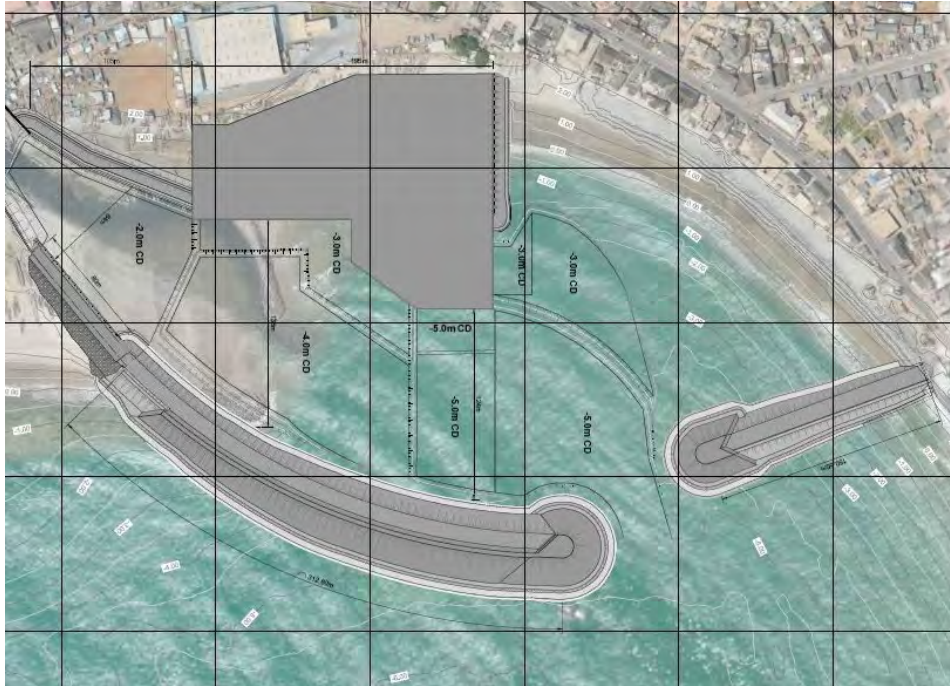


Fig. 6 Diseño del proyecto. Fuente: IMDC (2021)

4. Aspectos del diseño

Durante la fase de diseño, se detectó que el morro del dique principal requería de unas piezas de protección de alta estabilidad, dadas las especiales características del clima marítimo de la zona y de la propia geometría de la infraestructura. La alternativa estudiada fue un manto CUBIPOD® monocapa de 1.5 m³.

SATO asesoró durante esta fase del proyecto a la empresa IMDC en el uso de CUBIPOD®. En ella se realizaron ensayos en modelo físico en el tanque 3D de HR Wallingford, en Reino Unido para evaluar el comportamiento de la solución.



Fig. 7 Ensayos realizados en HR Wallingford. Fuente: IMDC (2021)

Las condiciones generales de los ensayos fueron las siguientes:

- Niveles de marea: +0.3/+2.7m
- Hs : 2.10/4.20 m
- Dirección: 165°

Los resultados de los ensayos confirmaron el buen comportamiento del manto monocapa. La sección final está coronada a la cota +6.00 y posee taludes 1:2 en los dos lados del dique. Todo el morro emplea un manto monocapa CUBIPOD® de 1.5 m³.

5. Fase de construcción

Durante la construcción de la obra en Elmina, Ghana, técnicos de SATO se desplazaron al lugar de construcción para asesorar durante las actividades de fabricación e instalación de las piezas, tanto a BELLSEA, empresa responsable de la ejecución, como a IMDC que actuaba como Dirección de Obra. Las visitas sirvieron también para inspeccionar la calidad de los trabajos realizados y confirmar el correcto empleo de la tecnología CUBIPOD®.

Para la fabricación se emplearon 11 moldes con 22 bases. Los sistemas de encofrados diseñados por SATO permitieron alcanzar rendimientos de 22 unidades al día. A pesar de las limitaciones en el suministro de cementos adecuados, la calidad obtenida en las piezas fue excelente.



Fig. 8 Fabricación de piezas. Fuente: SATO/BELLSEA (2021)

Se realizó un acopio a 4 alturas lo que permitía reducir notablemente el espacio ocupado. Todos los elementos fueron marcados y registrados permitiendo la trazabilidad de cada uno de ellos, así como la procedencia y registro de calidad de sus materiales.



Fig. 9 Acopio de piezas. Fuente: SATO (2022)

Para la carga de las piezas en la zona de acopio se emplearon pinzas de presión y dumpers articulados para su transporte. Los dumpers fueron dotados de una cama de arena que garantizaba la estabilidad de los CUBIPOD® y evitaba daños en su superficie.



Fig. 10 Manipulación y transporte de piezas. Fuente: SATO (2022)

La instalación en el morro se realizó con una excavadora de cadenas de 160 toneladas empleando una pinza de manipulación de escollera. La pinza fue aprovechada desde otros proyectos dado que la entidad de esta actividad no justificaba la elaboración de un útil específico para la colocación de CUBIPOD®.

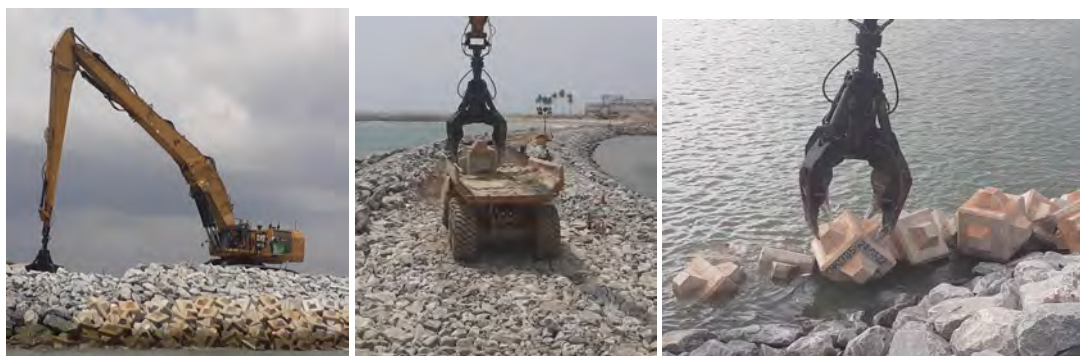


Fig. 11 Colocación de piezas. Fuente: SATO (2022)

Las empresas responsables de la construcción resaltaron la facilidad que presentaba la colocación de las piezas. Dado que su instalación es aleatoria, simplemente era necesario controlar el posicionamiento mediante el sistema de GPS de la excavadora. Cada posición era anticipada según las mallas proporcionadas por el equipo de SATO, que se desplazó al lugar del proyecto para colaborar con los operarios en esta actividad.

La porosidad alcanzada en las diferentes zonas fue verificada una vez finalizados los trabajos y su valor fue conforme al diseño teórico.

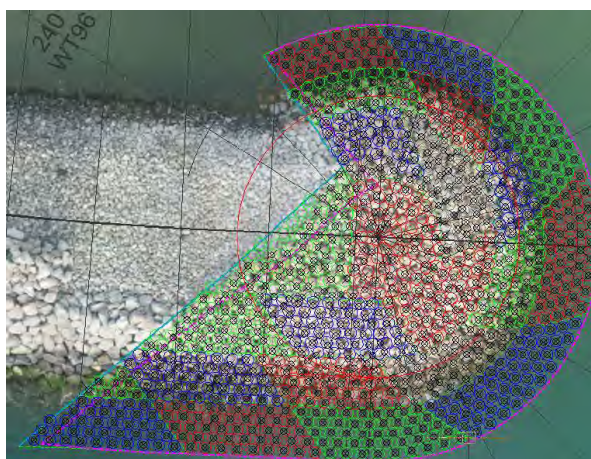


Fig. 12 Verificación final de la colocación de las piezas. Fuente: DEME (2022)

El resultado final del manto de CUBIPOD® del morro fue muy satisfactorio. En las imágenes siguiente puede apreciarse la perfecta disposición de las piezas.



Fig. 13 Aspecto del morro a la finalización de las obras. Fuente: DEME (2022)

6. Conclusiones

Al finalizar el proyecto, las empresas involucradas en el diseño, fabricación e instalación de CUBIPOD® han transmitido a SATO un excelente feedback. Uno de los aspectos más destacados por parte del equipo de obra fue la facilidad de ejecución de las piezas gracias al sistema de encofrados y elementos auxiliares diseñados específicamente por SATO para CUBIPOD®. Además, se celebraron otros aspectos como:

- Los buenos resultados en los ensayos realizados.
- La facilidad de ejecución y buena calidad alcanzable sin equipos especiales.
- La compacidad del acopio y el fácil manejo de las piezas.
- La facilidad para la instalación y para el control del posicionamiento en el manto.

La calidad final obtenida en la obra confirma la ausencia de problemas relevantes durante las diferentes fases del proyecto.

Este proyecto supone un hito para SATO en la exportación de la tecnología CUBIPOD® fuera de nuestras fronteras al ser el primer proyecto ejecutado en la zona del África subsahariana. La buena acogida manifestada por parte de las empresas locales hacia la sencillez de ejecución, manipulación y comodidad de almacenamiento, confirma las expectativas depositadas en el uso de esta tecnología española en muchos otros lugares del mundo.

7. Agradecimientos



SATO quiere agradecer la estrecha colaboración y la amable acogida de todas las empresas involucradas en el proyecto han mantenido con el equipo técnico de CUBIPOD®:

- Bellsea (DEME Group).
- IMDC
- DIMKWIS

Propuesta para la ordenación del frente litoral de costa entre Alicante y la Albufereta (Alicante)

Proposal for the management of the coastline between Alicante and Albufereta (Alicante)

José Manuel de la Peña Olivas^a, y José Francisco Sánchez González^b

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, , Jose.M.Pena@cedex.es; ^bCentro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, , Jose.F.Sanchez@cedex.).

Abstract

Various works have been carried out in recent years in order to propose the general management of the coastline of the Albufereta inlet in Alicante, which have focused on three areas: The south, Postiguet, Rocafel-Serragrossa in the centre and the north in the area of Puerto Amor and Almadraba beach. This work has been reflected in the following 2018 and 2020 reports carried out by CEDEX for the General Directorate of the Coast and the Sea.

Keywords: Littoral management

Resumen

Se han ido realizando en los últimos años diversos trabajos con el fin de proponer la ordenación general del litoral de la ensenada de la Albufereta de Alicante, que se han centrado en tres zonas: La sur, del Postiguet, Rocafel-Serragrossa en el centro, y norte en la zona de Puerto Amor y playa de la Almadraba. Estos trabajos se ha reflejado en los siguientes informes de 2018 y 2020 realizados por el CEDEX para la Dirección General de la Costa y el Mar.

Palabras clave: Ordenación litoral.

1. Introducción

La ordenación general del litoral de la ensenada de la Albufereta se justifica por diversos motivos: Forma un sistema litoral, limitado al norte por el cabo Huertas y al sur por el puerto de Alicante; la ordenación histórica ha sido individual de cada playa o sectores no teniendo en consideración la unidad fisiográfica donde se encuentra; las soluciones parciales pueden afectar al comportamiento del resto del litoral del sistema.

Con esas premisas se han ido realizando en los últimos años trabajos centrados en dos zonas, sur en el Postiguet, y norte en la zona de Puerto Amor y playa de la Almadraba (Fig. 1). Estos trabajos se ha reflejado en los siguientes informes de 2018 y 2020 realizados por el CEDEX para la Dirección General de la Costa y el Mar:

- “Estudio de la playa de la Almadraba: mejora e influencia de su entorno (Puerto Amor) (Alicante)” (2018).
- “Estudio para la mejora de la playa del Postiguet (Alicante)” (2018).
- “Ordenación del frente litoral de la ensenada de la Albufereta: tramo de costa entre Alicante y la Albufereta (Alicante)”, relativo al entorno de Serragrossa (2020).

2. Descripción y características de la costa de la ensenada de la Albufereta

El sistema litoral está limitado al norte por el Cabo Huertas y al sur por el puerto de Alicante (Figura 1). En ambos casos son barreras totales al paso de sedimentos. En el primero ellos lo indican los acantilados del Cabo y las calas que en él hay, como la del Jueus, que se encuentran alimentadas por las torrenteras locales. Al sur, los diques del puerto de Alicante alcanzan una profundidad de 10 m que son incompatibles con un transporte de sedimentos por arrastre a través de él y en suspensión lo interceptaría en gran medida el propio puerto.



Fig. 1 Situación del sistema litoral de la ensenada de la Albufereta con sus principales hitos litorales (Foto: Google Earth)

La configuración de la costa de la ensenada está condicionada por la orografía rocosa de la franja costera (Figura 1): Al norte, las estribaciones del cabo Huertas finalizan en el Tosal, o Tossal, al oeste, que es una elevación rocosa, donde se ubicó la antigua ciudad de Lucentum. Casi pegado a ella, discurre de NE a SW Serragrossa, o Sierra de San Julián, que tiene una proyección sobre el mar de unos 2.400 m. Entre ambas desemboca el barranco del Boter, que es el responsable de la formación inicial de la Albufereta y, posteriormente de la playa del mismo nombre. Finalizado el frente de Serragrossa le da continuidad el monte de Benacantil donde se sitúa el castillo de Santa Bárbara de Alicante en cuyo pie y apoyada en el puerto de Alicante discurre la playa del Postiguet

Históricamente, solamente existían dos playas en este sistema litoral: la de la Albufereta, al norte; y el Postiguet al sur; como así se aprecia en las fotografías aéreas más antiguas (Figura 2).

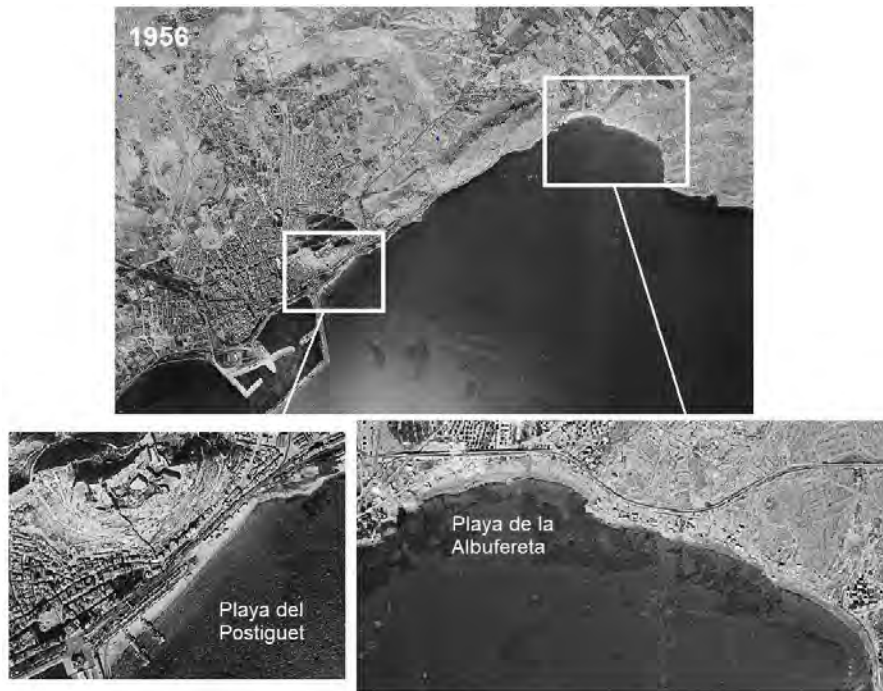


Fig.2 Ensenada de la Albufereta y playas del Postiguet y Albufereta en 1956 (Fuente: IGN)

La demanda turística hizo que se fueran creando a lo largo del tiempo nuevas playas como Serragrossa o la Almadraba, apoyada esta última en lo que tendría que ser el dique de abrigo de Puerto Amor, nunca construido. Así mismo, la playa del Postiguet fue regenerada a comienzos de los años noventa del pasado siglo, construyéndose entonces el dique exento norte.

3. Ordenación y zonas de implantación

La forma en planta de la costa de la ensenada de la Albufera está, como se ha dicho, condicionada por las estribaciones montañosas que la conforman; pero, si éstas lo permitiesen, tendería a conformarse como una parábola con polo o centro de difracción en el cabo Huertas (Figura 3). Ello hace que las playas que se encuentran en ella se articulen siguiendo la citada parábola de equilibrio; como se observa en las playas del Postiguet, Albufereta, Almadraba y en Puerto Amor.



Fig. 3: Parábola de equilibrio de la costa de la ensenada de la Albufereta (Foto: Google Earth)

3.1. Playa de la Almadraba y Puerto Amor

La playa de La Almadraba se encuentra situada al norte del término municipal de Alicante (Figura 1), junto al cabo Huertas o de Las Huertas. Está encajada entre los puertos Costa Blanca, al noroeste, y Puerto Amor, al sur. Puerto Amor está en realidad inacabado, y consiste en un relleno de material diverso encajado entre dos diques al norte y al sur. El dique norte, adyacente a la playa de la Almadraba, tiene su morro con un calado en torno a 1 m.

La playa de La Almadraba ha sufrido una importante transformación en los últimos 40 años. Originariamente, la playa estaba apoyada entre salientes y bajos rocosos naturales y contaba con muy poca anchura (entre 5 y 10 m), estando formada por arenas gravas. Actualmente, la playa se encuentra encajada entre el puerto deportivo de Costa Blanca al noroeste y las obras de Puerto Amor al sur, y en su mayor parte está compuesta por arena media-fina en la zona emergida y arena fina-muy fina en su parte sumergida.

Las obras de construcción del puerto deportivo de Puerto Amor, iniciadas en 1980 y detenidas en varias ocasiones hasta su parada definitiva hacia 1992, han hecho que la playa de La Almadraba esté contaminada por el material de obra y tenga una forma distinta a la primitiva (Figura 4). Se considera que esta transformación es debida principalmente al método constructivo seguido en las obras de Puerto Amor, distinto al habitual en este tipo de obras marítimas, en el que se comenzó con el relleno antes de ejecutar el recinto con las obras de atraque y abrigo.



Fig. 4: Playa de La Almadraba y obras de Puerto Amor en marzo de 2017 (Foto: Google Earth)

La playa, cuya evolución ha estado condicionada por las obras, no cumple en la actualidad los cánones que pueden exigirse a una playa de arena en condiciones de uso. Además, es muy probable que todavía se esté trasvasando material de las obras a la playa, aunque en menor medida a como lo ha hecho en épocas anteriores.

En esta situación, sería conveniente realizar las siguientes acciones de mejora de su estado:

1. Estudiar el alcance del material proveniente de la obra de Puerto Amor en la playa.
2. Separar o eliminar el elemento contaminante, procedente de la obra de Puerto Amor, de la playa.
3. Eliminar todo el material externo de la playa (zona seca y sumergida) proveniente del relleno de la explanada de Puerto Amor, y vertido de arena propia para playas.

3.2. Playa del Postiguet

La playa del Postiguet es la playa urbana de Alicante situada al norte del puerto (Figura 1). Por su lado sur se apoya en el dique del puerto de Alicante y en su lado norte en el tómbolo que forma el abrigo del dique exento de escollera de 160 m de longitud paralelo a la línea de costa, construido en 1995. En esta zona norte el cierre de la playa no es total, existiendo un movimiento de arena hacia la bocana del Club de Regatas, situada a 500 m al norte,

a través de la zona conocida como Cocó, que está formada en su mayor parte por un dique longitudinal de escollera de unos 455 m y que se describe en detalle a continuación (Figura 5).



Fig. 5: Entorno de la playa del Postiguet (Foto: Google Earth)

La playa históricamente se ha comportado de forma estable. La primera de las fotografías aéreas que se ha usado corresponde al año 1938 (Figura 6). Entonces la playa era casi rectilínea de unos 690 m en la que existían dos balnearios cerca del dique del puerto. Esta misma estructura y disposición es la que refleja la fotografía de 1956 (Figura 2) en la que parece que existía algo más de arena o el mar estaba más encalmado.



Fig. 6: Playa de El Postiguet el 12 de julio de 1938

En el año 1995 se construyó un dique exento de escollera de 160 m de longitud, casi paralelo a la línea de orilla, en la zona próxima al Cocó. La obra se completó con el vertido de 50.000 m³ de arena procedente del yacimiento de Sierra Helada. Con ello se consiguió la creación de un hemitómbolo, que evolucionaría a tómbolo con el tiempo. Los antiguos jardines se extendieron en forma de paseo marítimo, hasta unirlos con la zona del Cocó, donde se había construido un dique longitudinal en su frente que se mantiene en la actualidad. También el espolón de la plataforma estaba ya ejecutado en 1995.

El análisis de la evolución que se ha producido en la playa de El Postiguet se realizó a partir de 2004, cuando el hemitómbolo se había convertido prácticamente en tómbolo (Figura 5). Para ello se han analizado las fotografías

aéreas verticales de 2004, 2007, 2010, 2014 y 2017. En la primera de las fotografías de 2017 se insertó la línea de orilla de 2004 (Figura 7). Como puede verse, las diferencias que se aprecian en este frente de playa entre ambos años son muy pequeñas, siendo más acusadas en la flecha del hemitómbolo, donde se ha sedimentado arena fina que hace tender la forma costera a tómbolo. Por ello se considera este frente de playa estable; existiendo una transferencia de sedimento desde la zona norte de la playa de El Postiguet hasta el Club de Regatas de unos $1.000 \text{ m}^3/\text{año}$, es decir, la playa se encuentra abierta y activa en su zona norte.



Fig. 7: Línea de orilla de la playa de El Postiguet en 2004 sobre una foto de 2017 (Foto: Google Earth)

En el año 2010, por encargo de dicha Dirección General, la empresa Iberinsa realizó el proyecto “Ampliación de la playa del Postiguet T.M. de Alicante”, que pretendía reordenar la costa entre el puerto de Alicante y el Club de Regatas, absorbiendo este último y creando una nueva playa frente a la plataforma que alberga un complejo hotelero Pero este proyecto no llegó a realizarse.

Para mejorar la situación general del extremo norte en El Postiguet y evitar que se produzca la progresiva pérdida de arena, se propone el cierre de la playa mediante la construcción de un espigón (Figura 8) que alcance, al menos, la profundidad activa de la playa, teniendo un último tramo curvo de tal manera que se mantenga, mediante la difracción que produce, la anchura de playa actual en todo el tramo, eliminando el dique exento actual.



Fig. 8: Propuesta de mejora de la playa de El Postiguet. En rojo el área de arena a extraer y eliminación del dique exento y en amarillo el área a rellenar con arena y construcción del espigón de cierre (Foto: Google Earth)

3.3. Playa de Serragrossa

La playa de Serragrossa forma la mayor parte del frente litoral de la sierra del mismo nombre, que se sitúa en la zona centro de la ensenada de la Albufereta (Figura 1), en la zona norte de la bahía de Alicante; delimitada por el cabo Huertas al norte y el puerto de Alicante al sur. Su forma en planta es casi recta debido al efecto que produce la cercanía de la sierra, con una orientación general de la costa de 55° N.

Se encuentra formada por diversas celdas artificiales pequeñas; entre espigones muy heterogéneos y, en general, muy mal estado y muy poco eficientes. Son un conjunto de playitas artificiales que forman el frente de una explanada ganada al mar, ocupando la antigua rasa de los acantilados de la Sierra para urbanizarlos; sin una planificación previa establecida.



Fig. 9: Estado actual de la playa de Serragrossa, con los terrenos ganados al mar y obras de defensa (Foto: Google Earth)

Los espigones se construyeron con la finalidad de captar arena; pero esto no se produjo, y las playas de las celdas en la actualidad están constituidas por gravas, guijarros y bolos, en gran parte provenientes de los núcleos de los espigones que se encuentran en mal estado.

El paso del tiempo, la falta de mantenimiento, los problemas legales, y el mal proyecto de las obras han hecho que se encuentren en muy mal estado, algunos de ellos casi ruinoso, los espigones, y nunca hayan tenido una playa en condiciones, en anchura y calidad. Todas estas circunstancias han hecho que las autoridades de costas (Jefatura Provincial de Costas de Alicante) hayan realizado informes sobre su situación. En el transcurso de este año, 2020, el Servicio Provincial de Costas de Alicante ha realizado diversos trabajos para conocer el estado de toda ella; que se resume en dos informes: uno de 2019, “Informe temporal abril 2019 Rocafel-Finca Adoc”; y otro informe, “Informe Serragrossa”.

Para su estudio, la costa de Serragrossa se dividió en cuatro tramos característicos (Figura 10) y para la evaluación de las alternativas de actuación que puedan contemplarse se consideraron cuatro variables:

1. El DPMT;
2. La dinámica costera
3. Los efectos económicos y sociales
4. El cambio climático.

Cada una de esas variables que condicionan el análisis para la mejora del tramo de costa de Serragrossa tiene diversos tipos de solución, dependiendo del elemento que atiendan. La solución, o soluciones finales de alternativas de actuación dependerán de que cumpla las exigencias de cada una de las variables; por ello, hay que analizar las exigencias posibles soluciones teniendo en cuenta por separada cada una de las variables.



Fig.10: Tramos característico para el diseño de actuaciones en la playa de Serragrosa (Foto: Google Earth)

Tras un análisis minucioso de las alternativas de actuación y de la situación administrativa de este frente, se propone una serie de actuaciones de reordenación de todo el frente de Serragrosa, que consisten básicamente en:

- Reordenación de toda la plataforma situada entre los edificios y el mar, tanto si se trata de terrenos de DPMT como si se trata de terrenos de otra naturaleza Supresión de: aparcamientos, piscina, pistas de tenis y vía costera actual
- Supresión de los espigones del 2 al 5.
- Refuerzo de los espigones 1 y 6.
- Vertido de arena para la formación de una playa de arena de entre 55 y 30 m de anchura con la línea de orilla en los centros de las líneas de orilla actuales de las celdas afectadas, y elevación de berma hasta al menos 2,5 m.
- Construcción de un dique en talud de escollera barrera de la playa hasta, al menos, una cota de 4 m.
- Posibilidad de construir un paseo o senda litoral que conecte con Alicante y Albufereta, con la inclusión de un carril de bicicletas

Todas las actuaciones conllevan un seguimiento para poder evaluar su eficiencia y la necesidad de mantenimiento. Finalmente, en este tramo debe mantenerse el sistema de evacuación de aguas de escorrentía de Serragrosa

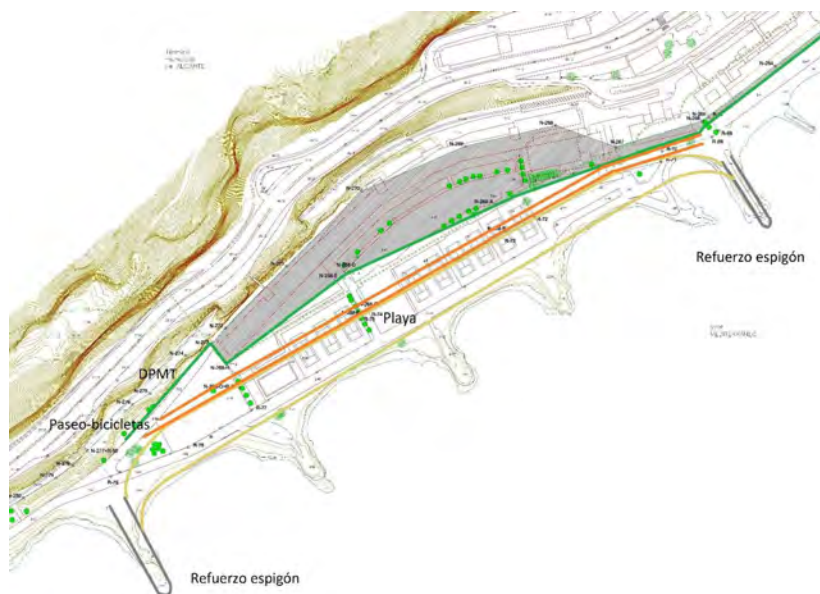


Fig 11: Alternativa de actuación en el segundo tramo de la playa de Serragrosa (Plano: MITECO)

4. Conclusiones

Debe tratarse las actuaciones dentro del comportamiento general del Sistema Litoral de la Ensenada de la Albufereta.

Playa de la Almadraba: Debe unificarse el conjunto de costa Puerto Amor y playa de la Almadraba eliminando el material residual proveniente del puerto. La playa, cuya evolución ha estado condicionada por las obras, no cumple en la actualidad los cánones que pueden exigirse a una playa de arena en condiciones de uso. Además todavía se esté trasvasando material de las obras a la playa, aunque en menor medida a como lo ha hecho en épocas anteriores.

Acciones de mejora de su estado:

- Estudiar el alcance del material proveniente de la obra de Puerto Amor en la playa.
- Separar o eliminar el elemento contaminante de la playa.
- Eliminar todo el material externo de la playa (zona seca y sumergida) proveniente del relleno de la explanada de Puerto Amor, y vertido o uso de arena propia para playas

Playa del Postiguet: Se debe reordenar todo el frente desde el Cocó hasta el puerto, no necesitando obras de sujeción sino de limitación de la playa. Para mejorar la situación general del extremo norte en El Postiguet y evitar que se produzca la progresiva pérdida de arena, se propone el cierre de la playa mediante la construcción de un espigón (Figura 8) que alcance, al menos, la profundidad activa de la playa, teniendo un último tramo curvo de tal manera que se mantenga, mediante la difracción que produce, la anchura de playa actual en todo el tramo, eliminando el dique exento actual

Playa de Serragrossa: Debe compatibilizarse el DPMT con el uso de una costa y playa de cierta calidad, sin necesidad de obras de sujeción de playa sino de límite del frente artificialmente construido. Se propone una serie de actuaciones de reordenación de todo el frente de Serragrossa, que consisten básicamente en:

- Reordenación de toda la plataforma situada entre los edificios y el mar, de terrenos de DPMT como terrenos de otra naturaleza Supresión de: aparcamientos, piscina, pistas de tenis y vía costera actual
- Supresión de los espigones del 2 al 5.
- Refuerzo de los espigones 1 y 6.
- Vertido de arena para la formación de una playa de arena de entre 55 y 30 m de anchura con la línea de orilla en los centros de las líneas de orilla actuales de las celdas afectadas, y elevación de berma hasta al menos 2,5 m.
- Construcción de un dique en talud de escollera barrera de la playa hasta, al menos, una cota de 4 m.
- Posibilidad de construir un paseo o senda litoral que conecte con Alicante y Albufereta, con la inclusión de un carril de bicicletas

Finalmente, en este tramo debe mantenerse el sistema de evacuación de aguas de escorrentía de Serragrossa



Referencias

- CEDEX- Peña Olivas, José Manuel (2018). *Estudio de la playa de la Almadraba: mejora e influencia de su entorno (Puerto Amor) (Alicante)*. Madrid. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Informe para la DGCM).
- CEDEX- Peña Olivas, José Manuel (2018). *Estudio para la mejora de la playa del Postiguet (Alicante)*. Madrid. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Informe para la DGCM).
- CEDEX- Peña Olivas, José Manuel (2020). *Ordenación del frente litoral de la ensenada de la Albufereta: tramo de costa entre Alicante y la Albufereta (Alicante)*. Madrid. Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX (Informe para la DGCM).

Consideraciones sobre las regeneraciones de playas mediante dragados

Considerations on beach nourishment through dredging

Ana M^a Castañeda Fraile^a, Guillermo Bosch Coiras^b

^aDemarcación de Costas en Cataluña, Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico,  amcfraille@gmail.com; ^bAsesor en Dragados y Obras Marítimas  guillermoboschc@gmail.com

Abstract

These notes try to clarify certain basic aspects that must be taken into account in the different notes for the beach regeneration.

The notes we have considered are:

- *For the execution of the project*
- *For the execution of the works*
- *For the control and monitoring of them*

In these different notes we wanted to expose and explain the basic points that must be taken into account when projecting, operating or controlling the regeneration of a beach, without deepening into more details that we will leave for future deliveries.

This could be defined as an “appetizer” of the issue of beach regeneration.

Keywords: *Nourishment, deposit, dredging equipment, dredging cycle, team performance, price per m³, project, execution and control of the works.*

Resumen

Estos apuntes tratan de aclarar ciertos aspectos básicos que hay que tener en cuenta en los diferentes apuntes para la regeneración de una playa.

Los apuntes que hemos considerado son:

- *Para la ejecución del proyecto*
- *Para la ejecución de las obras*
- *Para el control y seguimiento de las mismas*

En estos distintos apuntes hemos querido exponer y explicar los puntos básicos que se deben tener en cuenta cuando se proyecta, se opera o se controla la regeneración de una playa, sin profundizar en más detalles que dejaremos para futuras entregas.

Esto lo podríamos definir como un “aperitivo” del asunto de las regeneraciones de playas.

Palabras clave: *Regeneración, yacimiento, equipos de dragado, ciclo de dragado, rendimientos, precio del m³, proyecto, ejecución, control de la obra.*

1. Introducción

En las últimas décadas los problemas de erosión de la costa han venido resolviéndose mediante la construcción de espigones y las aportaciones de arena, no siempre con resultados satisfactorios.

En la figura 1 mostramos una actuación que se llevó a cabo en 1993-1994 entre los puertos de Arenys y Balís, en la comarca del Maresme, en Barcelona. La actuación consistió en desmontar parcialmente los espigones existentes y aportar cerca de 4.000.000 m³ de arena de procedencia marítima, creando una playa continua y abierta.



Fig. 1 Resolución de problemas de erosión

El objeto de este artículo es, por un lado, dar unos apuntes sobre las obras de alimentación de playas con arenas procedentes del fondo del mar, dragadas mediante dragas de succión en marcha. Y por otro lado, recoger algunos aspectos relacionados con los Proyectos, la Ejecución de las Obras y el Control y Seguimiento de las mismas.

2. Apuntes para el proyecto

2.1. En la zona de extracción

Conocida la zona de extracción del material y la zona de influencia circundante, se procederá a levantar la batimetría pertinente.



Fig. 2 Draga en la zona de extracción

Se realizará una campaña de vibrocóner y extracción de muestras del material para conocer la potencia del yacimiento y la caracterización del material a extraer.

Se completará el análisis de la zona de extracción con un estudio bionómico.

2.2. En la playa a regenerar



Fig. 3 Vertiendo arena en la playa

Se procederá a llevar a cabo una topografía para conocer la playa seca en la zona a regenerar.

Se realizará una batimetría para conocer la playa húmeda en la zona a regenerar.

Se tomarán muestras del sedimento existente.

2.3. Definir la draga a utilizar

Casi siempre la draga a utilizar será una draga de succión en marcha.



Fig. 4 Dragas de succión en marcha

Necesitamos conocer el volumen de material a dragar y el volumen de material a depositar.

El volumen de material a depositar en la playa irá incrementado por un coeficiente, entre un 10% y un 12%, que es la relación entre los metros cúbicos medidos en cántara y los metros cúbicos medidos en perfil.

A este coeficiente se le denomina coeficiente de esponjamiento del material.

Si hay que dragar en yacimientos a 80/100 metros de profundidad, habrá que pensar en grandes dragas.

La profundidad máxima de dragado va relacionada, entre otros parámetros, con la longitud del tubo de succión abatible y, por tanto, con la eslora de la draga.

Este condicionante supone que para dragar a profundidades de 80/100 metros hemos de utilizar una draga de unos 130/180 metros de eslora como mínimo y, por tanto, con una capacidad de cántara superior a 10.000m³.

NOTA: El ángulo máximo del tubo de succión no debe pasar de 45°.

2.4. Sobre el yacimiento

Cuando se utiliza un yacimiento a gran profundidad, es muy importante considerar que los costes de mov/desmov de la draga necesaria son altos, por lo que habrá que dragar un volumen de m³ notable.

Es muy importante el estudio de las corrientes y el clima marítimo para definir la zona de dragado y la época más conveniente para ejecutar dicho dragado.

También es muy importante conocer la zona circundante al yacimiento por si existen caladeros u otras circunstancias que pudiesen verse afectadas por el dragado.

2.5. Sobre la playa a regenerar

En la zona a regenerar hay que tener en cuenta la playa seca que se quiere obtener y la playa húmeda que se producirá. Con las batimetrías y la topografía de esas zonas podremos definir la sección transversal adecuada de la playa.

Asimismo, podemos considerar la conveniencia de crear un bajo con la profundidad requerida por la ola significativa del lugar y a la distancia requerida a la playa: a la playa hay que defenderla de la mar en la mar.

2.6. El ciclo de dragado

Una vez conocido lo anterior, pasamos a calcular el ciclo de dragado, que se define como el tiempo total que tarda la draga en realizar las cuatro fases del trabajo: dragado del material, navegación en carga a la playa, descarga del material y navegación en lastre al yacimiento.



Fig. 5 Descarga del material en la playa

Veamos un ejemplo de cálculo de ciclo:

Material a bombear: 2,800 m³/viaje

Distancia del yacimiento a la playa: 5Mn

Longitud de la tubería de vertido: unos 1,000 metros

Dragando	60'
Navegando en carga	50' (5+2Mn/8,5 nudos)
Conexión	10'
Bombeando en descarga	50'
Desconexión	5'
Navegando en lastre	47' (5+2Mn/9,0 nudos)
TOTAL CICLO	222'

2.7. El rendimiento

Con el valor del ciclo de dragado calcularemos el rendimiento, que consiste en lo siguiente:

- Carga de la draga: es diferente según el material a dragar. Para una arena de un D_{50} de unas 250 micras, la carga ronda el 70% del volumen de la cántara de la draga, dependiendo de la reserva de flotabilidad de la draga en cuestión. Asimismo, el esponjamiento de ese material oscila entre un 10% y un 12%.
- Número de viajes por día: es la división entre las 24 horas del día y el tiempo del ciclo. Este número de viajes está afectado por el coeficiente de utilización.
- Coeficiente de utilización: es un factor que genera, en este caso, el número neto de viajes que realiza la draga, ya que engloba todas las paradas que se producen en el tren de dragado en un período de tiempo, en este caso es semanalmente. Este coeficiente normalmente es de un 80% del tiempo bruto de presencia.

2.8. El coste del m^3

Con todos los apartados anteriores ya podemos obtener la producción neta semanal de la draga y el tiempo de duración de la obra.

Una vez calculado el rendimiento de la draga podemos seguir con el cálculo del coste del m^3 de ejecución.

En este apartado hay que tener en cuenta:

- ✓ Coste de la movilización/desmovilización de los equipos del tren de dragado.
- ✓ Coste semanal de los equipos durante la ejecución de la obra, como son la draga, el remolcador, las tuberías, la maquinaria de playa, la topografía, el staff, etc.
- ✓ Desgastes de la draga y tuberías.

Una vez conocidos los costes anteriores, podemos calcular el precio del m^3 .

2.9. El precio del m^3

C_s = coste semanal de: tren de dragado + desgastes de la draga + desgastes de las tuberías

Los desgastes de la draga y las tuberías dependen de los m^3 dragados y de la granulometría del material.

$S = n^{\circ}$ de semanas de la Obra

Coste de Ejecución de la Obra = $C_e = C_s \times S$

Precio de Ejecución del $m^3 = P_e = C_e \div m^3$

$C_{\text{mov/desmov}}$ = Coste de la movilización y desmovilización de tren de dragado

Precio del m^3 de Ejecución Material = $P_{em} = P_e + (C_{\text{mov/desmov}} \div m^3)$

3. Apuntes para la Ejecución de la Obra

3.1. Los equipos

El tren de dragado para la obra se compone de:

- Draga de succión en marcha
- Tubería flotante, fondeos y balizamiento de la misma
- Remolcador auxiliar para trabajos con la tubería, auxilio a la draga y batimetrías
- Maquinaria en la playa: principalmente palas cargadoras sobre ruedas y retroexcavadoras sobre orugas
- Instalaciones de apoyo: vestuarios, comedor, oficina, W.C., etc.



Fig. 6 Los equipos del tren de dragado

3.2. Movilización de los equipos

- Las máquinas para la playa normalmente se transportan en camiones directamente a la playa.
- Las tuberías flotantes también se transportan en camiones a la playa.
- Las instalaciones de apoyo se transportan por camión a la playa.
- El remolcador auxiliar navega desde su base a la playa.
- La draga de succión en marcha debe llegar a la obra cuando la tubería esté montada y fondeada correctamente, para no incurrir en demoras.

Cuando estén los equipos en la obra (excepto la draga) se comienza con el montaje de la tubería flotante en la playa.



Fig. 7 Tubería flotante

Una vez ensamblada la tubería flotante se pone en posición con la ayuda del remolcador en el lado mar y con ayuda de las máquinas terrestres se posiciona en la playa.

La tubería flotante se utiliza cuando la distancia de vertido desde la draga hasta la playa es inferior a 2 km; cuando es superior se suele utilizar tubería metálica sumergida fondeada.

La tubería flotante queda fondeada por dos anclas en la cabeza de conexión y varias anclas en los costados de la línea, dependiendo de la longitud de la tubería.

Asimismo, en la playa la tubería queda fijada a la playa por dos anclas.

3.3. Ejecución de la obra

Conocemos por el Proyecto, entre otros parámetros:

- los m³ a depositar en la playa
- la caracterización del material a bombear
- la distancia entre el yacimiento y la playa

Con todo lo anterior podemos calcular, como hemos explicado anteriormente, el ciclo de trabajo, ya que la capacidad de la cántara y la velocidad de la draga son conocidas por la draga que vayamos a emplear.



Fig. 8 Vista general de los equipos del tren de dragado

Durante el dragado es muy importante llevar la velocidad adecuada, para así poder tener un vacío alto, que nos proporciona una mayor concentración de material

Durante la descarga por tubería a la playa, es muy importante tener una buena armonía entre la concentración de material y la velocidad de la mezcla, para no incurrir en la velocidad crítica, que nos produciría sedimentación en la tubería de descarga.

La obra trabaja 24 horas al día y 7 días a la semana.

Una vez que la draga ha terminado de bombear el material, las máquinas en la playa nivelan el material vertido, nivelación que se hace por láser, y preparan la próxima descarga, pudiendo ser necesario mover la tubería, solamente el chicote de la playa o el chicote de la conexión, para lo cual se utilizará el remolcador.

Asimismo, el remolcador comprobará los cables de sujeción de la tubería flotante, la conexión de la draga, el balizamiento y que el fondeo esté correctamente situado.

3.4. Desmovilización

Una vez terminada la regeneración de la playa, se pasa a desmontar toda la instalación y se procede a la retirada de los distintos equipos empleados.



Fig. 9 Desmovilización

4. Apuntes para el Control y Seguimiento de la Obra

4.1. El equipo de control

A bordo de la draga debe haber un equipo para el control de los trabajos, que son la representación de la Dirección de la Obra.

Este equipo de control está formado por dos personas que controlarán, en turnos, los trabajos de la draga las 24 horas del día.

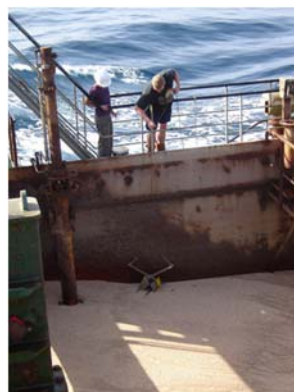


Fig. 10 Equipo de control

Las personas que conforman el equipo de control, ejercen no sólo el que resulte de aplicar la DIA del Proyecto, sino también toman muestras, comprueban la zona de actuación de la draga, la turbidez, el tiempo de dragado, la profundidad del mismo, la presencia de restos y basuras en el cabezal de dragado, etc.

4.2. Al finalizar el dragado

Una vez terminada la fase de dragado, con un representante de la empresa, se sondará el volumen de material que lleva la draga.

Se tomará la altura de vacío de la cántara en varios puntos, unos cinco, y se promediarán.

Entrando con ese dato en las tablas de carga de la draga, se obtendrá el volumen de material que transporta la draga.



Fig. 11 Control al finalizar el dragado

Aunque hoy en día las dragas disponen de unos sistemas de medidas muy sofisticados y homologados, es conveniente la verificación “a mano”.

4.3. Durante la navegación en carga

Durante la navegación hacia el punto de bombeo, se comprobará:

- que no se producen pérdidas de la carga
- que se navega por la ruta aprobada
- que no se produce turbidez

4.4. Durante la descarga

Durante la descarga del material en la playa se comprobará:

- La posición de la draga
- La posición del punto de vertido
- El balizamiento del punto de vertido y de la tubería de vertido

4.5. Al finalizar la descarga

Una vez concluida la descarga, se comprobará que el material ha sido bombeado a la playa, verificando el “rest low” que quede en la cántara para descontarlo del volumen que llevaba la draga al final de la operación de dragado.

El “rest low” es el volumen de material que queda en la cántara de la draga y que no se ha bombeado a la playa.

Normalmente, el volumen del “rest low” se acuerda entre el Contratista y la Dirección de Obra antes de comenzar la regeneración, como resultado del estudio de la estructura de cántara y del tiempo en que se tardaría en dejarla completamente vacía.



Fig. 12 Rest low

Este volumen oscila entre un 1% y un 2% del volumen transportado, según la estructura de la cántara, y tanto al Promotor como al Contratista les interesa no bombear este resto, porque se tarda mucho más tiempo que el bombeo normal, ya que la concentración es muy inferior, y porque al ser la concentración muy pobre, en la playa se llevaría parte del material ya depositado en la misma.

4.6. Durante la navegación en lastre

En la navegación hacia la zona del yacimiento, se comprobará que se navega por la ruta aprobada.

4.7. Los partes diarios

Diariamente se hará un parte de producción, numerando los viajes, las horas y tiempos empleados en el dragado, navegación en carga, descarga del material y navegación en lastre.

Se recogerá también las pérdidas de tiempo por imprevistos y se anotará el volumen neto del material bombeado a la playa.

Este parte de producción lo firmará el Capitán de la draga, como representante del Contratista, y el controlador de a bordo como representante de la Dirección de la Obra.

Fig. 13 Ejemplo de parte de producción

4.8. Otros datos de control

Todas las operaciones (dragado, navegación y bombeo) quedarán registradas en el ordenador de a bordo, así como la posición submétrica de la draga en cada instante.



Fig. 14 El ordenador de a bordo

Semanalmente el controlador obtendrá un disco con todos estos datos de posición de la draga, así como el estado detallado de la misma: velocidad, carga, desplazamiento de la draga, etc.

4.9. El control en la playa

En la playa habrá un controlador durante unas ocho o diez horas al día para tomar muestras del material vertido, turbidez y control de la sección de extendido del material en la playa seca, así como el cumplimiento de la seguridad en los trabajos que se realizan.

4.10. Las batimetrías

En los trabajos de regeneración de una playa se hace una batimetría, al comenzar la obra, de la zona de dragado y de la playa a regenerar, al mismo tiempo que una topografía de la playa seca donde se va a actuar.

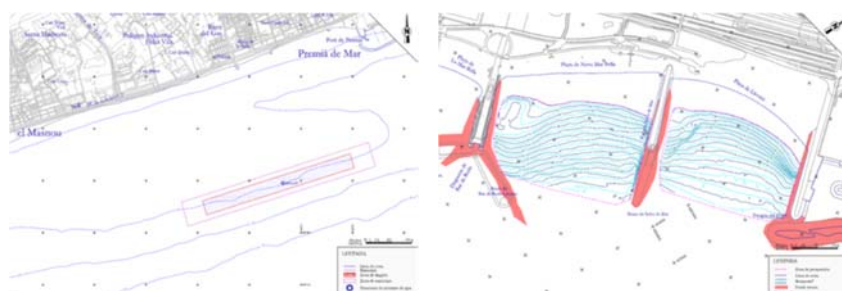


Fig. 15 Batimetrías

Durante la ejecución de las obras, y en función de la duración de las mismas, se puede repetir la topo-batimetría de control.

Al finalizar la regeneración se hará una batimetría completa de la zona de dragado y de la zona de vertido, acompañada de la topografía de la playa seca.

Toda esta información nos sirve, aparte de para el control, como información para relacionar los volúmenes extraídos y vertidos.

Normalmente el Promotor ordena un seguimiento de la regeneración realizada por un período de tiempo, según las características de la costa regenerada.

5. Conclusiones

Los apuntes para el Proyecto han tratado de aclarar algunos conceptos que esperamos que sean de ayuda a los Projectistas en su trabajo.

En los apuntes sobre la Ejecución de la Obra hemos definido los equipos de trabajo y las fases de ejecución de los trabajos.

Los apuntes acerca del Control y Seguimiento de la Obra han repasado los variados controles que deben llevarse a cabo en las diferentes fases de ejecución de las obras.



Optimización en el diseño de cajones flotantes con hormigón de altas prestaciones (UHPC)

Design optimization of floating caissons with Ultra-High-Performance Concrete (UHPC)

Gloria Argente Garrido^a, Joaquín M. Garrido Checa^a, Miguel Figueres Moreno^a, Ángela Pérez Bardal^a y Cristina Suesta Falcó^b

^aIngeomar: gargente@ingeomar.es, jgarrido@ingeomar.es, mfigueres@ingeomar.es, aperez@ingeomar.es. ^bRover Maritime: csuesta@rovergrupo.com

Abstract

Reinforced concrete caissons are maritime infrastructures commonly used as docks or vertical breakwaters with great adaptability for use as wind turbine foundation in wind farms inside the port area. Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) and Fibre-Reinforced Concrete (FRC) applied to caissons is a viable alternative to conventional steel foundations, reducing economic costs of materials and increasing structural durability in an aggressive marine environment. This project proposes a new UHPFRC+FRC caisson design with the optimization of external walls and bottom slab, reducing the concrete volumen and steel reinforcement required and improving the structural resistance against the high demands as a wind turbine foundation.

Keywords: caisson, reinforced concrete, fibre, durability, wind energy, wind turbine, ultra-high-performance concrete.

Resumen

Los cajones de hormigón armado son infraestructuras marítimas habitualmente utilizadas como muelles o diques de abrigo con grandes capacidades de adaptación para su uso como cimentación de aerogeneradores en parques eólicos dentro de recintos portuarios. El hormigón de ultra alta resistencia (UHPFRC) y reforzado con fibras (FRC) aplicado en cajones se muestra como una alternativa viable frente a las cimentaciones de acero convencionales, reduciendo el coste económico en materiales y aumentando la durabilidad de la estructura en un entorno marino agresivo. Este proyecto plantea el dimensionamiento de un nuevo cajón tipo UHPFRC+FRC con la optimización de las paredes exteriores y la solera, reduciendo el volumen de hormigón y de la cuantía de armado requerido, mejorando la resistencia estructural frente a las exigencias como cimentación de un aerogenerador eólico.

Palabras clave: cajón, hormigón armado, fibras, durabilidad, energía eólica, aerogenerador, hormigones especiales, ultra alta resistencia.

1. Introducción

Los cajones de hormigón armado son infraestructuras marítimas ampliamente empleadas para la construcción de diques y muelles verticales de grandes dimensiones. Con el objetivo de optimizar el consumo de materiales y buscar nuevas aplicaciones adaptadas a las necesidades actuales de los puertos, Ingeomar y Rover Maritime realizan un proyecto de I+D+i para el desarrollo de un nuevo cajón con hormigón de ultra alta resistencia UHPFRC (*Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete*), capaz de cumplir con los requerimientos propios de obra de abrigo y como cimentación de un aerogenerador, suponiendo un gran avance para la implantación de parques eólicos en el interior de recintos portuarios.

Dadas las necesidades energéticas actuales, la energía eólica marina es una industria en continuo crecimiento, centrada principalmente en el desarrollo de parques eólicos off-shore con grandes aerogeneradores sobre estructuras fijas o flotantes en alta mar. Habitualmente, el acero es el material principal para la construcción de estas estructuras de apoyo debido a las dimensiones de las mismas y los grandes esfuerzos a los que se encuentran sometidas. No obstante, el coste económico en materias primas del acero inoxidable es muy elevado y el deterioro de este material por procesos de corrosión marina constituye un problema tecnológico de notable impacto económico.

Una alternativa viable es el uso de hormigón UHPFRC en infraestructuras marinas de grandes dimensiones, capaz de alcanzar niveles de resistencia a compresión superiores a 150 MPa y con una matriz lo suficientemente densa que evita la penetración de agentes agresivos y, por tanto, frena los mecanismos de deterioro aumentando su durabilidad.

En base a los objetivos del proyecto, se realiza un estudio eólico en el entorno del dique de abrigo de la ampliación norte del Puerto de Valencia, resultando vientos limitantes de hasta 60 m/s por lo que se selecciona un modelo de aerogenerador tipo de 3,15 MW de potencia, con una altura de buje de 109 m y 142 m de diámetro de rotor. En este trabajo, se plantea desarrollar un nuevo cajón como cimentación del aerogenerador tipo, aprovechando la tecnología ya existente en la ejecución de cajones como estructura de abrigo, combinada con las posibilidades de optimización que presenta el hormigón UHPFRC.

2. Diseño del cajón tipo cimentación

Como punto de partida del diseño, se selecciona un cajón tipo de celdas rectangulares con 6 filas y 11 columnas con un total de 44,98 m de eslora, 24,10 m de manga, 20,00 m de puntal y 0,80 m de espesor de solera. Todas las celdas interiores cuentan con las mismas dimensiones de 3,63x3,63 m, con paredes interiores de 0,25 m de espesor, pared expuesta al oleaje de 0,60 m y pared interior de 0,50 m.

Dada la ubicación seleccionada, el calado del cajón será de aproximadamente -18 m sobre una banqueta de escollera y una cota de coronación de la estructura de +2,00 m.

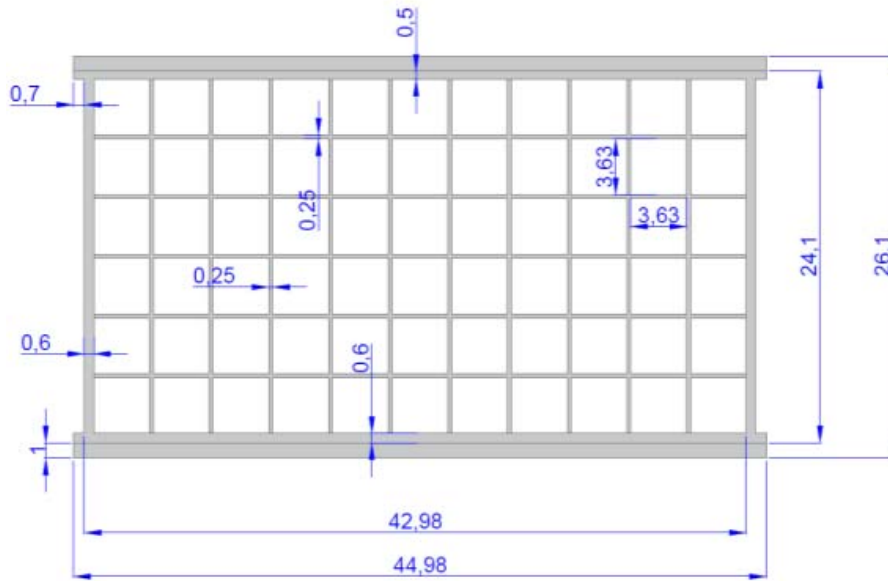


Fig. 1 Geometría en planta del cajón tipo

En el caso de los cajones de hormigón armado de tipo convencional, el dimensionamiento de la estructura se define a partir de la definición de la combinación de cargas actuantes durante la fase de ejecución y fase de servicio. Estas acciones se definen se acuerdo con el *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*, y las *Recomendaciones de Obras Marítimas*, de Puertos del Estado, siendo:

Fase de ejecución:

- Peso propio
- Cargas hidráulicas durante flotación con un brazo estabilizador mínimo de 0,50 m
- Cargas hidráulicas durante el fondeo del cajón en bajamar y pleamar
- Fases de relleno de celdas (esquina y columna)

Fase de servicio

- Peso propio
- Relleno de celdas
- Cargas hidráulicas en fase de servicio (bajamar y pleamar)
- Cargas de oleaje (fase seno y fase cresta)
- Peso de superestructura y sobrecarga sobre el cajón
- Cargas transmitidas por el aerogenerador eólico

Además de como estructura de abrigo de gravedad, en este proyecto se añade el uso del cajón como cimentación de un aerogenerador, por lo que se incluyen en el dimensionamiento las cargas resultantes sobre la base de la torre eólica y que deberán ser resistidas por el nuevo cajón.

2.1. Cálculo de esfuerzos solicitantes

Para la determinación del estado tensional y las solicitaciones a los que se encuentra sometido cada elemento del cajón, se realizan los cálculos mediante modelización numérica con elementos finitos de la estructura completa con el software SAP2000, a partir del cual es posible obtener los esfuerzos resultantes en cada zona del cajón.

Se realiza un análisis lineal con elementos tipo placa, suponiendo una cimentación mediante muelles con una constante de balasto correspondiente a la banqueta de escollera y un modelo sobre el que se aplican todas las acciones actuantes sobre el cajón.

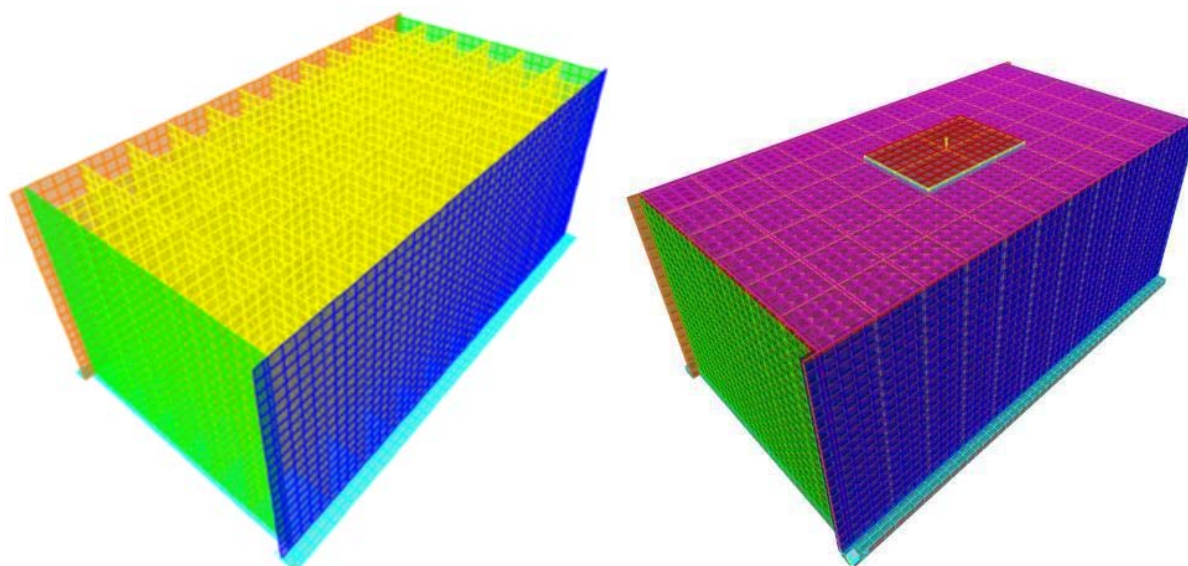


Fig. 2 Modelo 3D elementos finitos del cajón tipo con SAP2000

Como resultado se obtiene un modelo con un total de 12.253 nodos y 13.472 áreas, discretizado mediante elementos con un tamaño máximo de 1 m.

En la parte superior del cajón, se define una losa de cierre de las celdas granulares de 0,25 m de espesor y una estructura centrada de 3x2 celdas del cajón con 0,30 m de espesor equivalente a la base de la pieza de transición sobre la que se aplican las cargas de diseño resultantes del aerogenerador.

A partir de las cargas modelizadas y con las combinaciones propuestas en el manual citado previamente, se obtienen los esfuerzos en las diferentes zonas del cajón: solera, paredes exteriores, paredes interiores y losa de cierre. Estos resultados sirven de base para la optimización de algunos elementos del cajón mediante empleo de hormigones de ultra alta resistencia UHPFRC.

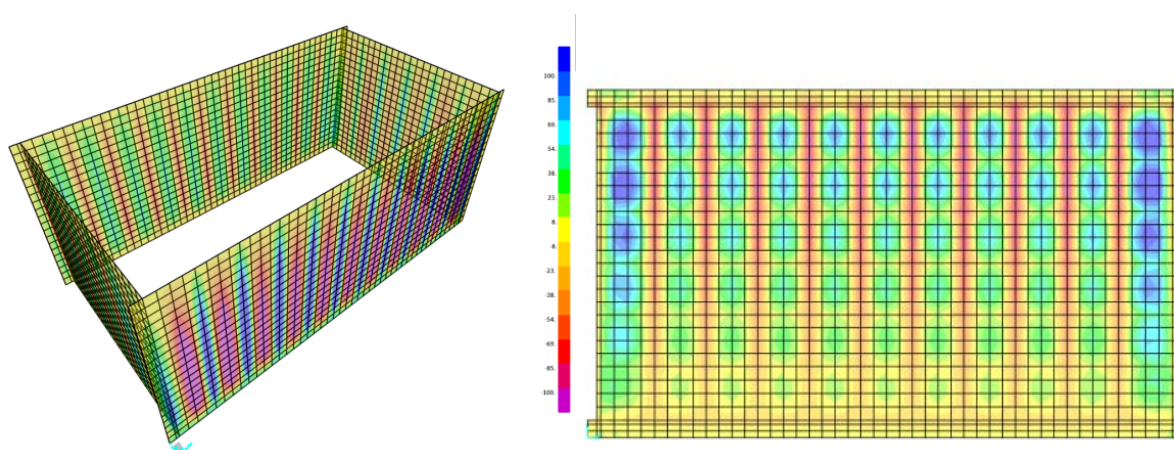


Fig. 3 Esfuerzos resultantes sobre paredes exteriores y solera

3. Desarrollo de elementos de optimización

Tras identificar las combinaciones en Estado Límite de Servicio (ELS) y Estado Límite Último (ELU) que condicionan el diseño de cada uno de los elementos del cajón, se plantean dos vías de optimización del cajón mediante el uso de hormigones de altas prestaciones. Por un lado, se propone un nuevo diseño de pared exterior de tipo reticular con hormigón UHPFRC desarrollada en prototipo de laboratorio para verificar su resistencia. Por otro lado, se propone una optimización de la solera mediante el uso de hormigón reforzado con fibras FRC (*Fibre-Reinforced Concrete*) con sustitución total o parcial de las armaduras pasivas de hormigón armado convencional.

Todos los ensayos han sido realizados en el ICITECH-UPV (Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia), obteniendo resultados de resistencia, fisuración y deformaciones para los elementos ensayados mediante modelos físicos y modelos numéricos.

3.1. Diseño de prototipo de pared exterior a tamaño real

En base a los resultados obtenidos de los esfuerzos sobre el cajón, se concluye que las paredes exteriores se encuentran sometidas a las sollicitaciones tensionales más elevadas, por lo que se decide optar por una optimización de las mismas mediante el uso de hormigón de altas prestaciones. De este modo, se plantea la sustitución de paredes de 0,60 m de espesor por una lámina de espesor de 5 cm UHPFRC sin armado, reforzada por una retícula de nervios verticales y horizontales con separación entre ejes de 1 m en ambas direcciones. Los nervios principales se refuerzan con armadura longitudinal de dos varillas $\Phi 16$ mm tanto en la parte inferior como en la superior, mientras que las vigas secundarias cuentan con una armadura de una varilla $\Phi 12$ en la parte superior e inferior.

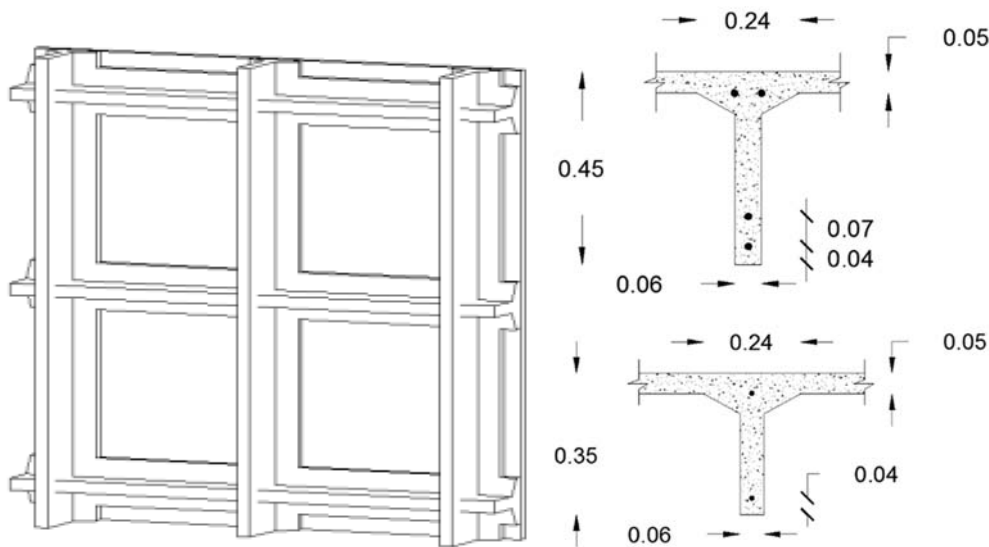


Fig. 4 Esquema del prototipo de pared exterior

3.1.1. Fabricación y caracterización del prototipo

Se fabricó un prototipo a escala real que cubre una retícula de 4 casetones, manteniendo la magnitud de espesor de lámina, 3 nervios verticales y 3 horizontales con un exceso de 20 cm por cada lado, es decir, con unas dimensiones totales de 2,4 x 2,4m. La fabricación se realizó en posición real (vertical) y de forma lenta para simular la orientación de las fibras.



Fig. 5 Disposición del encofrado y vertido del hormigón

La caracterización y capacidad de carga del elemento se realizó mediante un ensayo físico en dos fases: ensayo de punzonamiento y ensayo a flexión.

En una primera fase, se analizan las solicitaciones máximas desde el punto de vista de punzonamiento a un nivel en que los nervios deben estar próximos a su capacidad máxima de proyecto. Para ello, se realiza un ensayo apoyando el prototipo en los 6 extremos de los 3 nervios principales y aplicando la carga en el centro de los casetones por medio de 4 placas de reparto metálicas de 200x200 mm y plancha de caucho para evitar efectos de rugosidad. Para el control de la rotura se colocaron 9 captadores de desplazamiento vertical para medir la flecha en diferentes puntos de vigas y 3 captadores horizontales para detectar el principio de localización de fisuras.

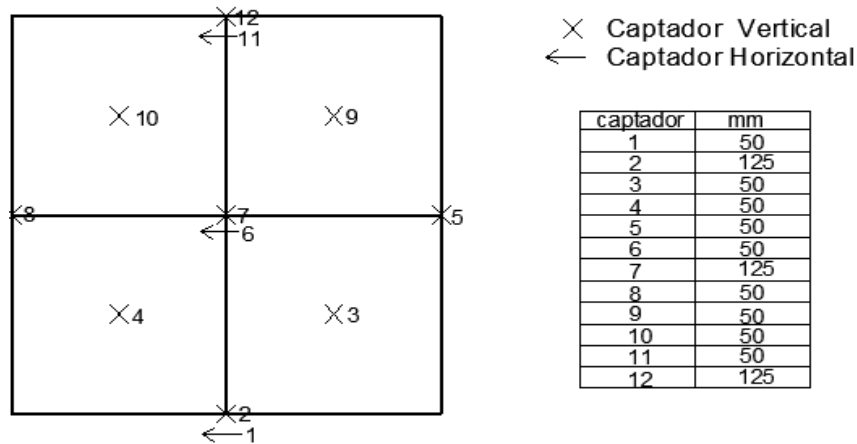


Fig. 6 Localización física de captadores de desplazamiento



Fig. 7 Disposición del ensayo de punzonamiento y rotura del casetón. Fase 1

Los resultados muestran que la capacidad de carga de los casetones a punzonamiento, así como de las vigas ensayadas supera ampliamente los valores de cálculo previstos, con comportamiento simétrico de cargas como era previsible. El ensayo alcanzó una carga máxima de 1250 kN con rotura por punzonamiento en uno de los casetones sin señales previas de fallo frágil.

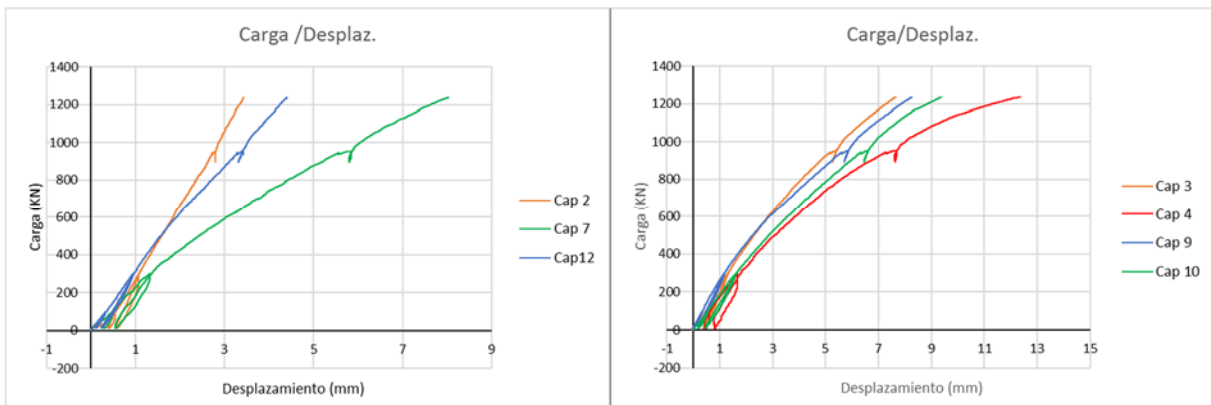


Fig. 8 Resultados de flecha en centro de vano de nervios (izq.) y casetones (der.)

Dado que en la fase 1 del ensayo no se detecta una tendencia clara a la rotura de las vigas principales, se realiza un ensayo a flexión en segunda fase sobre el mismo elemento, aplicando una carga en el centro del vano de las tres vigas principales manteniendo los apoyos en los extremos de las vigas.



Fig. 9 Disposición del ensayo a flexión y fisura en viga principal. Fase 2

En este caso, los captadores se colocan en el centro del vano para medir la flecha y detectar la evolución de la fisura. El comportamiento fue prácticamente lineal hasta niveles de carga próximos a 900 kN, siempre con mayor deformación en la viga central al soportar una mayor carga por efectos del reparto. La aparición de fisura no fue considerable hasta cargas superiores a 900 kN, produciéndose la rotura en la viga principal central.

Con todo ello, se verifica la viabilidad del prototipo realizado, tanto constructiva como estructuralmente. Los resultados de los ensayos realizados alcanzan valores superiores a los planteados inicialmente y por tanto, se puede concluir que se trata de una solución viable para el desarrollo de las nuevas paredes exteriores de la infraestructura marítima del Proyecto.

3.1.2. Verificación con modelo numérico

Con el objetivo de verificar los resultados del ensayo físico y calibrar el modelo numérico, se reprodujeron los ensayos de laboratorio realizados sobre el prototipo de pared exterior mediante un modelo numérico equivalente de elementos finitos con SAP2000.

Se realiza el ensayo en dos fases, aplicando las cargas totales resultantes del modelo físico en las mismas condiciones de contorno y obteniendo los desplazamientos en los puntos de control del modelo numérico coincidentes con los captadores de desplazamiento físicos de laboratorio. De este modo, se realiza una comparación de los resultados con valores muy similares en todos los casos de estudio (Tabla 1).

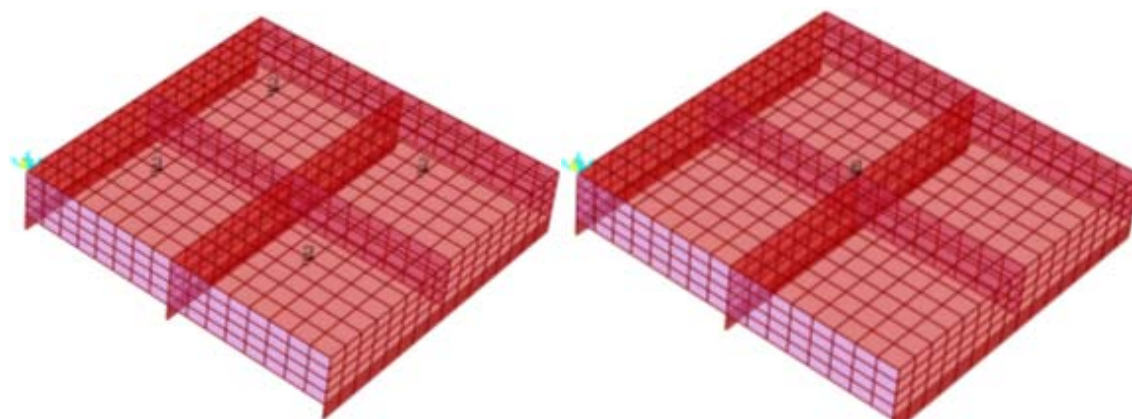


Fig. 10 Reproducción ensayos físicos mediante modelo numérico. Fase 1 (izq.) y Fase 2 (der.)

Tabla 1. Desplazamientos resultantes en modelo físico y numérico

Captador	Tipo	Fase	U3 captador (m)	Punto Modelo	Fase	U3 modelo (m)
10	Vertical	1	-0,0095	606	1	-0,0115
9	Vertical	1	-0,0080	611	1	-0,0115
3	Vertical	1	-0,0075	994	1	-0,0099
4	Vertical	1	-0,0120	1020	1	-0,0099
12	Vertical	1	-0,0040	647	1	-0,0040
7	Vertical	1	-0,0080	637	1	-0,0070
2	Vertical	1	-0,0035	657	1	-0,0040
Captador	Tipo	Fase	U1 captador (m)	Punto Modelo	Fase	U1 modelo (m)
1	Horizontal	1	0,0004	657	1	0,0011
6	Horizontal	1	0,0002	637	1	0,0003
11	Horizontal	1	-0,0004	647	1	-0,0005

3.2. Alternativas de solera con hormigón con fibras

Las soleras de los cajones se proyectan y ejecutan tradicionalmente en hormigón armado mediante losas macizas de planta rectangular, con parrillas de armado superior e inferior en ambas direcciones y armaduras de espera de conexión con el fuste del cajón. Dado el gran consumo de acero de este elemento, se plantea la sustitución total o parcial de la armadura pasiva mediante un uso eficiente del hormigón reforzado con fibras (FRC).

Se estudia la solera tipo del cajón de referencia mediante dos modelos diferentes: modelo elástico-lineal (SAP2000) y modelo no lineal (DIANA *Finite Element Analysis*). En cada caso se analiza el comportamiento del elemento en ELS y ELU, concluyendo que el modelo no lineal es capaz de considerar los efectos de retracción y dilatación del hormigón por lo que se considera más adecuado para el estudio de optimización de la solera.

Se plantean dos posibles soluciones estructurales mediante hormigón con fibras FRC. En primer lugar, la solución 1 se basa en eliminar la capa superior de armadura mediante la sustitución con hormigón con fibras C35/45 con 35 kg/m³ de fibras 3D. La solución 2, propone eliminar completamente la armadura superior e inferior, dejando solo la rama horizontal de las esperas una longitud de anclaje para cubrir los esfuerzos flectores positivos en la zona bajo paredes. En este caso la solera está compuesta por una solución mixta con una capa central de 50 cm de hormigón en masa y dos capas superior e inferior de 15 cm de FRC con fibras C35/45 con 35 kg/m³ de fibras 3D.

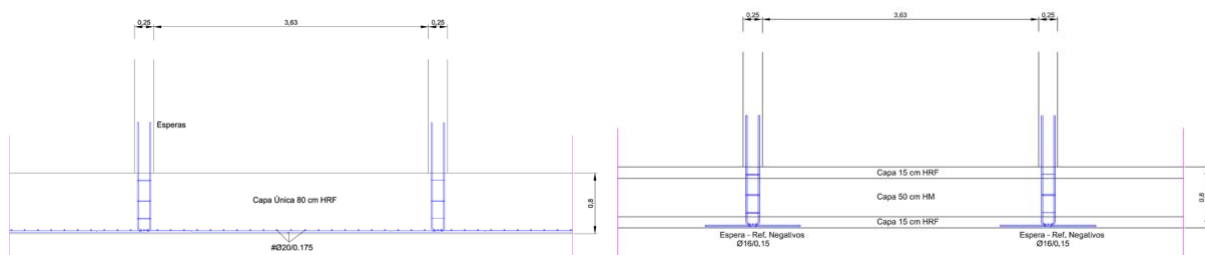


Fig. 11 Propuestas de soleras alternativas con FRC. Solución 1 (izq.) y solución 2 (der.)

Ambas soluciones se han modelado mediante un modelo numérico no lineal (DIANA *Finite Element Analysis*), analizando su comportamiento y las tensiones resultantes en el hormigón y en las armaduras, tanto en ELS como ELU. En general, los resultados muestran valores bastante similares en condiciones de servicio y rotura en ambas soluciones respecto al caso de solera de hormigón armado tradicional. Para la solución 1, la tensión máxima de compresión alcanzada por el hormigón (f_{1cd}) es de 11,6 MPa, similar a los 11,8 MPa alcanzados en la solución 2 y ligeramente superior a los 10,6 MPa de la solución tradicional. Cabe destacar, que estas tensiones resultan muy inferiores a la resistencia de cálculo del hormigón, $f_{cd}=23,33$ MPa.

En cuanto a las tensiones máximas en las armaduras (σ_{sd}), se observa que se producen en la capa inferior y cerca de la zona central, con valores máximos de 234,8 MPa en la solución 1 y 245,5 MPa en la solución 2, en ambos casos inferiores a los 286,6 MPa alcanzados en la solución tradicional gracias a la colaboración a tracción de las fibras.

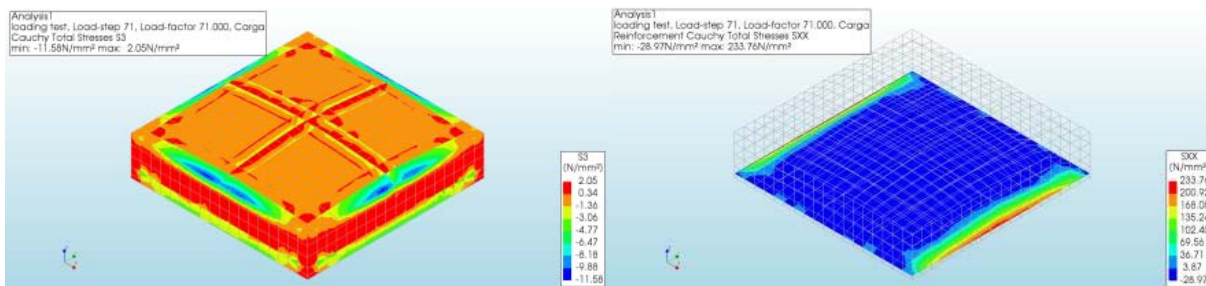


Fig. 12 Resultados en ELU de solera de FRC con solución 1. Tensión en hormigón (der.) y tensión de armaduras (izq.)

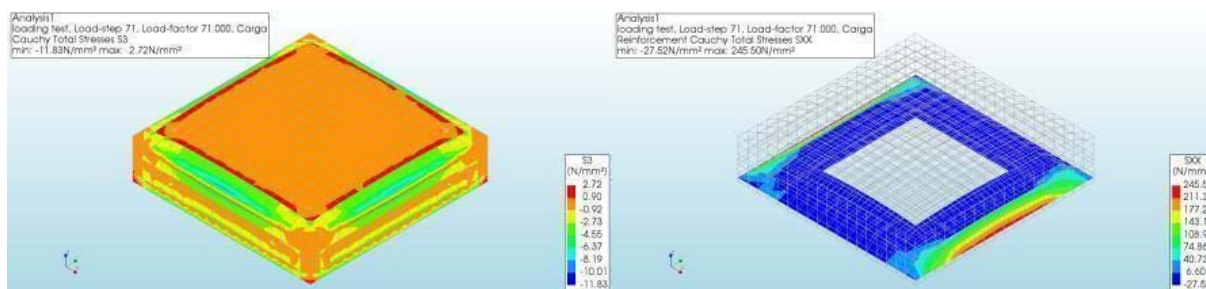


Fig. 13 Resultados en ELU de solera de FRC con solución 2. Tensión en hormigón (der.) y tensión de armaduras (izq.)

Ambas soluciones proporcionan resultados favorables y técnicamente viables. No obstante, la solución 2 permite una mayor optimización en el consumo de acero, ya que es posible reducir hasta 56 kg de armadura pasiva por m³ de la solera.

4. Validación del nuevo cajón tipo UHPFRC+FRC

Dados los resultados satisfactorios de los ensayos físicos y numéricos para la optimización de los elementos del cajón tipo, se propone un nuevo diseño de cajón UHPFRC+FRC, formado por paredes exteriores tipo reticular con una lámina de 5 cm de UHPFRC reforzada con nervios interiores en ambas direcciones, una solera tipo mixta con FRC y paredes interiores de hormigón armado convencional.

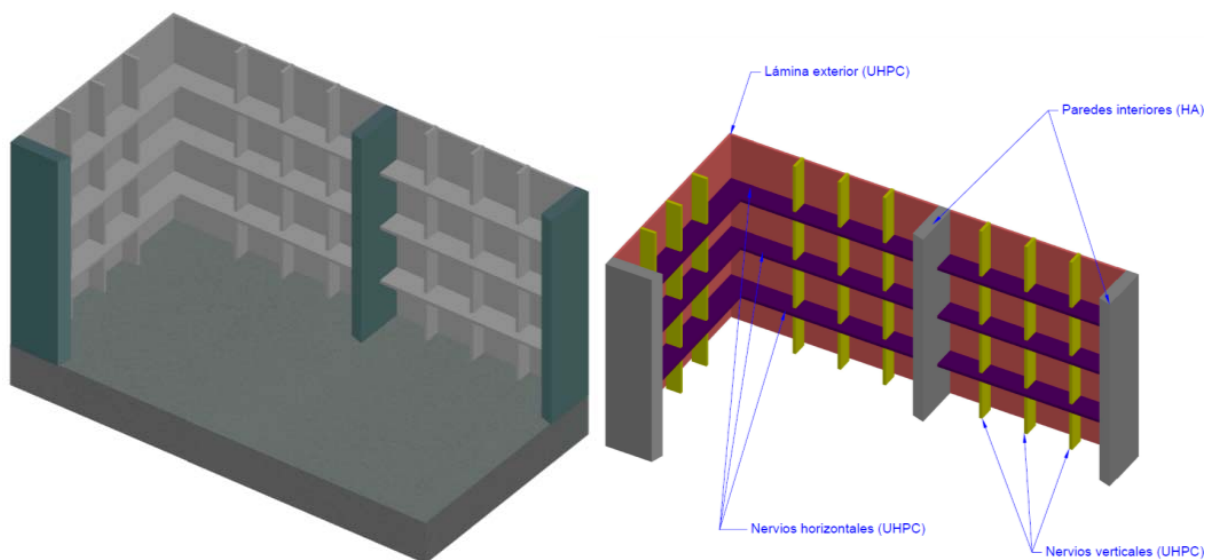


Fig. 14 Configuración 3D del nuevo cajón tipo UHPFRC+FRC

Del mismo modo que el cajón tipo original de hormigón armado convencional, se ha modelizado el nuevo cajón tipo diseñado UHPFRC+FRC mediante el modelo numérico SAP2000 de elementos finitos. Las nuevas paredes de estructura reticulada se han modelizado mediante elementos tipo “Shell”, con 0,05 m de espesor para la lámina exterior y 0,06 m de espesor para los refuerzos de nervios horizontales y verticales.

En cada una de las celdas interiores se disponen 3 nervios verticales hasta la solera del cajón, definiendo por tanto una separación entre ellos de aproximadamente 1 m. Del mismo modo, los nervios horizontales se modelizan por metro de cajón, sumando un total de 19 nervios en dirección horizontal separados 1 m entre ellos.

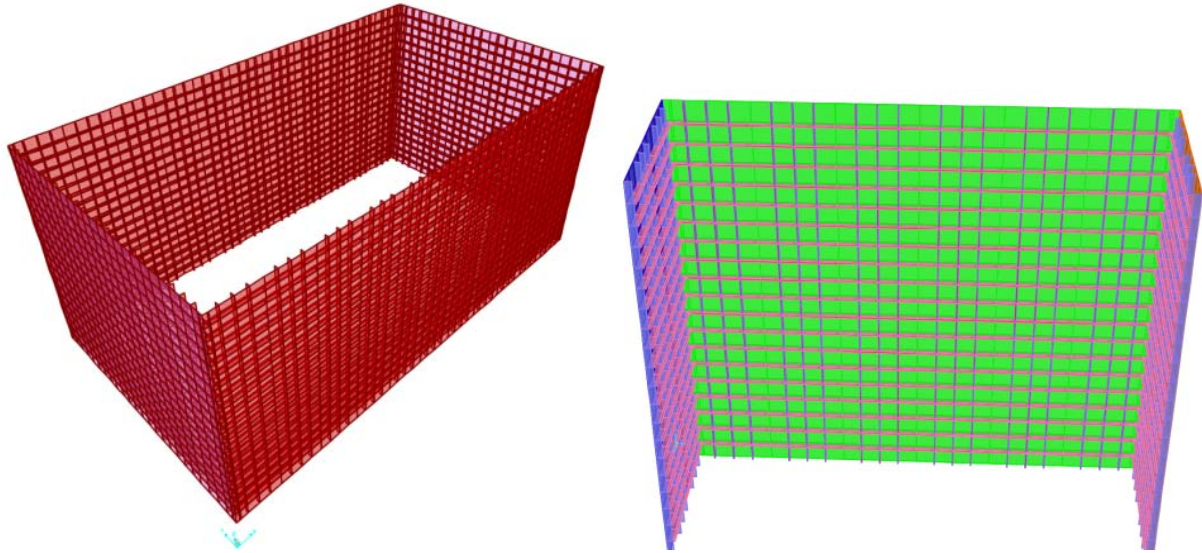


Fig. 15 Modelización de las paredes exteriores reticulares del nuevo cajón con SAP2000

La definición de cargas y combinación de acciones de proyecto se realiza de forma análoga al modelo de cajón convencional, de modo que los resultados de esfuerzos obtenidos puedan ser comparables. Se analiza cada elemento del cajón por separado, determinando los esfuerzos máximos y mínimos resultantes, así como sus concomitantes.

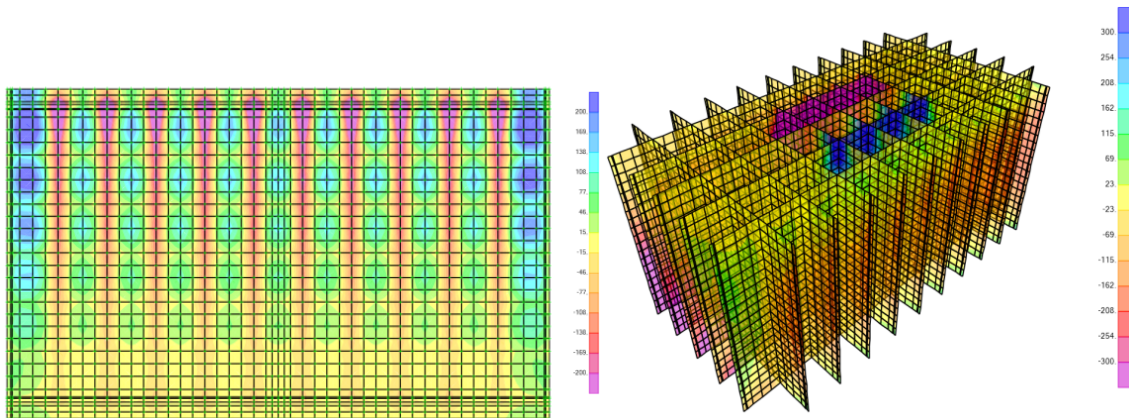


Fig. 16 Resultados de momentos flectores en solera (izq) y axiles verticales en paredes interiores (der)

En base a los resultados obtenidos, se define el armado que será necesario para el dimensionamiento de las paredes interiores de hormigón armado. Para ello, a partir de los esfuerzos de diseño en ELU, se ha empleado el software “Prontuario informático del hormigón estructural de la EHE-08”, verificando en todo momento los coeficientes de seguridad mínimos exigidos por la norma.

La armadura horizontal mínima exigida, se calcula en base al esfuerzo axial máximo para la combinación de acciones donde el momento transmitido por el aerogenerador al cajón es más desfavorable, resultando un mínimo de $5\Phi 16$ pml en ambas caras exterior e interior de la pared. Para la armadura vertical es suficiente con disponer de la armadura mínima equivalente a $4\Phi 20$ pml en ambas caras de la pared.

5. Conclusiones

Los resultados de este proyecto muestran las grandes posibilidades de utilización de un cajón convencional para su empleo como base de cimentación de un aerogenerador eólico en ubicaciones próximas o interiores a los

entornos portuarios. Los cálculos y ensayos realizados verifican el nuevo diseño de cajón propuesto mediante la optimización de las paredes exteriores a partir de hormigón UHPFRC y la optimización de la solera con hormigón con fibras FRC, consiguiendo ahorros económicos, mejoras en cuanto a la durabilidad y un mejor comportamiento en las zonas de geometría especial. En comparación respecto al cajón convencional de hormigón armado, la nueva configuración de paredes exteriores UHPFRC permite un ahorro del 26% de volumen total de hormigón y, en consecuencia, un incremento equivalente en el volumen de relleno granular en las celdas. En cuanto al volumen total de acero, este diseño permite reducir hasta un 34% del volumen total de acero, con una disminución de cuantía de armadura pasiva de 56 kg/m³ en la solera y 76 kg/m³ en las paredes exteriores.

Referencias

MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural*

PUERTOS DEL ESTADO (2006) *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*

PUERTOS DEL ESTADO (2005) R.O.M 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias.

PUERTOS DEL ESTADO (2012) R.O.M. 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre. Criterios generales y factores de proyecto.

Agradecimientos

Los autores agradecen la concesión de ayuda por parte del Instituto Valenciano de Competitividad Empresarial (IVACE), en el marco del PLAN DE I+D+i EMPRESARIAL. PROYECTOS DE I+D EN COOPERACIÓN PIDCOP-CV.

Desarrollo de software para medir desplazamientos de elementos flotantes en modelo físico

Software development to measure displacements of floating elements in a physical model

César Sastre Gil^a, José Luis Orts Egío^b, Alejandro Perales Juidías^b, Jamie H. García Palacios^b y Vicente Negro Valdecantos^b

^aUniversidad Complutense de Madrid, cesar.sastre@ucm.es; ^bECOREL – UPM. Laboratorio de Puertos ETS ICCP Madrid. joseluis.orts@upm.es; a.perales@upm.es; jaime.garcia.palacios@upm.es & vicente.negro@upm.es. Profesor Aranguren, 3. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

Abstract

The 2030 Agenda and Sustainable Development Goals (SDG) warn about the climate emergency on the planet. The greenhouse gases with the increase in temperature and the change of pH in the oceans is causing a degradation that can be irreversible. If to this is added that the countries only offer minimal consensus positions at their COP 25 (Madrid, 2019), COP 26 (Glasgow, 2021) meetings, the risks are obvious. In this sense, the commitment to wind energy in the sea in great depth is a reality. For three years, different platforms have been tested to analyze their operation against the maritime climate and wind and to study their movements and turns in floating structures and GBS. This research aims to describe its analysis and first results.

Keywords: 2030 Agenda, SDG 13, SDG 11, SDG 14, energy, marine energy, offshore platform, float facility, floating, wind waves, sensor, physical model, optitrack.

Resumen

La Agenda 2030 y los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) alertan sobre la emergencia climática en el planeta. Los gases de efecto invernadero con el aumento de la temperatura y la variación del pH en los océanos está provocando una degradación paulatina que puede ser irreversible. Si a esto se suma que los países solo ofrecen mínimas posiciones de consenso en sus reuniones COP 25 (Madrid, 2019), COP 26 (Glasgow, 2021), los riesgos son evidentes. En este sentido, la apuesta por la energía eólica en el mar a gran profundidad es una realidad. Durante tres años se han probado diferentes plataformas para analizar su funcionamiento frente al clima marítimo y el viento y estudiar sus movimientos y giros en estructuras flotantes y de gravedad. Esta investigación tiene como objetivo describir su análisis y primeros resultados.

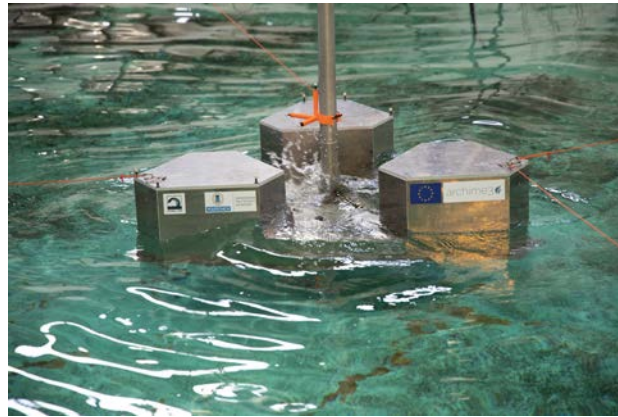
Palabras clave: Agenda 2030, ODS 13, ODS 11, ODS 14, energía marina, plataforma offshore, estructura flotante, estructura de gravedad, modelo físico y optitrack

1. Introducción

Es un hecho que el planeta está en “emergencia climática” y que tanto la Agenda 2030 y los Objetivos de Desarrollo Sostenible muestran la preocupación por la situación, preferentemente en los conceptos de la “acción por el clima” ODS 13 y los efectos que pueden tener sobre las ciudades y comunidades sostenibles (ODS 11) más cuando éstas se encuentran en el litoral y sobre la vida en los ecosistemas, tanto marinos (ODS 13), como terrestres (ODS 14). Esta situación ha sido tratada ampliamente en la Conferencia de París (COP 21, 2015), en los acuerdos sobre Océano y Criosfera de Mónaco (2019) y es un efecto muy claro en el mundo. La falta de acuerdos notables en la COP 26 de Glasgow lo siguen ratificando, haciendo que la preocupación sea aún mayor en la comunidad científica.

Los eventos extremos son cada vez más frecuentes, las inundaciones, sequías, temporales, maremotos y terremotos, nevadas empiezan a convivir de forma cotidiana con el ser humano. La tormenta Gloria de enero de 2020 y Filomena en enero pasado son también ejemplos de estas situaciones o este prolongado verano de récord (2022) lo demuestran. En el mundo la apuesta por el océano es evidente con plataformas cada vez más profundas y turbinas de gran capacidad (EWEA-Wind Europe (European Wind Energy Association)). La reciente apertura de Hornsea Two Wind Farm (2028 – 2021) en la costa de York (UK) a 89 km del litoral con 165 aerogeneradores de 8 Mw es un ejemplo. Por todo ello, y según nuestro criterio, los elementos flotantes están siendo la tecnología a desarrollar. A fecha de hoy, finales de 2022, se pueden encontrar en diferentes grados de tecnología más de 20 dispositivos, desde las clásicas “spar” con sus diferentes soluciones, las plataformas semi sumergibles, las de tipo barge, las TLP, las híbridas, entre otras. Además el crecimiento de las turbinas es exponencial, hablando ya de 18 a 20 Mw (British Petroleum, 2019) (De Soneville, Paulsen y Hofland, 2015).

Estas plataformas presentan gran sensibilidad a los desplazamientos y giros en estado límite de servicio y en estado límite último que pueden validar su comportamiento, desarrollo y uso (Goda, Y., 1974) (Goda, Y., 2000). En el Laboratorio de Puertos de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid se han analizado durante tres años diferentes tipos de plataformas flotantes desarrollando un software propio que analiza los movimientos del flotador (Figura 1).



*Fig. 1. Plataforma TRIWIND. Ejemplo de ensayo
 (“III Jornada de Energía Eólica (y Marina)”)*

2. Estado del arte

Las plataformas ensayadas en ECOREL – UPM, Laboratorio de Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid han sido generalmente flotantes. Muchas veces se piensa en acero, dado que el hormigón se asocia a peso, cimentación, estabilidad por gravedad. El acero se hermana a conceptos de ligereza y flotación. El nuevo material, cable sintético e híbrido, se relaciona con las tecnologías flotantes. El material unido a la profundidad decanta el flotar en lugar de cimentar. Hay que buscar el “Arquímedes del siglo XXI”. Para ello, se distingue la tipología Spar con sus tres casos, tradicional, truss o cell. La clásica Spar es un cilindro de diámetro muy grande que actúa como boya aportando la flotación necesaria al sistema. Basta fijarse en la naturaleza y observar los grandes bloques de hielo con escalas 1/9 en relación con la parte visible con respecto a la sumergida. Esto hace que disminuya el centro de gravedad de la estructura haciéndola más estable a vientos, olas y mareas. Si se rellena parte de este cilindro con un líquido más denso que el agua se obtiene un centro de gravedad más bajo que el metacentro, con un brazo de estabilidad que dota a la estructura de estabilidad naval. De la misma manera, la parte superior está hueca permitiendo su uso en el proceso constructivo de la maquinaria de perforación, otro aspecto básico en las reflexiones del paso del oil & gas a la eólica marina en gran profundidad. Es un flotador con boyancia neutra, que se mantiene estable gracias a su peso y al empuje que ejerce el agua sobre él. (Clauss, 1992)

La estructura cilíndrica se acompaña por un exterior en espiral que elimina turbulencia y gana estabilidad, disminuyendo los remolinos entre los pasos de la hélice, eliminando la vorticidad y controlando las vibraciones de la estructura conjunta. Cuando la SPAR presenta una celosía se denomina “truss”, mientras que si está integrada por dispositivos tubulares de acero anidado se denomina “cell”. (Figura 2)



Fig. 2. Soportes flotantes: spar, semisumergible, TLP y multi-turbina

(International Guidelines, DNV-GL-ST-0126) (International Guidelines, DNV-GL-ST-0437) (International Guidelines, DNV-os-j101)

El contraste entre la boyancia neutra es la positiva, donde aparecerían equipos que saldrían disparados hacia la superficie, si no estuviesen anclados verticalmente mediante “patas tensionadas”. Se trata de estructuras TLP, iniciales de “Tension Leg Platforms”, con enorme resistencia a los esfuerzos axiales y escasa flexibilidad. Es claramente la evolución del conocimiento de una plataforma tipo “jack up” empleada en perforación, cambiando su uso. Esta técnica ya fue empleada en ingeniería de puertos hace más de treinta años con pontonas con spuds y equipos flotantes con patas tensionadas. La posibilidad de alcanzar profundidades entre 300 y 1500 metros hace de esta solución una alternativa de mucho presente y extraordinario futuro tal como demuestra la tecnología del oil & gas. (Esteban et al., (2011).

Previo a la descripción del estado del arte de los distintos dispositivos, una pequeña reflexión debe hacerse con relación a las variables determinantes en el diseño. La primera de ellas, la comparación de los mares con las distancias a la costa, potencia instalada y la profundidad (Tabla 1), mientras que la segunda de ellas (Tabla 2) responde a las características de la cimentación en función de distintos criterios técnicos y científicos sancionados por la experiencia.

Tabla 1. Comparación por mares y dispositivos

(Luengo et al., 2019) (Luengo et al., 2018) (www.offshorewind.biz) (www.4coffshore.com)

Localización	Número aerogeneradores y Potencia	Profundidad y distancia (m) a costa (km)
Mar del Norte	61 – 12933 Mw	23.40 m – 30 km
Mar de Irlanda	15 – 2938 Mw	13.10 m – 10.10 km
Mar Báltico	20 – 2186 Mw	12.40 m – 10.90 km
China	29 – 3939 Mw	7.50 m – 16.70 km

Tabla 2. Clasificación por autores

(Luengo et al., 2019) (Negro et al., 2014)

Naturaleza	Ashuri et al	Luengo et al
GBS	0 – 10 m	0 – 20 m
Monopilote	0 – 30 m	20 – 50 m
Trípode - Jacket	> 20 m	> 30 m
Flotante	> 50 m	> 50 m

Una tercera reflexión debe hacerse con relación a la mecánica ondulatoria que servirá de referencia para el cálculo de los esfuerzos del oleaje sobre las estructuras en función de sus dominios hidrodinámicos, D/L, donde “D” es el diámetro del soporte y “L” es la longitud de onda a la profundidad donde se encuentra el mismo (Tabla 3).

Tabla 3. Comparativa con los dominios hidrodinámicos y la mecánica de ondas

Aguas someras	Intermedias	Aguas Profundas
$h/L < 1/25$	$1/25 < h/L < 1/2$	$h/L > 1/2$ (teoría de ondas)
90 – 300 m	300 – 1000 m	> 1000 m (Oil & gas)
25 m	25 – 50 m	>50 m (Eólica marina)

En este estado del arte del arte se repasa en primer lugar las tecnologías existentes con sus ventajas e inconvenientes, más concretamente, “spar”, semisumergible, barge, multiturbina, híbrida y TLP o plataforma de tensión entre sus cables. Posteriormente, se analizarán las existentes en proyectos en operación y, finalmente, en proyectos en desarrollo, todo ello en tecnología flotante.

La tecnología “spar” se basa en una estabilidad por lastre, pudiendo ser en hormigón o acero, siendo preferente este último, con una forma cilíndrica alargada y cimentada mediante catenaria. Su diseño es sencillo y tiene notable estabilidad, teniendo como máximo inconveniente la profundidad y el medio de construcción dado los requerimientos sofisticados de los buques de instalación y montaje.

La TLP se caracteriza por tener la estabilidad definida por las líneas de amarre sobre una columna central. Siendo preferentemente de acero. El diseño es sencillo, tiene poca masa, pero requiere suelos adecuados para los anclajes y la instalación y el sistema de amarre no es sencillo.

La semi sumergible tiene una gran estabilidad por boyancia, si bien sus dimensiones son enormes. Es una estructura muy costosa. Puede ensamblarse en puerto y fondearse en los lugares adecuados con climas con ventanas temporales acordes con los procesos de instalación. Puede realizarse en hormigón y acero, siendo una estructura muy costosa, sujeta siempre mediante catenaria.

Para el caso que nos ocupa el flotador presenta tres desplazamientos y tres giros en su movimiento frente a las oscilaciones del clima marítimo, tal como se observa en la Figura 3.

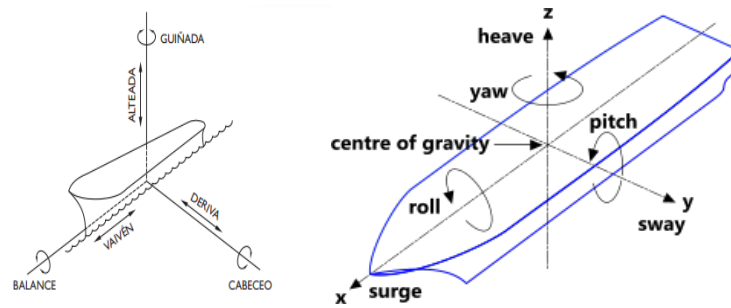


Fig 3. Dinámica del flotador

(Puertos del Estado. ROM 3.1-99, 1999)

El problema del giro sobre el eje “z” o “yaw” y del desplazamiento sobre el mismo, es decir, alteada o “heave” condiciona en una plataforma variaciones inferiores a los 4° en estados límites de servicio y de menos de 11 grados en estados límites últimos frente a las oscilaciones del mar. Los elementos flotantes en experimentación siempre deben consolidar estos valores porque pueden hacer inviable su avance en el TRL tecnológico (Figura 4).

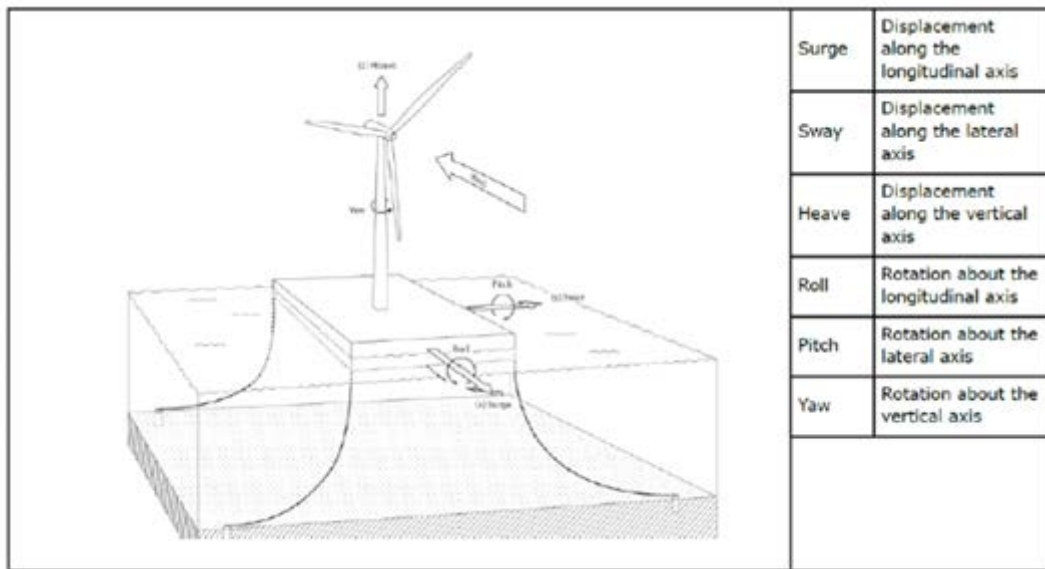


Fig 4. Tipos de desplazamientos y giros

En la Tabla 4 se muestran todos los dispositivos flotantes en operación y desarrollo que comprueban los razonamientos anteriores.

Tabla 4. Resultados del análisis factorial (elaboración propia)

Año	Operación	Desarrollo
2009	Unitech Zefyros	TwinWay
2012	WindLens	ERM Doplhyn
2013	Fukushima	TetraSpar
2015	SeaTwirl	PelaStar
2016	Sakiyama	GICON - SOF
2017	Fukushima (2º)	DualSub
2017	Hywind	WindSub
2018	Floatgen	OO – Star
2020	WindFloat	WindFloater
2020	Ulsan Floating D.	SBM Wind Floater
2020	Kincardine OWF	Saipem
2022	Hywind Tampen	Deepwind
2022		Tetrafloat
2022		STAR
2022		X1 Wind
2022		SATH
2022		SWAY
2022		Eolink
2022		DeepCWind
2022		MIT – NREL – TLP
2022		Nautilus
2022		Triwind Floater
2022		Nezzy2

3. Desarrollo de los ensayos

El Grupo de Investigación ECOREL – UPM dispone de un canal de longitud de 52 m, con sección transversal de 1,00 m de ancho por 1,50 m de altura y tiene una capacidad de generación de oleaje regular e irregular de hasta 0,45 m en una profundidad de 1,00 m. Presenta control de absorción del oleaje reflejado y controla la disipación mediante espuma de poliuretano.

También se dispone de un tanque o piscina de ensayos tridimensionales, que ocupa la parte central de la nave, tiene una profundidad de 1,36 m, una anchura de 11 m y una longitud de 33 m. El fondo del mismo está terminado con pavimento de terrazo “in situ” y las paredes verticales en loseta continua, dotadas de un sistema de anti-reflexión mediante espumas de poliuretano de 10 ppi. Se genera oleaje multidireccional con control de absorción, con movimiento individual de palas, pudiendo llenar hasta 1,00 m. El aparato generador de oleaje está constituido por 16 paletas de 0,70 m de frente y 1,30 m de altura, con las prestaciones siguientes: $H = 0,25$ m en una lámina de agua de 0,60 m aproximadamente.

El laboratorio con una superficie aproximada de 2100 m², también dispone de sala limpia, sala CNC o de mecanizado, taller, almacén y una zona de carga.

Para la adquisición de datos en los diferentes ensayos mencionados era necesaria la utilización de sensórica de carácter no-intrusiva, de manera que esta no alterara el peso a escala de la infraestructura así como los centros de gravedad y giro de la misma.

En estos ensayos, se emplea la semejanza de Froude (Sarpkaya e Isaacson, 1981) (Sarpkaya, 2014) elegida como semejanza de escala y que, debida a esta cualquier medida en modelo, se ve ampliada en prototipo, se requería de esta sensórica que fuera muy fehaciente en la medida y que por tanto los resultados fueran no sólo extremadamente precisos sino con altas tasas de velocidad de adquisición.

Dadas estas premisas, el equipo elegido fue Optitrack, un sistema de adquisición de análisis dinámico media reflexión de espectro infrarrojo. Este equipo, cumplía perfectamente con todas las necesidades impuestas ya que dado su alto grado de desarrollo, se obtuvieron medidas con errores totales menores a 1 mm en modelo o lo que es lo mismo, un 0,0008% de error sobre la eslora total del modelo y con tasas de 120 hz.

Para el procesamiento (que además se producía en tiempo real) se utilizó software propio de optitrack (Motive) que aunque muy utilizado en la industria del CGI en cine, en su rama de robótica es igualmente potente (Figura 5).

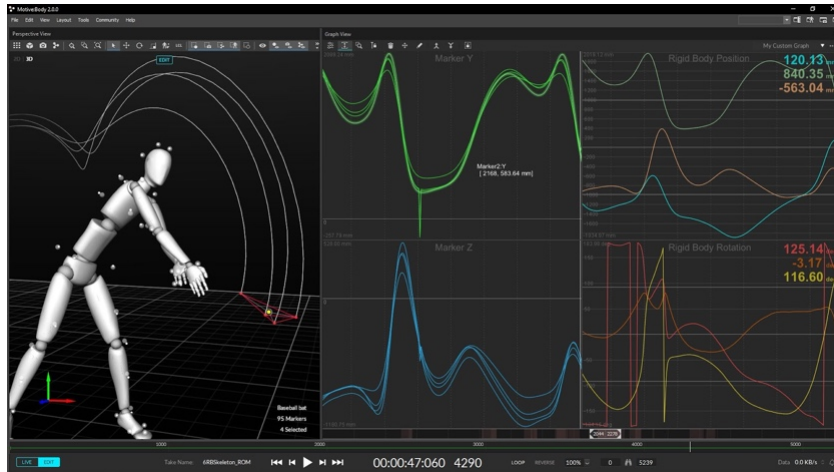


Fig 5. Funcionamiento del sistema

El funcionamiento del sistema radica en la colocación de “markers” en diferentes posiciones del modelo. Estos son capturados por hasta 8 cámaras de espectro infrarrojo previamente calibradas (Figura 6) con las cuales se puede triangular la posición de cada uno de estos markers, que a su vez, componen un sólido rígido. Este proceso de posicionamiento ocurre 120 veces por segundo lo que permite situar este en el dominio del tiempo. (Figura 7).

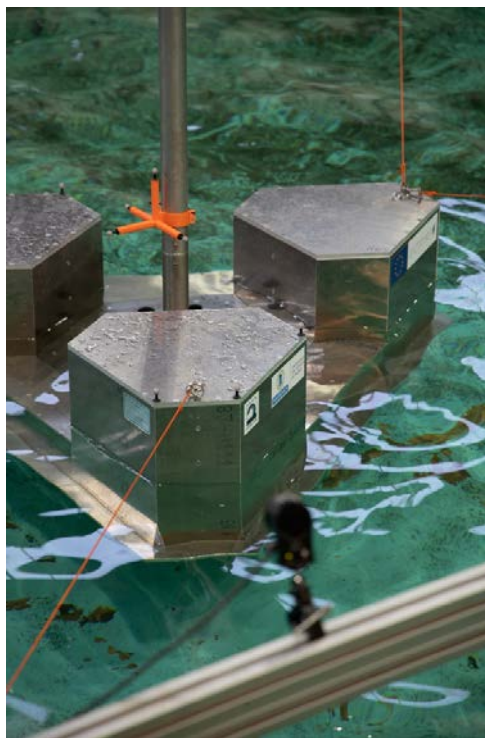


Fig 6. Cámara infrarroja de posicionamiento apuntando a los markers del modelo

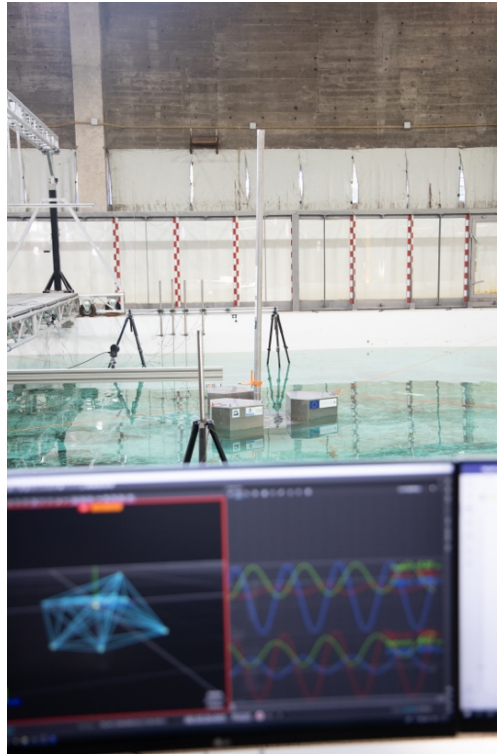


Fig. 7. Sistema de Adquisición de la dinámica del flotador trabajando en tiempo real durante un ensayo

Tras este proceso de adquisición se procedieron, mediante software de desarrollo propio, a descomponer los diferentes datos de dinámica en los 6 grados de libertad, tras lo cual, y mediante formulación analítica, se pasaron a obtener los canales matemáticos relevantes para el objeto de la investigación.

4. Resultados

Como ya es conocido, esta respuesta dinámica del flotador ante la acción del oleaje se debe principalmente a la afección del periodo del mismo sobre la infraestructura y su acción resonante. Este fenómeno implica que, para el espectro de periodos comprendido en condiciones ondulatorias típicas de un oleaje formado por viento, la cantidad de movimiento, aunque amplificada por la energía en forma de altura de ola, se debe principalmente al periodo con el que el oleaje incida sobre la estructura y cómo de cerca, en el dominio de las frecuencias, se encuentren estos periodos incidentes de los periodos naturales de resonancia de dicha estructura para cada uno de los 6 grados de libertad, aunque prestado especial interés en Pitch, y Heave.

Para la discretización de estos periodos naturales en la infraestructura que nos atañe, así como para evaluar el coeficiente de “damping” (Figura 8) para cada grado de libertad, se desarrollaron una serie de baterías de ensayo con ensayos de “Decay” (Figura 9) y ensayos con frecuencia modulada o señal “CHIRP” (Figura 10).

Adicionalmente, y a fin de caracterizar el comportamiento dinámico, no sólo en base teórica sino en condiciones más realistas cuando la infraestructura se encuentre en fase de explotación, se consideró el análisis de la dinámica del flotador para diferentes condiciones met-oceánicas definidas por diferentes espectros de oleaje tipo JONSWAP con patrón de apuntamiento 3,3 desde condiciones propias de operatividad, hasta condiciones de estado límite último.

Los resultados obtenidos en esta investigación demuestran que, para las últimas configuraciones de diseño, la infraestructura propuesta excede los márgenes de seguridad establecidos para cada estado, tanto de operatividad como extremales (Puertos del Estado. ROM 0.3-91, 1991) (www.puertos.es) para cada grado de libertad en términos dinámicos.

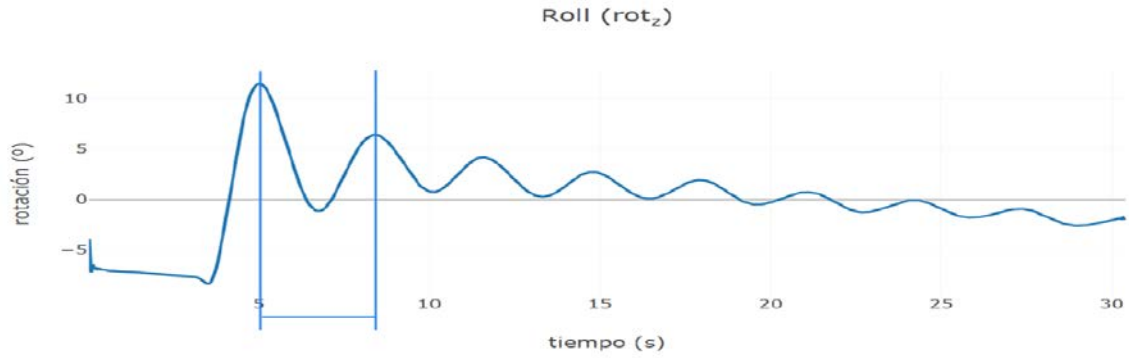


Fig. 8. Ensayo de Decay y obtención del periodo natural para rotación en Roll

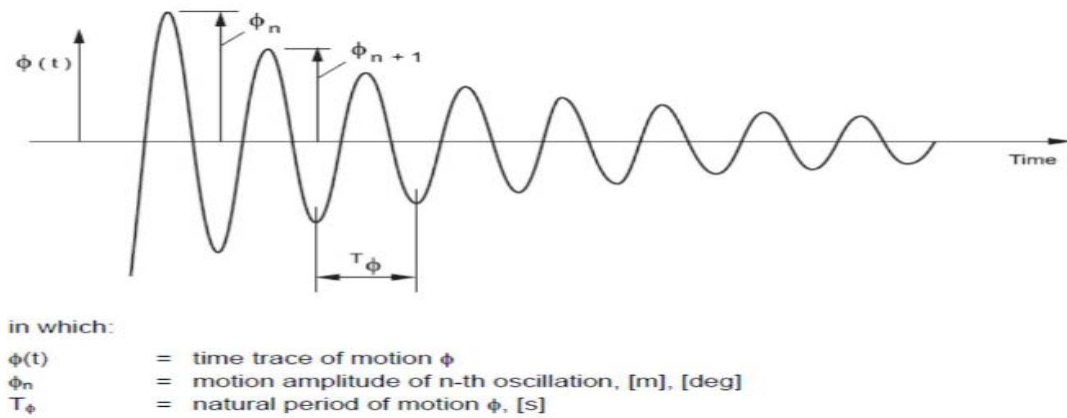


Fig. 9. Metodología para la obtención del coeficiente de damping y del periodo natural de resonancia

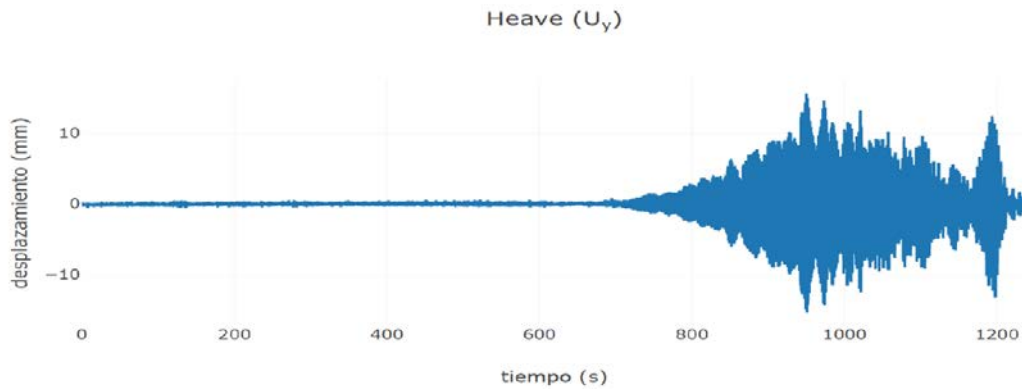


Fig. 10. Desplazamiento en Heave para ensayo con CHIRP

5. Conclusiones y nuevas líneas de investigación

A la vista de los resultados de los ensayos realizados hasta el momento, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- El desarrollo de los sistemas flotantes para la energía eólica marina es un reto en profundidad, por encima de los 50 m; acciones a resistir (oleaje y viento) y procesos de construcción, mantenimiento, explotación y desmantelamiento.
- Con las tecnologías actuales, los dispositivos flotantes pueden construirse tanto en hormigón como en acero. No se descartan los nuevos materiales para un futuro próximo.

- Las estructuras flotantes mejoran las condiciones de implementación que tienen las estructuras de gravedad o GBS o las pilotadas. Las primeras tienen limitaciones claramente en 30 metros de lámina de agua, mientras que las pilotadas quedan constreñidas por la geometría de los pilotes, que difícilmente puedan superar los 100 metros de longitud y ocho metros de diámetro.
- Los procesos constructivos, así como, los equipos y maquinaria relacionados con los procesos de instalación, mantenimiento, reparación y desmantelamiento aconsejan los dispositivos flotantes descartando los tradicionales de las obras marítimas convencionales.
- Se pueden encontrar en un grado de madurez o TRL en el entorno de 5 - 7, pudiendo estar en enorme desarrollo para 2025, habiendo alcanzado por ello el nivel TRL 9.
- Las plataformas ensayadas hasta el momento se consideran híbridas, dado que en aguas someras pueden trabajar por gravedad y en transición como flotantes.
- En los ensayos se detectan problemas en anclajes. Estos ensayos se han realizado en ELS (Estado límite de servicio) y ELU (Estado límite último), con oleaje irregular y espectro JONSWAP.
- Los ensayos han permitido elaborar mediante técnicas de sensorización el seguimiento de los movimientos y giros del flotador creando códigos propios y bases de datos relacionados con los sistemas de generación espectrales.
- El seguimiento de las experimentaciones solamente puede realizarse con los modelos desarrollados para la investigación.
- Los ensayos de las plataformas tipo TRIWIND y ARCHIME3 (Convenio de investigación para el ensayo en modelo físico tridimensional 3D de un aerogenerador híbrido gravedad – flotación Trwind – Float) (Convenio de investigación para la optimización de una estructura flotante tipo Triwind Arquímedes) (Convenio de investigación para la campaña de ensayos de un dispositivo offshore tipo GBS con tecnología ELISA) para el aprovechamiento energético del viento. demuestran que los valores de los ángulos de desplazamiento son inferiores de 3° en estado límite de servicio y de 11° en estado límite último, lo que ratifica el correcto comportamiento en este nivel de magnitud tecnológica.

Como consecuencia de las conclusiones del presente trabajo, se proponen las siguientes líneas futuras de trabajo que se empezarán a comprobar en las nuevas pruebas de la plataforma tipo ELISA de Esteyco en 2022. Estas son:

- Análisis del comportamiento estructural e hidráulico en otras condiciones de mar, donde domina el oleaje de viento en lugar del mar de fondo y el parámetro espectral de apuntamiento está por encima de 4.
- Mejora en los sistemas de anclaje de las plataformas flotantes.
- Ajuste y mejora de las bases de datos derivado del incremento de cámaras que se emplearán en los nuevos ensayos.
- Ajuste y mejora en la transferencia de datos de oleaje mediante Excel y VBA en diferentes puntos del modelo.

Con todo ello, se pretende definir nuevas técnicas de ejecución de ensayos tanto en estado límite de servicio como en estado límite último.

Referencias

British Petroleum. (2019). “Statistical review of World energy”. BP p.l.c. 2017: 66.

Clauss G.F. (1992). “Wave forces on slender cylinders”. Delft University of Technology.

Convenio de investigación para el ensayo en modelo físico tridimensional 3D de un aerogenerador híbrido gravedad – flotación Trwind – Float. Fundación Agustín de Betancourt y Rover Maritime, S. L. 2019.

Convenio de investigación para la optimización de una estructura flotante tipo Triwind Arquímedes. Fundación Agustín de Betancourt y Beridí, S. L. 2020.

Convenio de investigación para la campaña de ensayos de un dispositivo offshore tipo GBS con tecnología ELISA para el aprovechamiento energético del viento. Fundación Agustín de Betancourt y Esteyco, S. A. 2022.

- De Soneville, B., Paulsen, B.T. y Hofland, B. (2015). "Wave Impact Loads on Gravity Based Structures". In: *Proceedings of the 34th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE34*. May 31 - June 5, 2015, St. John's, NL, Canada.
- Esteban, M.D., Diez, J.J., López-Gutiérrez, J.S. y Negro, V. (2011). "Why offshore wind energy?" *Renewable Energy* 36 (1): 444-450.
- EWEA-Wind Europe (European Wind Energy Association). Key trends and statistics H1, for internal use only. EWEA Tech. Rep. 2018.
- Goda, Y. (1974). "A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater". *Proceedings of the 14th Intl. Conference on Coastal Engineering*, ASCE. Copenhagen, Denmark: 1702-1720.
- Goda, Y. (2000). "Random seas and design of maritime structures". Second ed. World Scientific Publishing. Singapore.
- International Guidelines, DNV-GL-ST-0126, on Support Structures for Wind Turbines (2016).
- International Guidelines, DNV-GL-ST-0437, on Loads and Site Conditions for Wind Turbines (2016).
- International Guidelines, DNV-os-j101, on Design of Offshore Wind Turbine (2013).
- Luengo, J., Negro, V., García-Barba, J.; López-Gutiérrez, J.S. y Esteban, M.D. (2019). "New detected uncertainties in the design of foundations for offshore wind turbines". *Renewable Energy* 131 (2019): 667-677.
- Luengo, J., García-Barba, J.; Negro, V.; López-Gutiérrez, J.S. y Esteban, M.D. (2018). "Offshore wind energy. Create a lot of questions. Give some answers". *Ocean Engineering* (under revision).
- Negro, V., López-Gutiérrez, J.S., Esteban, M.D. y Matutano, C. (2014). "Uncertainties in the design of support structures and foundations for offshore wind turbines". *Renewable Energy* 63: 125-132.
- Recommended Practice, DNV-rp-C205, on Environmental Conditions and Environmental Loads (2010).
- Puertos del Estado. ROM 0.3-91 (1991). "Waves". Ministry of Public Works, Spain.
- Puertos del Estado. ROM 3.1-99 (1999). "Design of the maritime configuration of ports, approach channels and harbour basins". Spain.
- Sarpkaya, T. e Isaacson, M. (1981). "Mechanics of wave forces on offshore structures". Textbook by Van Nostrand Reinhold. New York.
- Sarpkaya, T. (2014). "Wave forces on offshore structures". Cambridge University Press.
- www.offshorewind.biz (Consulta: 10 de enero de 2022).
- www.puertos.es (Consulta: 11 de enero de 2022)
- www.4coffshore.com (Consulta: 12 de enero de 2022).
- "III Jornada de Energía Eólica (y Marina)", del 16 de diciembre de 2021, "Software de Desarrollo para el Análisis de los Desplazamientos de una Plataforma Flotante Sobre Ensayos en Modelo Físico."

Aplicación de los modelos SPH al rebase en diques verticales

Application of the SPH models to overtopping in vertical breakwaters

Ignacio Fernández de Bobadilla^a, M. Jesús Martín, Paloma Aberturas^a, Corrado Altomare^b, Alejandro J. C. Crespo^c, José M. Domínguez^c, Moncho Gómez-Gesteira^c

^aCentro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas), Madrid, Ignacio.fernandez@cedex.es; ^bUniversitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, corrado.altomare@upc.edu ^cUniversidade de Vigo, Ourense, alexbexe@uvigo.es

Abstract

This work presents the first attempt to apply Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) models focused on wave overtopping of vertical coastal structure to simulate long duration events (670 waves, corresponding to 25min time simulation).. The DUALSPHYSICS model is used to reproduce the physical model tests carried out in the large-scale wave flume at CEPYC-CEDEX, in Madrid (Spain), A sensitivity analysis on some model parameters, the initial inter-particle distance, the smoothing length and the piston transfer function (by means of a gain factor), has been carried out for model validation. The two first parameters are related to the numerical resolution and the particle interaction distance in SPH, respectively. The gain factor is applied to amplify the magnitude of the piston displacement in order to compensate the wave decay, dependent on the wave steepness. A good agreement between the experimental and numerical cumulative overtopping volume and relative overtopping rate is achieved with errors lower than 1%. Once the model is validated and calibrated, it has been applied to different wave time series with the same energy spectrum obtaining acceptable agreement with the forecasts provided by the EurOtop manual.

Keywords: SPH, wave-structure interaction, overtopping, vertical breakwater

Resumen

Este trabajo supone el primer intento de aplicar los modelos SPH al rebase en diques verticales, simulando eventos de larga duración (670 olas, correspondientes con 25 minutos de simulación). DUALSPHYSICS ha sido el modelo empleado para reproducir los ensayos físicos llevados a cabo en el canal de gran escala del CEPYC-CEDEX, en Madrid. Para la validación del modelo se ha realizado un análisis de sensibilidad de algunos parámetros: la distancia inicial entre partículas, la longitud de suavizado y la función de transferencia del pistón (por medio de un factor "gain"). Los dos primeros parámetros están relacionados con la resolución numérica y la distancia de interacción entre partículas en SPH, respectivamente. El factor gain se aplica para ampliar la magnitud de los desplazamientos del pistón y compensar así la pérdida de oleaje, producida en función del peralte del oleaje. Se han obtenido un buen ajuste entre el volumen de rebase acumulado experimental y numérico y en la tasa de rebase adimensional, con errores inferiores al 1%. Una vez validado y calibrado el modelo, se ha aplicado a diferentes series temporales de oleaje con el mismo espectro de energía que el experimental, obteniendo resultados dentro de las previsiones proporcionadas por el manual EurOtop.

Palabras clave: SPH, interacción fluido-estructura, rebase, dique vertical

1. Introducción

En los proyectos de diques de abrigo en ingeniería costera se debe verificar la estabilidad, funcionalidad y operatividad, tanto de la estructura en sí misma como del área a proteger. Entre los diferentes modos de fallo de un dique con respecto a los agentes climáticos, los relacionados con el rebase del oleaje están cobrando gran importancia, ya que están directamente relacionados con el aumento del nivel del mar debido al cambio climático. Este aumento incrementa la vulnerabilidad de la estructura y, en consecuencia, es necesaria la verificación del proyecto para las proyecciones a largo plazo del IPPC (Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático). El análisis de este problema generalmente se realiza, en la fase de anteproyecto, con fórmulas empíricas (Eurotop, 2018) y, en última instancia, con ensayos de modelos físicos. El modelado numérico se emplea cada vez más como una herramienta complementaria de los ensayos físicos, ofreciendo varias ventajas a estos últimos, aun siendo necesaria su adecuada validación con datos de campo o experimentales (Altomare et al., 2020).

La principal motivación de esta investigación es profundizar en el empleo del método SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) para analizar el rebase producido por oleaje irregular en diques verticales. El método SPH se basa en una descripción lagrangiana de la dinámica de fluidos en la que las propiedades del medio continuo se reformulan en términos de cantidades suavizadas evaluadas en ubicaciones discretas denominadas “partículas”. Cuando se utilizan para la simulación de la dinámica de fluidos, las ecuaciones discretizadas de Navier-Stokes se integran localmente en la ubicación de cada partícula, de acuerdo con las propiedades físicas de las partículas circundantes. El conjunto de partículas vecinas está determinado por una función basada en la distancia, ya sea circular (bidimensional) o esférica (tridimensional), con una longitud característica asociada o una longitud de suavizado a menudo denotada como h . En cada paso de tiempo, se calculan las nuevas propiedades físicas para cada partícula y luego se mueven de acuerdo con estos valores actualizados. De esta forma, el método SPH se puede emplear para simular flujos de superficie libre y capturar interacciones de estructura de onda altamente no lineales (Violeau, 2012). A pesar de estas características, su uso en el campo de la ingeniería costera no está tan extendido como los modelos eulerianos basados en mallas, como el método VOF (Volume Of Fluid).

Varios estudios de modelos numéricos basados en SPH de diques en talud han proporcionado buenas aproximaciones (p. ej., Shao et al., 2006; Altomare et al., 2014; Akbari y Torabbeigi, 2021), pero la aplicación del método SPH a los diques verticales es aún, según el conocimiento de los autores, muy escasa y la bondad de los resultados obtenidos limitada. Por lo tanto, se requiere el desarrollo de modelos verificados basados en el método SPH para estudiar el rebase provocado por oleaje irregular en diques verticales para abordar el estudio de soluciones que contribuyan a reducir los niveles de rebase.

El modelo SPH seleccionado para realizar esta investigación ha sido DUALSPHYSICS (Domínguez et al., 2021), un código fuente abierto desarrollado por varias instituciones a nivel mundial para resolver problemas reales de ingeniería con flujos multifásicos. En este trabajo se detallan los aspectos, resultados y conclusiones más relevantes obtenidos, incluyendo algunas recomendaciones para aplicar correctamente los modelos SPH en la estimación del rebase en diques verticales.

2. Caso de estudio

Este apartado contiene una descripción somera de los ensayos físicos a escala reducida usados como referencia para evaluar la fiabilidad del modelo numérico referido. Estos ensayos se realizaron en el laboratorio de experimentación marítima del CEDEX (Centro De Estudios y EXperimentación de obras públicas), (CEDEX, 2018), en el marco de un proyecto realizado a petición de Puertos del Estado para estudiar el comportamiento de secciones tipo del conjunto de puertos españoles ante el rebase. Del conjunto de secciones tipo ensayadas se seleccionaron como posibles casos de estudio los correspondientes a diques verticales convencionales, realizados a escala 1/15 en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala. Con el fin de que los resultados del estudio pudieran tener aplicabilidad con carácter orientativo a los puertos españoles, las características geométricas de las secciones tipo consideradas en estos ensayos se establecieron teniendo en cuenta las dimensiones de los diques de abrigo de

tipología vertical existentes en diferentes fachadas marítimas del litoral español, distinguiéndose: fachada mediterránea, Islas Canarias y fachada cantábrica.

En la Tabla 1 se muestran las principales características geométricas de las secciones tipo definidas para cada fachada marítima. Para cada sección tipo se indican las cotas de coronación del espaldón, la cota de la plataforma existente en el lado abrigado del espaldón y la cota del nivel de agua en la situación de pleamar.

Tabla 1. Principales características geométricas de las secciones tipo ensayadas experimentalmente

Fachada marítima	Sección	Cota espaldón [m]	Cota plataforma [m]	Nivel del agua [m]
Mediterráneo	S02	+6.00		
	S03	+7.50	+2.50	+1.00
	S04	+9.00		
Islas Canarias	S05	+11.00		
	S06	+13.00	+4.00	+2.00
	S07	+15.00		
Cantábrico	S08	+18.00		
	S09	+20.00	+7.00	+4.50
	S010	+22.00		

En la Figura 1 se muestra la disposición esquemática del modelo físico instalado en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala del CEDEX. Los ensayos se realizaron sobre fondo horizontal, con un nivel de agua en la zona de generación de 3,34 m, equivalente a 50,0 m en escala prototipo, y de 1,67 m, equivalente a 25 m, al pie del dique. Estas profundidades se incrementan considerando el nivel de agua de la marea alta correspondiente en cada caso (ver Tabla 1). La sección del dique se construyó reproduciendo la berma de cimentación, el cajón y la superestructura. Como puede observarse la sección de ensayo se situó a 64,45 m de la pala generadora de oleaje.

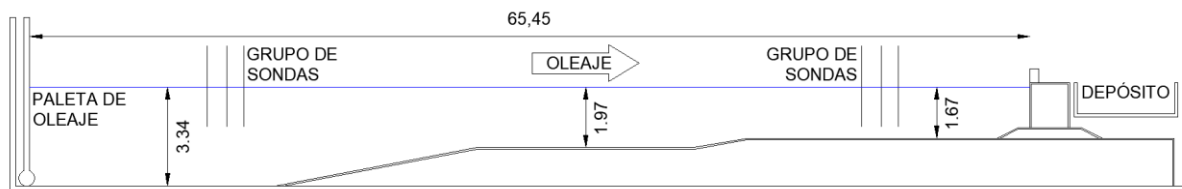


Fig. 1 Disposición del modelo en el canal de ensayos de gran escala

Se utilizaron medidores capacitivos para medir el oleaje y el remonte o “run-up” en la cara vertical del dique, así como para controlar la absorción activa del oleaje reflejado en la pala de oleaje. Para diferenciar el oleaje incidente del reflejado se instalaron dos grupos de sondas: i) un grupo de tres sondas en la zona de generación, necesarios para guiar el sistema de absorción de oleaje activo; y ii) un grupo de tres sondas alineados frente al dique y ubicados en el eje longitudinal del canal, para registrar el oleaje a pie de estructura. Estos grupos de sondas permiten aplicar el método de Mansard-Fünke para separar la señal incidente de la reflejada (Mansard y Fünke, 1980).

Detrás del dique se colocó un depósito para recoger el agua del rebase, apoyado en una célula de carga para registrar el peso de las sucesivas descargas. Mediante un análisis posterior se obtuvieron las tasas instantáneas asociadas a cada evento de rebase.

El proceso de calibración del oleaje se realizó generando varias series temporales de oleaje asociadas a un espectro de energía tipo JONSWAP con factor de forma $\gamma=3,3$, altura de ola significativa (H_s), periodo pico (T_p), y con una duración determinada. Los valores de periodo de pico considerados fueron de 6, 8, 11 y 14 segundos en las secciones mediterráneas y de 8, 11, 14 y 17 para las Canarias y el Cantábrico. Las alturas de ola significantes asociadas a esos períodos variaron de 2,0 m a 4,5 m con escalones de 0,5 m, aunque para varias secciones se amplió el rango hasta 6,0 m, la altura de ola significativa máxima que podía reproducir la instalación. Se consideró

adecuada una duración de la serie temporal de 1565 s (6061 s en prototipo) en todos los casos para garantizar un análisis estadístico fiable.

Análisis de los resultados de los ensayos físicos

El análisis de los resultados obtenidos de los experimentos incluyó el análisis del oleaje tanto en el área de generación (oleaje generado) como frente a la estructura (condiciones de oleaje al pie de la estructura), estimándose la altura significativa de oleaje incidente (H_s), la altura máxima de ola incidente (H_i), la altura significativa de oleaje reflejado (H_r) y el periodo pico de oleaje incidente (T_p).

Para medir el rebase se obtuvieron los siguientes parámetros en cada ensayo: i) instantes de los rebases, número de rebases y estudio de cada rebase individual; ii) porcentaje de olas que rebasan el dique, iii) volumen de rebase individual; iv) volumen total de rebase; v) volumen máximo de rebase; y vi) caudal medio de rebase, definido como el caudal de rebase por unidad de longitud del dique.

Finalmente, considerando las distintas zonas costeras (Mediterráneo, Canarias, Cantábrico), se analizó la variabilidad de los diferentes parámetros de rebase (caudal medio de rebase, volumen máximo de rebase y run-up) en función de las condiciones teóricas del oleaje incidente (H_s y T_p), y teniendo en cuenta también las alturas significativas del oleaje medidas durante cada ensayo.

3. Metodología

Puede encontrarse una descripción completa del método SPH en Violeau (2012). Este apartado solo incluye algunos detalles del modelo DUALSPHYSICS, incluida la configuración y los parámetros más significativos empleados en las simulaciones numéricas, objeto de posterior calibración para reproducir con precisión y eficiencia los resultados de los ensayos físicos.

3.1. Configuración del modelo numérico

Dado el coste computacional de los modelos SPH y que se considera oleaje de cresta larga, donde se pueden despreciar los efectos transversales (ondas cruzadas, por ejemplo), las simulaciones numéricas se realizaron en 2D. Además, para reducir el tiempo computacional, la longitud del canal numérico se redujo al doble de la longitud de onda asociada con el período pico de 11 s, manteniéndose la posición y distancias relativas del grupo de sondas a pie de la estructura. En la figura 2 se incluye el esquema de los canales numéricos considerados: un modelo equivalente al experimental y el finalmente empleado de longitud reducida y profundidad constante.

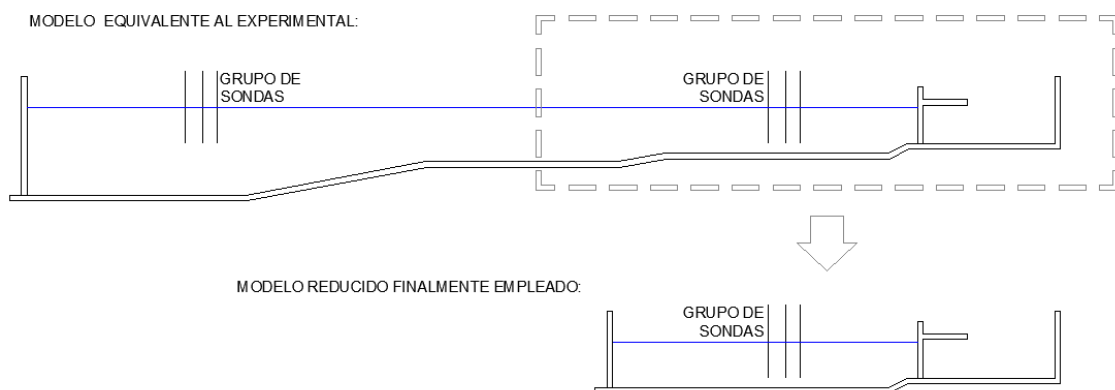


Fig. 2 Esquema de los canales numéricos planteados

Dado que se disponían de numerosos casos de estudio procedentes de los ensayos físicos realizados en las instalaciones de CEDEX, se eligió un solo caso para validar los resultados numéricos en base a los siguientes criterios: i) volumen de rebase y ii) tipo de generación de oleaje. En cuanto al volumen de rebase, inicialmente se seleccionaron los casos y las secciones transversales con la tasa de desbordamiento más alta. Mientras que la pala

de oleaje utilizado en los ensayos físicos era de tipo flap o rotatorio, el sistema de absorción de reflexión numérica del modelo DUALSPHYSICS (Altomare et al., 2017) solo está disponible para palas de tipo pistón, se excluyeron los casos que implicasen generación de oleaje en aguas profundas. En el ábaco de Le Méhauté (1976) de la Figura 3 se representan los valores adimensionales de profundidad y altura de ola significativa de los ensayos físicos considerados. Los casos preseleccionados fueron aquellos que cayesen en el área sombreada de la figura. Entre esos casos, se eligió el de mayor caudal de rebase, correspondiente al tramo S03 (Mediterráneo), con $T_p=11$ s (escala modelo 2,84 s) y $H_s=5,5$ m (escala modelo 0,37 m), representado con un punto rojo en la figura.

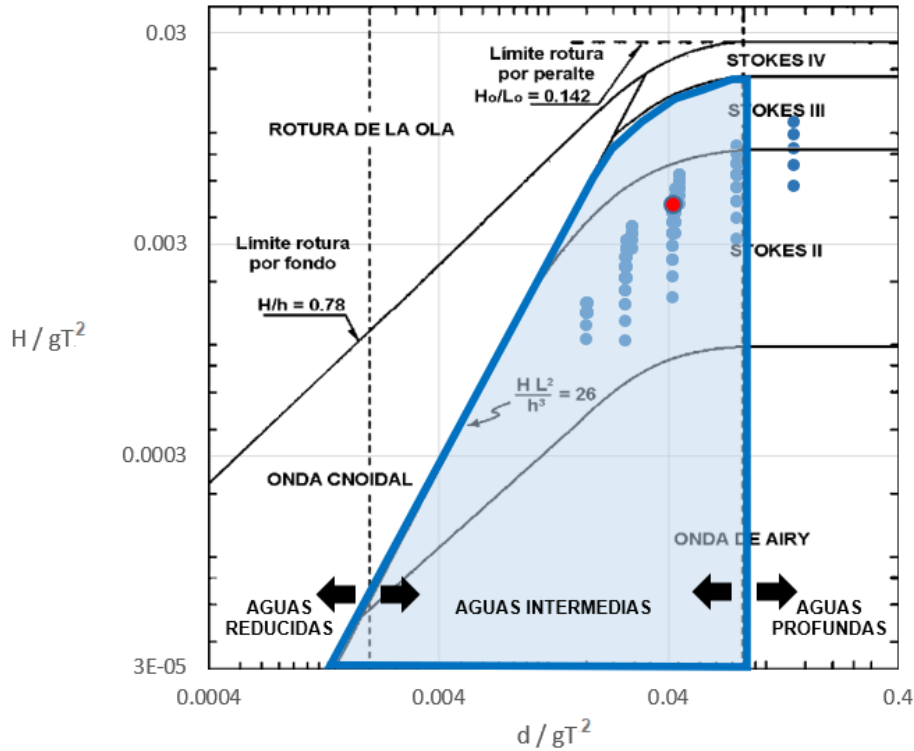


Fig. 2 Condiciones de oleaje de los distintos ensayos físicos realizados, representados en el diagrama de Le Méhauté

El movimiento teórico de la pala de oleaje numérica empleado en las simulaciones se obtuvo a partir de la señal incidente registrada por el grupo de sondas a pie de estructura durante el ensayo físico, usando para ello el software AWASYS7. Es importante insistir en la utilidad del sistema numérico de absorción de oleaje activo implementado en DUALSPHYSICS (Altomare et al., 2017), fundamental dado el carácter reflejante del dique vertical reproducido.

3.2. Calibración

A continuación, se realizó una calibración para analizar el efecto de varios parámetros numéricos en la sensibilidad de los resultados. Los resultados numéricos se compararon con los datos experimentales del ensayo seleccionado anteriormente: sección S03 (Mediterráneo), con $T_p= 2,84$ s (escala modelo) y $H_s= 0,37$ m (escala modelo). Para la calibración se consideraron los siguientes parámetros:

3.2.1. Distancia inicial entre partículas (dp)

La técnica SPH discretiza el medio continuo a través de un conjunto de puntos materiales o partículas que crearemos inicialmente a una distancia constante entre partículas, definida como dp . Por lo tanto, este valor definirá el volumen inicial de las partículas y con ella la resolución espacial numérica. Siguiendo las recomendaciones presentadas en Rota-Roselli et al (2018), se considera que un valor inicial de $dp=0.02$ m ($H/dp\approx 10$) sería adecuado para la reproducción de oleaje regular. Sin embargo, dado que se simulará oleaje irregular, se comprobarán las mejoras registradas para valores inferiores de dp (0.01 y 0.005 m);

3.2.2. Coeficiente de distancia de suavizado (*Coefh*)

Como se mencionó en la introducción, la distancia de las interacciones de las partículas se basa en una longitud característica asociada o una longitud de suavizado h . En el código DUALSPHysics se define el valor de la longitud de suavizado en función de la distancia inicial entre partículas (dp) y un coeficiente ($Coefh$), siendo en 2D $h = Coefh \cdot \sqrt{2} \cdot dp$. El valor de $Coefh$ resulta crucial en la precisión numérica, por lo que a partir del valor recomendado por defecto, $Coefh=1.2$, se verificarán las mejoras registradas para los valores $Coefh=1.5$ (valor recomendado para propagación de ondas, según Rota-Roselli et al., 2018), y $Coefh=1.8$;

3.2.3. Factor “gain” (*Gain*)

Ya en Ursell, Dean y Yu (1960) se consideró este parámetro en experimentación física para compensar los errores (de hasta un 10%) medidos en la reproducción de oleaje regular con pendientes (H/L) superiores a 0,03. Estos errores también están presentes en las simulaciones numéricas propuestas. Por esta razón, para generar la misma señal incidente que en los experimentos, se debe aplicar un factor “gain” a los desplazamientos de la pala de oleaje para compensar este decaimiento adicional del oleaje. Por tanto, se verificarán las diferencias producidas para valores de $Gain=1.00$, 1.05 y 1.10.

En una primera fase de calibración se realizaron las simulaciones correspondientes a todas las combinaciones posibles de los valores definidos anteriormente, pero para ventanas de tiempo inicial de 600 s de simulación (250 olas, aproximadamente), en lugar del ensayo completo (1565 s, 670 olas aproximadamente). Este tiempo resultó suficiente para poder sacar conclusiones con menor coste computacional.

La calibración se evaluó en función de la comparación de los resultados numéricos y experimentales en términos de: i) la altura espectral significativa del oleaje incidente H_{m0} ; ii) el francobordo relativo R_c/H_{m0} , siendo R_c la cota de coronación del dique; iii) la tasa de rebase medio, q ; y iv) la tasa de rebase adimensional, Q , propuesta en el manual Eurotop como:

$$Q = \frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} \quad (1)$$

Además, se compararon los valores numéricos de Q con los que da la ecuación 7.1 incluida en el manual Eurotop y sus bandas de confianza del 5% y 95%:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.047 \exp \left[- \left(2.35 \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{1.3} \right] \quad (2)$$

La segunda fase de calibración se centró en realizar las simulaciones para la serie temporal completa (1565 s), considerando solo las combinaciones de parámetros con los mejores resultados después de la primera fase de calibración (600 s).

Como verificación extra, se consideró un tercer paso final donde se comprobó el comportamiento de la combinación óptima de parámetros a través de la simulación de diferentes trenes de oleaje irregular. Se reprodujeron numéricamente diferentes series temporales de oleaje con el mismo espectro de energía teórico que el utilizado en el ensayo físico de referencia para la calibración. Se decidió que ocho simulaciones serían una muestra estadísticamente representativa para poder obtener conclusiones fiables.

4. Discusión de resultados

A continuación, se presentan y discuten los resultados de la calibración expuesta anteriormente. Los resultados experimentales y numéricos se comparan en términos de altura de ola significativa espectral incidente H_{m0} , tasa de rebase q y tasa de rebase adimensional Q . Se evaluó el error relativo numérico con respecto a los valores registrados

en el ensayo físico, considerándose admisibles errores relativos inferiores al 5% para H_{m0} , e inferiores al 10% para q y Q .

4.1. Primera fase de calibración

En esta primera fase, solo se verifican y comparan con los datos experimentales los resultados obtenidos durante los primeros 600 s de simulación. La figura 4 representa los valores de R_c/H_{m0} frente a Q , incluyendo las previsiones con bandas de confianza del 5 % y el 95 % del manual de Eurotop para ayudar a contextualizarlas. Se presentan los resultados numéricos de las simulaciones con diferentes resoluciones, es decir, diferentes valores de dp (0.02, 0.01, 0.005 m), con diferentes valores de $Coefh$ (1.2, 1.5, 1.8) y con varios valores de “Gain” (1.00, 1.05, 1.10).

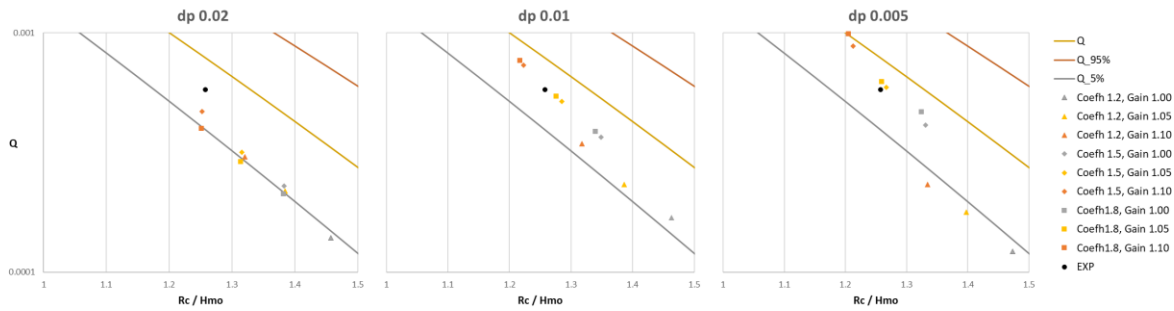


Fig. 4 Valores de H_{m0} frente Q para ventanas iniciales de 600s y resoluciones espaciales: $dp=0.02, 0.01$ y 0.005 m

Los errores relativos de comparar los resultados numéricos con los experimentales de referencia se resumen en la Tabla 2 para $dp=0,02$ m, en la Tabla 3 para $dp=0,01$ m y en la Tabla 4 para $dp=0,005$ m

Tabla 2. Errores relativos obtenidos para ventanas iniciales de 600 s y $dp=0.02$ m

Coefh Gain	1.2			1.5			1.8		
	1.00	1.05	1.10	1.00	1.05	1.10	1.00	1.05	1.10
H_{m0}	-13.66%	-9.13%	-4.74%	-9.04%	-4.36%	0.44%	-8.98%	-4.27%	0.53%
q	-80.65%	-67.20%	-51.17%	-65.54%	-48.77%	-18.19%	-68.12%	-53.20%	-30.53%
Q	-75.88%	-62.14%	-47.48%	-60.28%	-45.23%	-18.72%	-63.29%	-50.03%	-31.08%

Tabla 3. Errores relativos obtenidos para ventanas iniciales de 600 s y $pd=0.01$ m

Coefh Gain	1.2			1.5			1.8		
	1.00	1.05	1.10	1.00	1.05	1.10	1.00	1.05	1.10
H_{m0}	-14.01%	-9.27%	-4.51%	-6.73%	-2.08%	2.87%	-6.11%	-1.40%	3.34%
q	-76.74%	-65.27%	-44.44%	-42.92%	-13.12%	32.12%	-39.10%	-8.10%	39.35%
Q	-70.82%	-59.81%	-40.47%	-36.64%	-10.34%	26.63%	-33.05%	-6.13%	32.66%

Tabla 4. Errores relativos obtenidos para ventanas iniciales de 600 s y $dp=0.005$ m

Coefh Gain	1.2			1.5			1.8		
	1.00	1.05	1.10	1.00	1.05	1.10	1.00	1.05	1.10
H_{m0}	-14.63%	-10.01%	-5.73%	-5.47%	-0.70%	3.77%	-5.03%	-0.12%	4.42%
q	-83.36%	-73.73%	-63.22%	-34.45%	1.29%	60.85%	-25.23%	7.66%	82.31%
Q	-78.90%	-69.23%	-59.81%	-28.67%	2.37%	52.16%	-19.21%	7.85%	70.86%

Considerando la resolución $dp=0.02$ m, se obtienen buenos resultados en términos de H_{m0} usando $Coefh=1.5-1.8$ y $Gain=1.05-1.10$, sin embargo, los errores para el rebase (q y Q) resultan inadmisibles para todas las combinaciones. Aumentando la resolución y usando $dp=0.01$ m, los resultados más prometedores para la propagación de ondas se logran nuevamente para las combinaciones de $Coefh=1.5-1.8$ y $Gain=1.05-1.10$, siendo el rebase obtenido más ajustado para $Coefh=1.8$ y $Gain=1.05$. Finalmente, con la resolución $dp=0,005$ m los resultados más precisos se obtienen con la combinación de $Coefh=1.5-1.8$ y $Gain=1.05$, especialmente en el caso del rebase con errores de q y Q menores al 10% para $Coefh=1.8$ y $Gain=1.05$.

4.2. Segunda fase de calibración

Después de analizar los resultados para la ventana inicial de 600s, se decidió descartar las simulaciones con $dp=0.02m$ y aquellas con $Coefh=1.2$. Se realizó una segunda fase de calibración simulando la serie temporal completa (1565 s), usando varias combinaciones de parámetros agrupadas en función de la resolución espacial: i) $dp=0.01m$, $Coefh=1.5-1.8$ y $Gain=1.05-1.10$, y ii) $dp=0.005m$ con $Coefh=1.5-1.8$ y $Gain=1.05-1.10$.

En la Figura 5 se presentan gráficamente los resultados numéricos usando $dp=0.01m$ y $Gain=1.05$, tanto para la ventana inicial de la primera fase como para la serie temporal completa, junto con los valores experimentales.

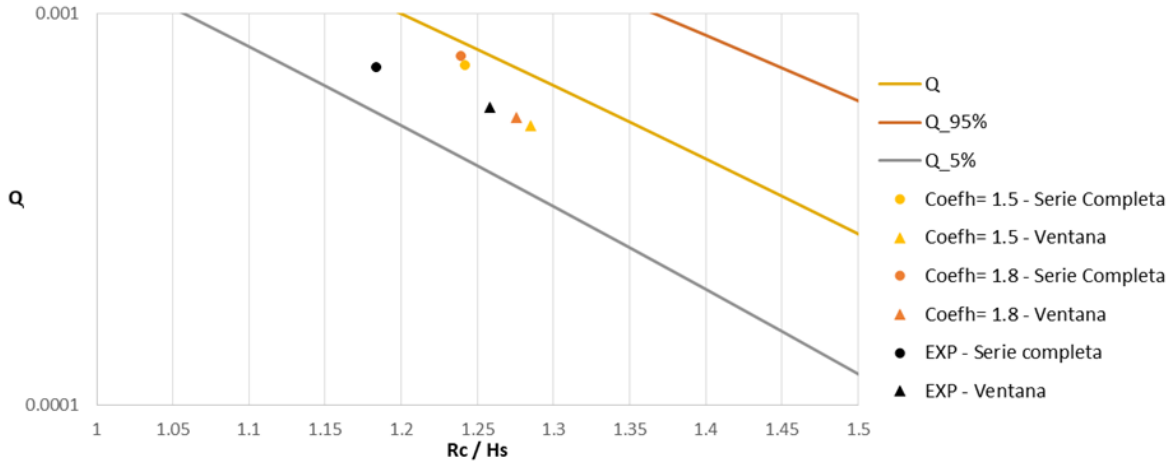


Fig. 5 Valores de H_{m0} frente a Q para la serie temporal completa, con $dp=0.01$ y $Gain=1.05$

En la Figura 6 se representa el volumen de rebase acumulado experimental frente al de las simulaciones usando de nuevo $dp=0.01$ m y $Gain=1.05$. Resulta muy destacable como el número y la distribución de eventos de rebase obtenidos en las simulaciones SPH son muy similares a los registrados en el ensayo físico.

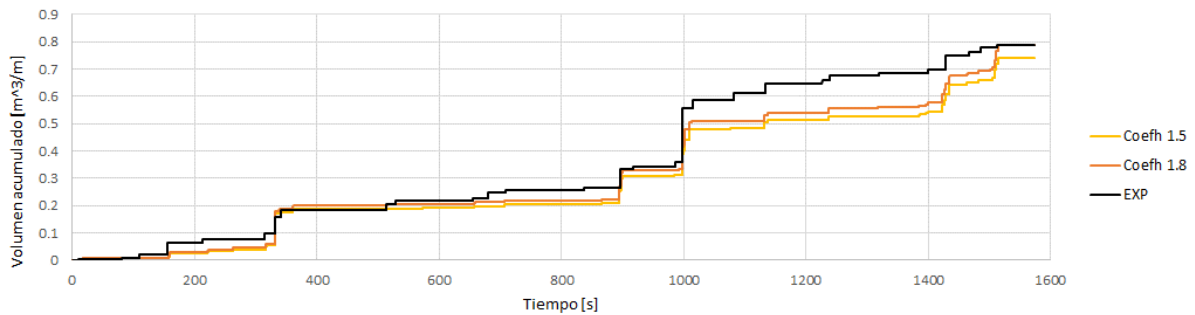


Fig. 6 Volumen de rebase acumulado para la serie temporal completa, con $dp=0.01$ y $Gain=1.05$

Nótese que en las Figuras 5 y 6 se han presentado solo los resultados con $Gain=1.05$, ya que es el valor que proporciona mejores resultados tanto en la propagación del oleaje como para las tasas de rebase, como se puede ver en la Tabla 5. Esta tabla incluye los errores relativos para la ventana de tiempo inicial (600 s) y para la serie temporal completa (1565 s) utilizando $dp=0,01$ m y los diferentes valores de $Coefh$ y $Gain$ empleados.

Tabla 5. Errores relativos obtenidos para $dp=0.01$ m

Coefh	1.5				1.8			
	1.05		1.10		1.05		1.10	
	Ventana	Completa	Ventana	Completa	Ventana	Completa	Ventana	Completa
H_{m0}	-2.08%	-4.73%	2.87%	-0.14%	-1.40%	-4.51%	3.34%	0.11%
q	-13.12%	-6.22%	32.12%	91.66%	-8.10%	-0.37%	39.35%	98.15%
Q	-10.34%	0.85%	26.63%	38.63%	-6.13%	6.78%	32.66%	42.79%

De acuerdo con estos resultados, es evidente que DUALSPHYSICS resulta apropiado para simular eventos de larga duración de 1565 s (6061 s en escala prototipo) pudiendo registrarse el volumen de rebase (pocos eventos) con oleaje irregular para diques verticales. Aunque la tasa de volumen de rebase resulta más ajustada para la combinación de $Gain=1.05$ y $Coefh=1.8$, la obtenida con $Coefh=1.5$ se considera mejor opción ya que el resultado de la tasa de rebase adimensional es muy similar al valor experimental, mostrando un error tan solo del 0,85%.

A continuación, se analiza el segundo conjunto de simulaciones de esta fase de calibración realizados con las combinaciones $dp=0.005$ m, $Coefh=1.5-1.8$ y $Gain=1.00-1.05$. De nuevo, los resultados de R_c/H_{m0} frente a Q para la serie temporal completa se presentan en la Figura 7, mientras que el volumen de rebase acumulado numérico y experimental se muestran en la Figura 8. Estos resultados corresponden solo al $Gain=1.05$.

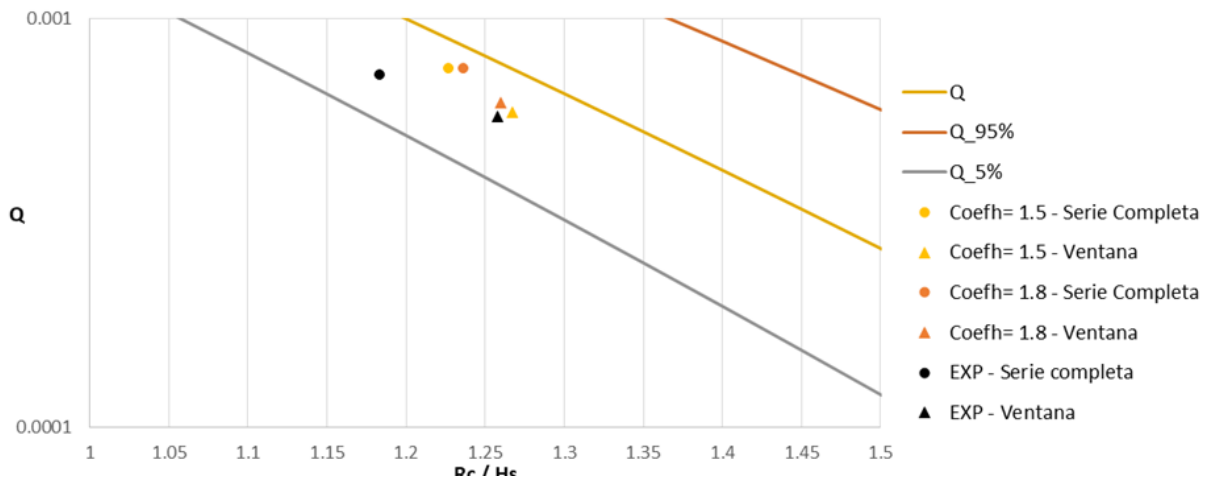


Fig. 7 Valores de H_{m0} frente a Q para la serie temporal completa, con $dp=0.005$ y $Gain=1.05$

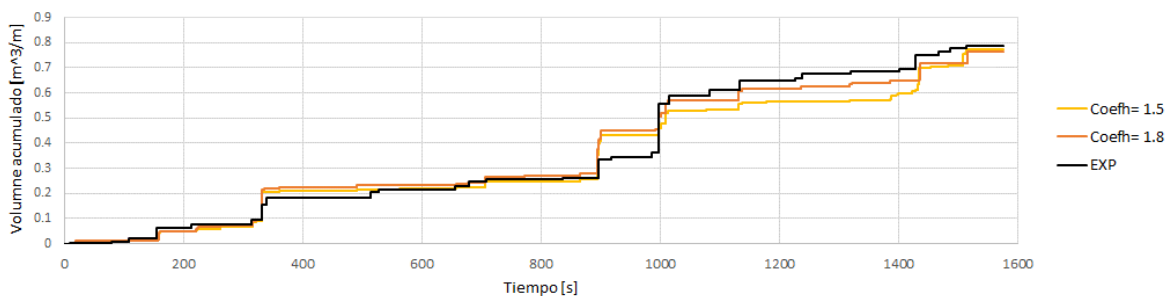


Fig. 8 Volumen de rebase acumulado para la serie temporal completa, con $dp=0.005$ y $Gain=1.05$

En la figura 8 podemos comprobar cómo el número y distribución de eventos de desbordamiento conseguidos con $dp=0.005$ m se ajustan al ensayo físico incluso mejor que los obtenidos con $dp=0.01$ m (Figura 6). La Tabla 6 incluye todos los errores relativos de los resultados de las simulaciones realizadas con las combinaciones seleccionadas para $dp=0.005$ m. Puede observarse como ambos valores de $Coefh$ ofrecen tasas de rebase adimensional muy similares, siendo la reproducción del oleaje y la tasa de rebase adimensional mejores en el caso de $Coefh=1.5$.

En cuanto a la resolución espacial de las simulaciones (dp) podemos concluir finalmente que la resolución de $dp=0.02$ m no fue lo suficientemente precisa como para reproducir las tasas experimentales de rebase. Las simulaciones con una resolución de $dp=0.005$ m generalmente proporcionan resultados de altura de ola significativa espectral (H_{m0}) y rebase (q y Q) más cercanos a los experimentales que los obtenidos considerando $dp=0.01$ m, excepto para la simulación con $Gain=1.05$ y $Coefh=1.5$, donde el error relativo obtenido en la tasa adimensional de rebase fue tan solo del 0,85%.

Tabla 6. Errores relativos obtenidos para $dp=0.005\text{ m}$

Coeff	1.5				1.8			
	1.05		1.10		1.05		1.10	
	Window	Complete	Window	Complete	Window	Complete	Window	Complete
H_{m0}	-5.47%	-8.40%	-0.70%	-3.55%	-5.03%	-7.78%	-0.12%	-3.36%
q	-34.45%	-38.25%	1.29%	-1.84%	-25.23%	-35.52%	7.66%	-3.25%
Q	-28.67%	-29.57%	2.37%	3.63%	-19.21%	-26.63%	7.85%	3.28%

Para concluir la discusión sobre la resolución espacial, debe tenerse en cuenta también el tiempo de cálculo de las simulaciones. La Figura 9 muestra los tiempos de computación empleados para ejecutar las series temporales completas en función de diferentes resoluciones (dp), y por tanto distinto número de partículas, y los distintos dispositivos de ejecución empleados, en este caso tarjetas GPU. Podemos comprobar como el tiempo de cálculo utilizando la resolución $dp=0,005\text{ m}$ es cinco veces mayor que con la resolución $dp=0,01\text{ m}$.

Por tanto, se considera que $dp=0,01\text{ m}$ es la resolución espacial óptima, ya que proporciona un buen equilibrio entre la precisión de los resultados y los tiempos de cálculo.

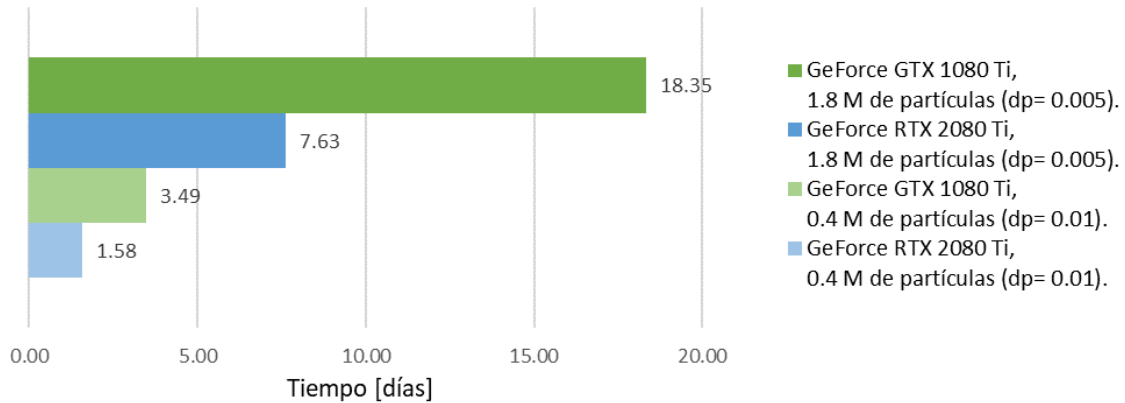


Fig.9 Tiempos de cálculo para las series temporales completas (1565s), en función de la resolución espacial (dp) y la GPU

Una vez seleccionada la resolución espacial $dp=0.01\text{ m}$, analizaremos brevemente la respuesta del modelo ante la variación de los parámetros $Gain$ y $Coeffh$. En general, se constata la necesidad de aplicar un valor de $Gain=1.05$ al movimiento de la pala obtenido a partir del oleaje experimental para obtener errores relativos por debajo de un 5% en la altura de ola significativa espectral y tasas de rebase adimensional ajustadas a las obtenidas en el ensayo. Las variaciones registradas entre los diferentes valores de $Coeffh$ no resultaron especialmente significativas, considerándose el valor $Coeffh=1.5$ como óptimo según los resultados de la tasa de rebase adimensional.

Con base a todo lo anterior, se consideran como valores finalmente calibrados $dp=0.01\text{m}$, $Coeffh=1.5$ y $Gain=1.05$.

4.3. Fase de verificación adicional

A continuación, estos valores de calibración se verificaron mediante la simulación de diferentes series temporales de oleaje asociadas al mismo espectro energético teórico del caso experimental calibrado, obtenidas a partir de valores de “semilla” distintos. Los resultados obtenidos para las ocho series temporales simuladas se muestran en la Tabla 7 y la Figura 10.

Tabla 7. Errores relativos obtenidos para diferentes series temporales asociadas al mismo espectro de energía

	Serie calibrada	Serie 1 r_0324	Serie 2 r_1676	Serie 3 r_2247	Serie 4 r_3069	Serie 5 r_4471	Serie 6 r_5154	Serie 7 r_6420	Serie 8 r_7722
H_{m0}	-4.73%	-8.40%	-8.15%	-3.47%	-1.93%	-9.14%	-6.28%	-5.42%	-4.51%
q	-6.22%	-16.93%	-26.63%	-12.44%	19.24%	12.91%	-4.64%	-8.00%	-55.28%
Q	-12.08%	-17.40%	-11.64%	-24.85%	-7.80%	46.74%	-0.12%	-9.41%	-58.72%

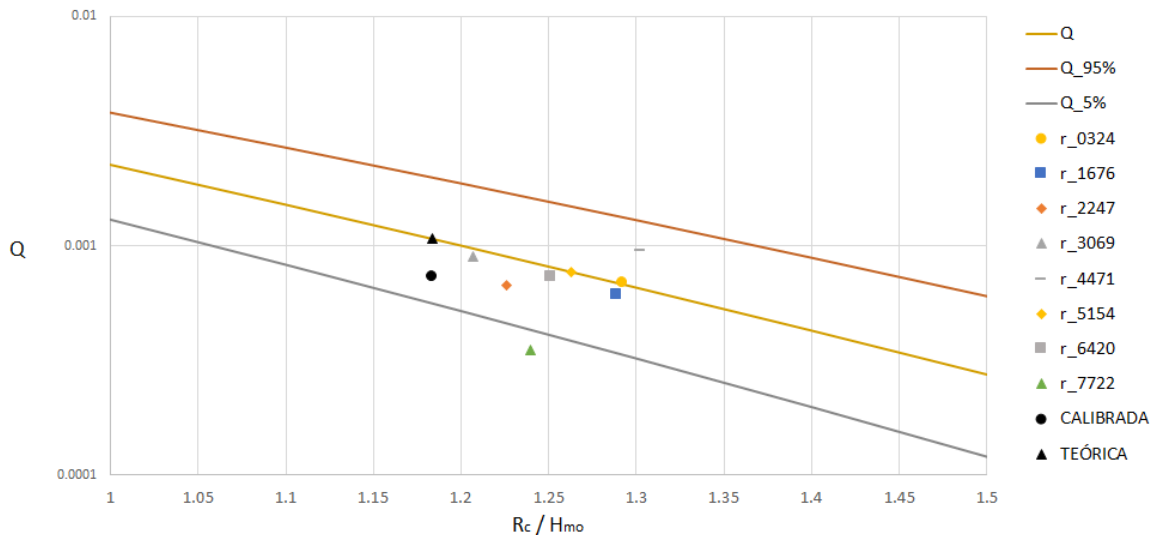


Fig 10. Valores de H_{m0} frente a Q para diferentes series temporales asociadas al mismo espectro de energía

En general, las tasas numéricas de rebase de las simulaciones se ajustan muy bien a las previsiones del manual de Eurotop para cada francobordo adimensional considerado, con errores relativos en el rebase adimensional inferiores al 20% en cinco de las ocho simulaciones. Además, todos los valores obtenidos, excepto uno (Serie 8), se encuentran dentro de la banda de confianza. Pese a ello, se observa cierta dispersión con respecto al francobordo relativo esperable, seguramente debido a que los valores de altura de ola significativa espectral registrados en las simulaciones resultaba estar siempre por debajo de la altura de ola significativa espectral teórica de cada serie de oleaje, aun siendo el error relativo inferior al 10% en todos los casos.

5. Conclusiones y futuras líneas de investigación

Se ha comprobado el buen comportamiento del modelo DUALSPHYSICS, basado en la metodología SPH, para reproducir el rebase con oleaje irregular sobre diques verticales.

A partir de una selección adecuada de los parámetros clave analizados (distancia inicial entre partículas dp , factor de longitud de suavizado $Coefh$ y factor “gain” en la función de transferencia del pistón $Gain$), el modelo permite obtener resultados precisos en comparación con los datos registrados experimentalmente. En concreto, se considera óptima la combinación de valores $dp=0.01$ m, $Coefh=1.5$ y $Gain=1.05$, al alcanzar el mejor compromiso entre la precisión de los resultados y el tiempo de ejecución computacional. Además, las tasas de rebase obtenidas mediante la simulación de diferentes series temporales de oleaje asociadas al mismo espectro de energía del caso experimental de referencia, conducen a resultados que se ajustan bien, en términos generales, a las previsiones del manual de Eurotop, lo que confirma la bondad de la calibración realizada.

También se deben valorar las limitaciones impuestas por el tiempo de cálculo numérico, dependiendo del hardware disponible. Cabe mencionar que los resultados aquí obtenidos están basados en un rango de valores H_{m0}/dp de 33-36, por lo que se recomienda comprobar el comportamiento del modelo en los rebase de diques verticales a resoluciones más altas (menores valores de dp), siempre que las nuevas versiones del código y la disposición de GPUs más potentes lo hagan posible.

Es importante señalar también que la calibración del modelo se ha realizado para el ensayo físico con la mayor tasa de rebase de todos los casos disponibles, lográndose un equilibrio entre la precisión del modelo y el tiempo de ejecución computacional para este caso en particular. La elección de la resolución espacial correcta debería depender en cualquier caso de los volúmenes de rebase mínimos esperados. Se sugiere que, para cualquier análisis a realizar en otras condiciones hidrodinámicas, se debe seleccionar el valor mínimo de dp de forma que el volumen mínimo medido experimentalmente pueda detectarse numéricamente, sabiendo que en una simulación 2D en SPH, el volumen de una la partícula fluida se expresa como $dp*dp$.

6. Agradecimientos

Agradecemos la cooperación y apoyo de nuestros compañeros del área de experimentación física del Centro de Estudios de Puertos y Costas (CEDEX).




Referencias

- AKBARI, H. y TORABBEIGI, M. (2021). SPH modeling of wave interaction with reshaped and non-reshaped berm breakwaters with permeable layers, *Applied Ocean Research*, Volume 112.
- ALTOMARE, C.; CRESPO, A.J.C.; ROGERS, B.D.; DOMÍNGUEZ, J.M.; GIRONELLA, X.; GÓMEZ-GESTEIRA, M. (2014). Numerical modelling of armour block sea breakwater with smoothed particle hydrodynamics. *Computers & Structures*, 130, 34-45.
- ALTOMARE, C.; DOMÍNGUEZ, J.M.; CRESPO, A.J.C.; GONZÁLEZ-CAO, J.; SUZUKI, T.; GÓMEZ-GESTEIRA, M.; TROCH, P. (2017). Long-crested wave generation and absorption for SPH-based DualSPHysics model. *Coastal Engineering*, 127: 37-54
- ALTOMARE, C.; TAFUNI, A.; DOMÍNGUEZ, J.M.; CRESPO, A.J.C.; GIRONELLA, X.; SOSPEDRA, J. (2020). SPH Simulations of Real Sea Waves Impacting a Large-Scale Structure. *Journal of Marine Science and Engineering*, 8 (10), 826.
- CEDEX. (2018). Ensayos en modelo físico sobre una sección tipo convencional de dique vertical, Madrid. Clave CEDEX. 21-316-5-001
- DOMÍNGUEZ, J.M.; FOURTAKAS, G.; ALTOMARE, C.; CANELAS, R.B.; TAFUNI, A.; GARCÍA-FEAL, O.; MARTÍNEZ-ESTÉVEZ, I.; MOKOS, A.; VACONDIO, R.; CRESPO, A.J.C.; ROGERS, B.D.; STANSBY, P.K.; GÓMEZ-GESTEIRA, M. (2021). DualSPHysics: from fluid dynamics to multiphysics problems. *Computational Particle Mechanics*.
- EUROTOP (2018). *Eurotop: 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. ; ZANUTTIGH, B. <<http://www.overtopping-manual.com>> [Consulta: 10 de mayo de 2021]
- LE MÉHAUTÉ, B. (1976). An introduction to hydrodynamics and water waves. Springer-Verlag, New York
- MANSARD, E. y FUNKE, E. (1980). The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Squares Method. *Proceedings of the 17th Conference on Coastal Engineering*, pp. 154-172.
- ROTA-ROSELLI, R.A.; VERNENGO, G.; ALTOMARE, C.; BRIZZOLARA, S.; BONFIGLIO, L.; GUERCIO, R. (2018). Ensuring numerical stability of wave propagation by tuning model parameters using genetic algorithms and response surface methods. *Environmental Modelling & Software*, 62-73.
- SHAO, S.; JI, Ch.; GRAHAM, D.I.; REEVE, D.E.; JAMES, P.W.; CHADWICK, A.J. (2006). Simulation of wave overtopping by an incompressible SPH model. *Coastal Engineering*, 53, (9), 723-735.
- URSELL, Y.S.; DEAN, F. y YU, R.G. (1960). Forced small-amplitude water waves: a comparison of theory and experiment. *Journal of Fluid Mechanics*. 7 (1), 33-52.
- VIOLEAU, D. (2012). Fluid Mechanics and the SPH Method: Theory and Applications. Oxford University Press

Cambio climático. Escenario científico o encrucijada política

A New Climate change analysis parameter: A global or national approach dilemma

Nerea Portillo Juan^a, Vicente Negro Valdecantos^b y José María del Campo Yagüe^c

^a ECOREL, Departamento de Hidráulica, Energía y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Madrid, Campus Ciudad Universitaria, Calle del Profesor Aranguren 3, 28040, Madrid, Spain , nportillojuan@gmail.com ; ^b, vicente.negro@upm.es) y ^c, josemaria.delcampo@upm.es).

How to cite: Portillo Juan, N.; Negro Valdecantos, V; del Campo, J.M. 2022. Cambio climático. Escenario científico o encrucijada política. En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022

Abstract

Climate change is an issue nowadays present in almost all the media daily, but information can be manipulated very easily. To understand what is really happening with climate change, the whole history of the Earth and humanity should be analyzed and not only the post-industrial era. However, it is a fact that in the last decades greenhouse gas emissions have multiplied and to tackle climate change efficiently, it is necessary to analyze the origin of these emissions and their relationship with regards to countries, population, production, etc. In this paper, human history, emissions' distribution and international agreements are analyzed. After reflecting on the discoveries made, a new formula that integrates total emissions, population and gross domestic product is proposed with the aim of unifying all the environmental criteria used in previous models. By analyzing all the results obtained, it is concluded that an universal criteria for environmental models is needed and that until world leaders decide to cooperate regardless of their nationality, all international agreements and conferences to stop climate change will be useless.

Keywords: *Climate change, international agreements, countries emissions, greenhouse gases, emissions per capita, emissions per gross domestic product*

Resumen

El cambio climático es un tema que hoy en día está presente en casi todos los medios de comunicación, pero la información se puede manipular muy fácilmente. Para entender lo que realmente está ocurriendo con el cambio climático, hay que analizar toda la historia de la Tierra y de la humanidad y no sólo la era postindustrial. Sin embargo, es un hecho que en las últimas décadas se han multiplicado las emisiones de gases de efecto invernadero. Para afrontar el cambio climático de forma eficaz es necesario analizar el origen de estas emisiones y su relación con respecto a los países, la población y la producción. En este trabajo se analiza la historia de la humanidad, la distribución de las emisiones y los acuerdos internacionales. Tras analizar los resultados obtenidos, se propone una nueva fórmula que integra las emisiones totales, la población y el producto interior bruto con el objetivo de unificar todos los criterios ambientales utilizados hasta el momento. Finalmente se concluye que es necesario un criterio universal para los modelos ambientales y se propone uno. Hasta que los líderes mundiales no se decidan a cooperar

independientemente de su nacionalidad, todos los acuerdos y conferencias internacionales para frenar el cambio climático serán en vano.

Palabras clave: cambio climático; acuerdos internacionales; emisiones de los países; gases de efecto invernadero; emisiones per cápita; emisiones por producto interior bruto; nuevo parámetro medioambiental; políticas sostenibles; emergencia climática; resultados de la COP

1. Introducción

El cambio climático es un hecho, y aunque parezca que es un problema que ha surgido en las últimas décadas, la realidad es que el hombre ha estado alterando el planeta desde el primer momento de su creación, desde hace 200.000 años. Antes incluso de la revolución agrícola, el hombre ya causó la extinción de 23 de las 24 grandes especies que habitaban en Australia. Sin embargo, es a partir de la revolución industrial cuando las emisiones de gases de efecto invernadero (GEI) se han multiplicado a ritmos nunca vistos y es ahora cuando disponemos del conocimiento y tecnología suficiente para analizar qué es lo que realmente está pasando.

El incremento de las emisiones está provocando un *sobreefecto* invernadero que es el causante del aumento de las temperaturas globales. Para estudiar el cambio climático, el primer paso es analizar su causa, las emisiones de GEI. Sin embargo, este análisis se puede desarrollar atendiendo a diferentes variables (emisiones totales, per cápita, por PIB, etc.) lo que cambia totalmente los resultados finales y su interpretación. La elección de la variable climática a analizar es un tema de controversia que ha impedido el alcance de acuerdos internacionales, como se ha podido ver recientemente durante la COP26. Es por ello que en el presente documento se propone un nuevo parámetro, CE₂N, que unifica todas las variables climáticas y criterios utilizados hasta el momento, con el objetivo de facilitar el alcance de acuerdos y compromisos internacionales y el análisis de las estadísticas ambientales.

2. Metodología

El nuevo parámetro propuesto, CE₂N, se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

$$CE_2N = \alpha CO_2 [Mt/año] + \beta CO_2 \text{ per capita} [t/cápita/año] + \gamma \frac{CO_2}{kUSD} [t/kUSD/año] \quad (1)$$

Donde α , β y γ son constantes que se obtienen al normalizar y ponderar cada variable. Para ello se ha realizado un estudio estadístico de las emisiones totales, per cápita y por PIB de todos los países del mundo, estudiando medias, valores máximos, mínimos y desviaciones. Una vez realizado dicho estudio se han normalizado las variables y se han ponderado. El proceso de normalización y ponderación se resume en la Tabla 1.

Tabla 1. Normalización y ponderación de las variables que intervienen en CE₂N

Constante	Rango de valores válido sin ponderar	Valor recomendado del rango	Ponderación	Valor final recomendado
α	0.012-5	0.07	0.7	0.05
β	Parámetro base (1)	Parámetro base (1)	0.15	0.15
γ	3-50	23	0.15	3.5

Una vez llevado a cabo todo el proceso de normalización y ponderación de las variables que intervienen en el nuevo parámetro propuesto se obtiene la ecuación 2 que es la que define CE₂N.

$$CE_2N = 0.05CO_2 + 0.15CO_2 \text{ per cápita} + 3.5 CO_2/kUSD \quad (2)$$

3. Resultados

Para analizar el impacto y cambio que supone el uso del nuevo parámetro propuesto CE₂N se ha hecho un análisis completo de las emisiones totales, per cápita y por PIB a nivel mundial que se presenta a continuación.

3.1. Emisiones totales

La Figura 1 muestra la distribución de emisiones a nivel mundial de 1990 frente a la de 2019

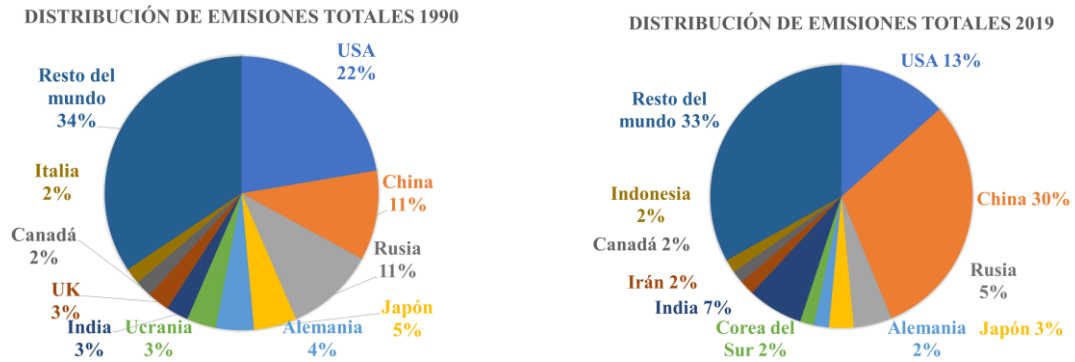


Figura 1. Distribución global de emisiones 1990 vs 2019

Desde 1990 (año base), las emisiones globales han aumentado un 68% y la población mundial ha aumentado un 45%, lo que significa que, hoy en día, la humanidad no sólo emite más CO₂, sino también más CO₂ por persona (un 16% más que en 1990). Además, como puede verse en la Figura 1, los tres países más contaminantes (China, EE.UU. e India) representan el 50% de las emisiones mundiales. Estos tres países emiten tanto como los 191 países restantes, lo que significa que, sin su colaboración, no se puede abordar el problema del cambio climático.

La Tabla 2 muestra los países que más han incrementado sus emisiones totales desde 1990, que coinciden en gran parte con los mayores contaminantes de la actualidad.

Tabla 2. Países que más han incrementado sus emisiones totales desde 1990

País	Incremento 2019- 1990
	Mt/year
China	9130
India	1997
Irán	497
Indonesia	461
Arabia Saudí	441

3.2. Emisiones per cápita y por PIB

Las emisiones per cápita y por PIB de los países con peores valores de intensidad de emisiones se presentan en la Tabla 3. Estos valores se muestran frente al de los países que más CO₂ emiten para que pueda apreciarse la gran diferencia existente entre unas estadísticas y otras. Si en vez de analizar las emisiones totales se analizan emisiones

por habitante o por kUSD aparecen el nombre de países que no suelen quedar señalados como países con malas políticas ambientales, pero que sin embargo, deberían mejorar su intensidad de emisiones.

Tabla 3. Países con peores valores de emisiones, emisiones per cápita y por PIB

País	Mt CO ₂	País	tCO ₂ /capita/año	País	tCO ₂ /kUSD/año
China	11535	Palaos	58.879	Palaos	4.089
USA	5107.20	Nueva Caledonia	55.25	Nueva Caledonia	1.666
India	2597.30	Qatar	38.832	Curazao	1.514
Rusia	1792	Curazao	36.382	Siria	1.198
Japón	1153.7	Trinidad Tobago	23.806	Armenia	1.129

Si se estudia la posición relativa de los cinco países que más CO₂ emiten en las estadísticas de las otras dos variables climáticas principales (emisiones per cápita y por PIB) puede verse como se cumple que a pesar de ser países que emiten gran cantidad de gases no presentan los peores valores en estadísticas de eficiencia de emisiones (Tabla 4). De hecho, India, el tercer país más contaminante, es uno de los países mejor posicionados si se atiende a la variable de emisiones per cápita.

Tabla 4. Posición relativa de los países que más emiten en emisiones per cápita y por PIB

País	Posición relativa	
	Per cápita	Por PIB
China	42	18
USA	16	60
India	124	32
Rusia	22	24
Japón	33	68

3.3. CE₂N

Como se ha visto en las anteriores secciones, dependiendo de a qué variable climática se atiende los resultados obtenidos cambian completamente y las estadísticas presentadas se pueden manipular. Como ya se adelantaba al principio de la comunicación para hacer frente a ello y poner solución a la disparidad de criterios ambientales y

disputas internacionales se ha propuesto el parámetro CE_2N que se obtiene aplicando la Ecuación 2. Si dicho parámetro se aplica a los 5 países más contaminantes los resultados obtenidos son los siguientes (Tabla 5).

Tabla 5. Clasificación CE_2N

País	CE_2N
China	579.77
USA	258.56
India	131.48
Rusia	93.05
Japón	59.82

Comparando las Tablas 2 y 5, se observa que el uso de CE_2N reduce la diferencia de emisiones entre países. Mientras que la diferencia en las emisiones totales entre China y Estados Unidos es de 6428 Mt, es de 321 en unidades de carbono equivalente. De hecho, a partir de la octava posición (que no se presenta en las tablas de la presente comunicación por cuestión de espacio), las diferencias de CE_2N entre países son inferiores a 1 unidad de carbono equivalente, mientras que las de emisiones totales son superiores a 100 Mt. Esto implica que los países que cambian sus políticas medioambientales y se esfuerzan por mejorar sus estadísticas de emisiones pueden cambiar fácilmente su posición relativa en la Clasificación CE_2N , mientras que sería mucho más difícil en la clasificación habitual (emisiones totales). Por lo tanto, la utilización de la CE_2N como nuevo parámetro medioambiental de referencia podría promover la mejora de las políticas medioambientales.

3.3.1. Análisis de sensibilidad

Se llevó cabo también un análisis de sensibilidad del nuevo parámetro propuesto en dos escenarios:

- Escenario 1: Europa continúa con su política de reducción de sus emisiones totales, alcanzando un 8% de reducción, y Asia y América siguen aumentando sus emisiones con un incremento del 5%.
- Escenario 2: La mayoría de los países desarrollados reducen sus emisiones en un 5% y los países en desarrollo países en desarrollo aumentan sus emisiones en un 5%.

Para ambos escenarios los resultados obtenidos fueron muy similares. El nuevo parámetro propuesto es altamente sensible a las emisiones totales y medianamente sensible a las emisiones por habitante y por PIB. Sin embargo, la posición de los 10 países con los valores más altos de emisiones apenas cambia debido a sus elevados valores de emisiones totales. La diferencia en la cantidad de gases emitidos por los 10 países más emisores es muy grande. Por ejemplo, China emite 6428 Mt de CO_2 más que Estados Unidos, una gran diferencia que hace muy difícil cambiar la posición relativa de estos países. A medida que las emisiones son menores, la diferencia de emisiones entre países también disminuye, lo que hace que la fórmula propuesta sea mucho más sensible. Las posiciones de los países comenzaron a cambiar a partir de la novena posición. Esto tiene una traducción directa en materia de políticas ambientales, hasta que los países que más emiten no reduzcan sus emisiones, cualquier esfuerzo por mejorar la situación ambiental y hacer frente al cambio climático del resto de países será en vano.

3.3.2. Validación

El nuevo parámetro propuesto CE_2N se validó con dos modelos climáticos anteriores. El modelo de Sagar, 2000 y el de Vaillancourt y Waaub, 2003. Al introducir CE_2N se eliminó la componente histórica de ambos modelos. A la hora de asignar las emisiones de CO_2 , el nuevo modelo propuesto otorgaba mayores porcentajes a los países que tenían altos niveles de producción y que estaban densamente poblados, como Japón o Alemania, y penalizaba a los países con altos niveles de emisiones, como China. La incorporación de CE_2N en estos modelos beneficia a los países con buenos valores de eficiencia de emisiones; cuanto más eficientes sean más pueden emitir. Además, la

definición de la función de responsabilidad histórica no está del todo clara, por lo que la sustitución de esta función por CE₂N mejora la transparencia claridad y objetividad de ambos modelos. Con la validación en modelos climáticos anteriores se demostró que el nuevo parámetro CE₂N ayudaba a mejorar su objetividad, claridad, transparencia y, además, unificaba la diversidad de criterios ambientales utilizados anteriormente.

4. Conclusiones

El nuevo parámetro propuesto, CE₂N, permite unificar los criterios climáticos utilizados hasta el momento. Al aglomerar las tres variables climáticas principales, la implantación de CE₂N en los modelos técnicos de emisiones permite simplificarlos y acercarlos al usuario. Además, CE₂N, no solo tiene beneficios para la comunidad científica, también los tiene para la sociedad y dirigentes políticos. CE₂N pondera los tres valores que rigen las políticas ambientales mundiales, unificando todos los criterios previos y acabando con la discusión de qué variable debería regir los acuerdos internacionales.

El cambio climático es un problema que sólo puede abordarse con la cooperación internacional, una economía global y una política global. Sólo se podrán lograr medidas eficaces si se olvidan las nacionalidades y etnias y si se dejan de lado los enfoques nacionalistas. La respuesta a este problema depende sobre todo de los países más poderosos y, hasta que no cooperen, es muy poco lo que se puede conseguir en la lucha contra el cambio climático. Sin la ayuda de todos y cada uno de los países del mundo, cualquier esfuerzo individual será en vano.




Referencias

- CRIPPA, M. et al. (2020). Fossil CO₂ emissions of all world countries - 2020 Report, EUR 30358 EN, Publications Office of the European Union Luxembourg, ISBN 978-92-76-21515-8, doi:10.2760/143674
- HARARI NOAH, Y. (2013). *Sapiens*, Penguin Random House Grupo Editorial, Barcelona, Spain, ISBN 9780099590088.
- PARRY, M.L. (1982). The problem of climate in history — An editorial, *Climatic Change*, 4, 107–110, doi: [10.1007/BF00140584](https://doi.org/10.1007/BF00140584)
- PORTILLO JUAN, N.; NEGRO VALDECANTOS, V.; DEL CAMPO, J.M. A New Climate Change Analysis Parameter: A Global or a National Approach Dilemma. *Energies* 2022, 15, 1522, doi: [10.3390/en15041522](https://doi.org/10.3390/en15041522)
- SAGAR, AD. (2000). Wealth, responsibility, and equity: Exploring an allocation framework for global GHG emissions. *Climatic Change*, 45(3-4):511-27, doi: [10.1023/a:1005616413549](https://doi.org/10.1023/a:1005616413549).
- VAILLANCOURT, K. y WAAUB, J.P. (2004). Equity in international greenhouse gases abatement scenarios: A multicriteria approach. *European Journal of Operational Research*, 153(2):489-505, doi: [10.1016/s0377-2217\(03\)00170-x](https://doi.org/10.1016/s0377-2217(03)00170-x).
- ZIZZAMIA, D. (2018) Climate Change in Human History: Prehistory to the Present. *Environmental History*, 23(4), 912-914, doi:[10.1093/envhis/emy082](https://doi.org/10.1093/envhis/emy082)

Evolución de la altura de ola en el entorno costero de la Comunidad Valenciana desde 1958 hasta 2020

Wave height evolution in the coastal environment of the Valencian Community from 1958 to 2020

José Ignacio Pagán Conesa^a, Pablo Ortiz García^b e Isabel López Úbeda^c

^aDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , jipagan@ua.es; ^bDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , pog11@alu.ua.es; ^cDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , lopez.ubeda@ua.es.

How to cite: Pagán, J.I., Ortiz, P. y López, I. 2022. Evolución de la altura de ola en el entorno costero de la Comunidad Valenciana desde 1958 hasta 2020. En libro de actas: XVI Jornadas Españolas de Ingeniería de Costas y Puertos. Vigo, 11 y 12 de mayo de 2022. xx-xx.

Abstract

The upward trend of storms and wave height will produce an increase in coastal risk and vulnerability. This work studies the evolution of maximum wave height, wave height exceeded 10% of the time (H_{P90}) and wave height exceeded 50% of the time (H_{P50}) at 170 SIMAR nodes in front of the coast of the Valencian Community from 1958 to 2020. The results show that for the maximum wave height the increases are much larger in deep water than in the areas closer to the coast. In the annual analysis of H_{P90} and H_{P50} it is observed that the most important increases occur north of Cape San Antonio. However, the analysis by stations shows a decrease in summer of the wave height H_{P90} and H_{P50} in the area off the province of Alicante, being maximum in the area of Cabo de Palos, and an average value of -6 cm south of Cabo de San Antonio. Finally, it should be noted that a more detailed study is needed, including the evolution by directions, to determine the real influence on the coast.

Keywords: storms, wave height, coast, season.

Resumen

La tendencia ascendente de los temporales y la altura de ola producirá un incremento del riesgo y la vulnerabilidad de la costa. Este trabajo estudia la evolución de la altura de ola máxima, la altura de ola superada el 10% del tiempo (H_{P90}) y la altura de ola superada el 50% del tiempo (H_{P50}) en 170 nodos SIMAR frente a la costa de la Comunidad Valenciana desde 1958 hasta 2020. Los resultados muestran que para la altura de ola máxima los incrementos son mucho mayores en aguas profundas que en las zonas más próximas a la costa. En el análisis anual de H_{P90} y H_{P50} se observa que los aumentos más importantes se producen al norte del Cabo de San Antonio. Sin embargo, el análisis por estaciones muestra un descenso en verano de la altura de ola H_{P90} y H_{P50} en la zona frente a la provincia de Alicante, siendo máxima en la zona de Cabo de Palos, y un valor medio de -6 cm al sur del Cabo de San Antonio. Finalmente, cabe indicar que es necesario un estudio con mayor detalle que incluya la evolución por direcciones, para determinar la verdadera influencia sobre la costa.

Palabras clave: temporales, altura de ola, costa, estación.

1. Introducción

Los grandes temporales con olas de gran energía son los que provocan, principalmente, los cambios morfológicos en la zona próxima a la costa hasta la playa subaérea y, incluso, la zona dunar (Dubabier et al., 2015). Además, una fuerte tormenta o el impacto acumulativo de una serie de tormentas puede causar la grave erosión de las playas y dunas (Masselink, et al., 2016). Desde 1970 se ha detectado un aumento general de la energía del oleaje en muchas regiones de todo el mundo mediante la observación directa y los modelos de hindcast (Young et al., 2011). Esa tendencia ascendente de la altura media del oleaje dará lugar inevitablemente a un aumento de los peligros y la vulnerabilidad de las costas (Castelle et al., 2018). Por ello, este estudio analiza el incremento de la altura de ola máxima, la altura de ola superada el 90% del tiempo y la altura de ola superada el 50% del tiempo desde 1958 hasta la actualidad (2020) en la zona del Mediterráneo próxima a la costa de la Comunidad Valenciana (España).

2. Metodología

En primer lugar se han obtenido los datos de 170 nodos SIMAR situados frente a la costa de la Comunidad Valenciana (Fig. 1a). Estos datos fueron solicitados a Puertos del Estado (www.puertos.es) y los ficheros proporcionados continen los datos horarios del oleaje desde 01/01/1958 hasta 31/12/2020. Para cada uno de los nodos SIMAR se realizó un estudio anual de diferentes alturas de ola. Se calculó para cada año y estación del año la altura de ola máxima (H_{max}), la altura de ola superada el 10% del tiempo (H_{P90}) y la altura de ola superada el 50% del tiempo (H_{P50}). Las estaciones se consideraron de la siguiente forma: Invierno, desde 01 de Enero hasta 31 de Marzo; Primavera, desde 01 de Abril hasta 30 de Junio; Verano, desde 01 de Julio hasta 30 Septiembre; y Otoño, desde 01 de Octubre hasta 31 de Diciembre.

A partir de las diferentes alturas de ola calculadas (H_{max} , H_{P90} y H_{P50}) se analizó la tendencia de los datos mediante ajuste lineal (Fig. 1b), obteniéndose la ecuación y coeficiente de ajuste de Pearson (r). Una vez obtenida la curva de ajuste se obtuvo el incremento de cada una de las alturas como la diferencia entre el valor obtenido (con la ecuación de la curva de ajuste) para 1958 y 2020.

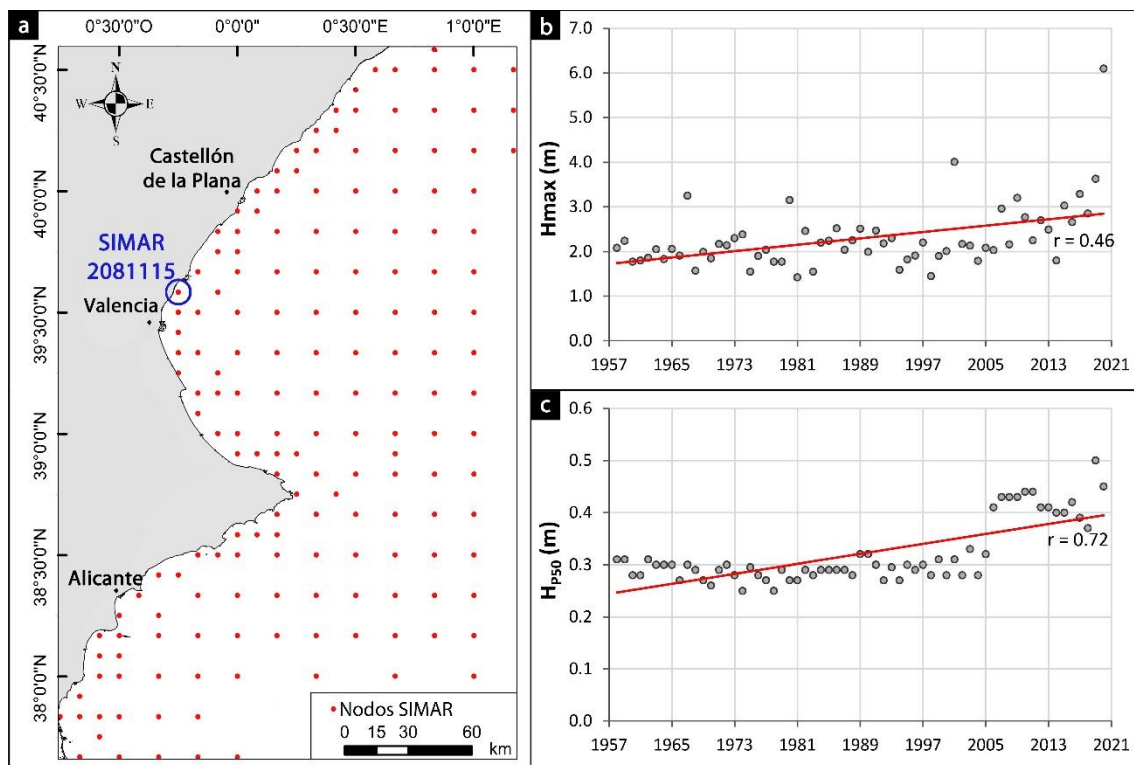


Fig. 1. a) Ubicación de los 170 nodos SIMAR analizados. b) Ajuste de H_{max} y c) H_{P50} en el SIMAR 2081115

Finalmente, con el incremento de altura de ola en cada uno de los nodos SIMAR se generaron mapas de incremento anuales, de invierno, de primavera, de verano y de otoño. La generación de los mapas nos permite interpolar los datos obtenidos en cada punto para determinar visualmente dónde se han producido los mayores incrementos y la importancia de los mismos. Para la interpolación de los datos de se empleó el método del vecino más próximo para producir una cuadrícula de valores interpolados a partir de la cual se crea una superficie continua (mapa) mediante la extensión 3D Analyser del software ArcGIS.

3. Resultados

En general se observa un incremento generalizado de las diferentes alturas de ola (Fig. 2, Fig. 3 y Fig. 4). Los incrementos más destacados se producen principalmente en aguas profundas y en frente de la costa norte de la provincia de Alicante (Denia) y la zona sur de la provincia de Valencia (Gandía, Cullera, Valencia, etc). Para la altura de ola máxima los incrementos son mucho mayores en aguas profundas que en las zonas más próximas a la costa (Fig. 2). Además, del análisis por estaciones se desprende que en otoño es cuando se produce el mayor incremento (con un valor medio de 1.01 m), seguido de otoño (media de 0.77 m), verano (media de 0.52 m) y primavera (media de 0.39 m).

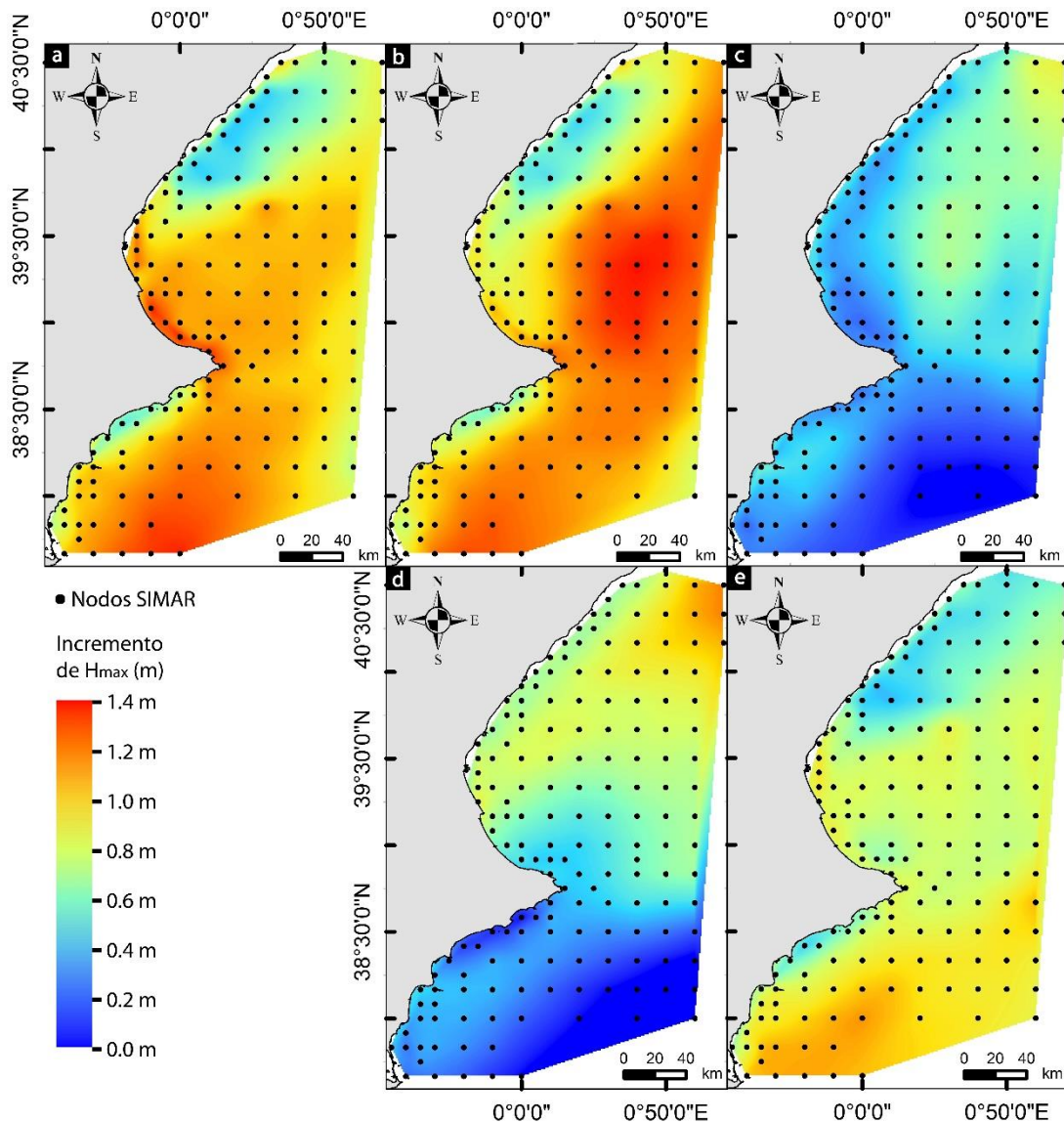


Fig. 2. Incremento de la altura de ola máxima (H_{max}). a) Anual. b) Invierno. c) Primavera. d) Verano. e) Otoño

Al analizar la altura de ola superada el 10% del tiempo (H_{P90}) se observa que los aumentos más importantes se producen al norte del Cabo de San Antonio (Fig. 3). Los valores medios en la zona al norte son de 0.28 m anual, 0.43 m en invierno, 0.13 m en primavera, 0.08 m en verano y 0.30 m en otoño, mientras que en la zona sur los valores medios son de 0.13 m, 0.29, 0.08 m, -0.08 m y 0.17 m, respectivamente. De hecho en la zona sur durante las temporadas de primavera y verano incluso se produce una disminución de la altura P_{90} en algunos de los nodos SIMAR estudiados.

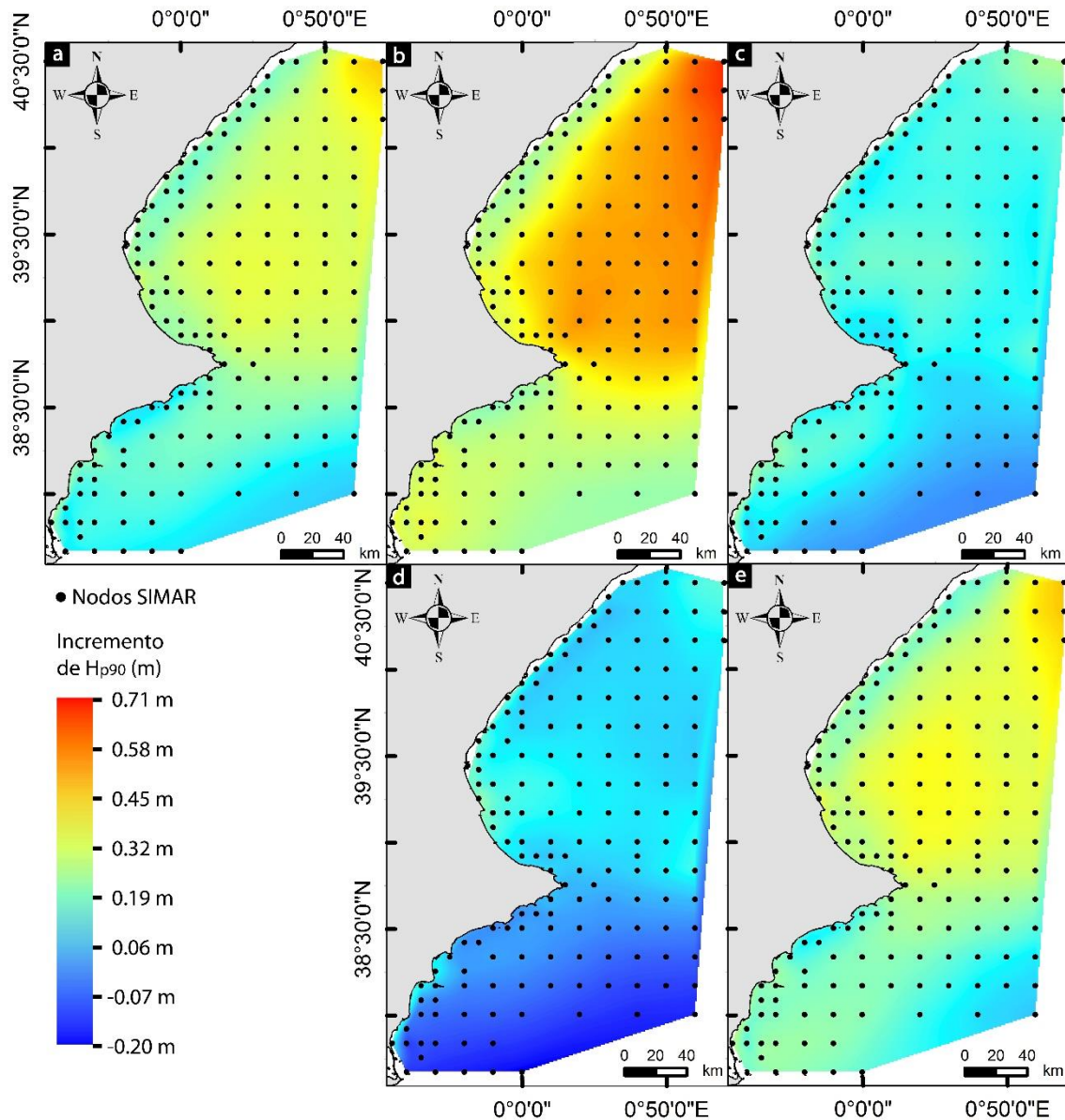


Fig. 3. Incremento de altura de ola superada el 10% del tiempo (H_{P90}). A) Anual. b) Invierno. C) Primavera. d) Verano. e) Otoño.

Respecto de la altura de ola superada el 50% del tiempo, se observa un aumento generalizado (Fig. 4), aunque menor que en el caso de la altura de ola máxima. Además, mientras que en la altura máxima el incremento se producía principalmente en aguas profundas, en este caso se observa un aumento mayor en la zona próxima a la costa. En el análisis anual el incremento en la zona al norte del Cabo de San Antonio es de 10 cm de media, mientras que al sur del mismo el valor medio es de 4 cm. Durante la temporada de invierno no se observa diferencias significativas entre ambas zonas siendo la media de 0.21 m y 0.19 m, respectivamente. Finalmente, cabe señalar

también el descenso de la altura de ola que se produce en la temporada de verano con una disminución máxima de 12 cm en la zona de Cabo de Palos, y un valor medio de -6 cm al sur del Cabo de San Antonio.

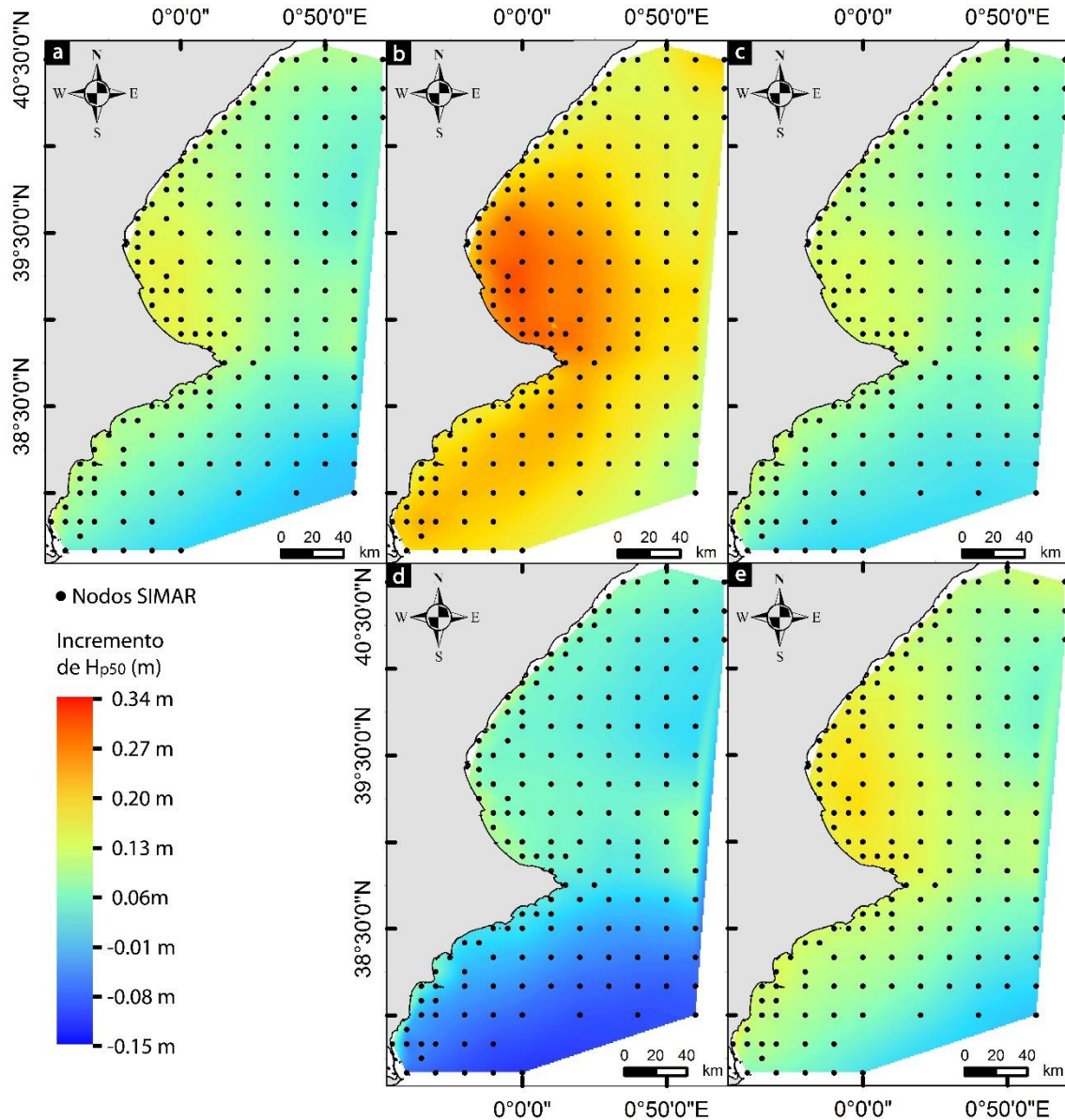


Fig. 4. Incremento de altura de ola superada el 50% del tiempo (H_{p50}). a) Anual. b) Invierno. c) Primavera. d) Verano. e) Otoño

Las diferencias que se observan entre la zona al norte y la zona al sur del Cabo de San Antonio implican además de una variación en las alturas de ola una modificación en las direcciones del oleaje. Puesto que en la zona más lejana a la costa no se observa tal diferencia pero cuando el oleaje empieza a verse afectado por la morfología costera aumentan las diferencias entre ambas zonas. Por lo tanto, es necesario un estudio más profundo de las variaciones del oleaje centrándose en las modificaciones de las frecuencias y alturas de ola en cada una de las direcciones del oleaje.

4. Conclusiones

El análisis de las alturas de ola de 170 nodos SIMAR desde 1958 hasta 2020 muestra un importante incremento de la altura de ola principalmente en aguas profundas y la zona frente a la costa de Denia (Alicante). La altura de ola máxima muestra incrementos anuales de hasta 1.40 m. También se observa que los incrementos de la altura de ola se producen sobretodo durante los meses de invierno y otoño, con una mayor estabilidad e incluso descenso de la altura de ola en los meses de primavera y verano. Por último, se observa que el incremento del oleaje se produce principalmente desde 2006. Dados los resultados, y la importancia que el incremento de la energía del oleaje tiene sobre la costa y las posibles consecuencias se debe estudiar más en detalle esta tendencia observada.

Referencias

- CASTELLE, B., DODET, G., MASSELINK, G., y SCOTT, T. (2018). Increased winter-mean wave height, variability, and periodicity in the northeast Atlantic over 1949–2017. *Geophysical Research Letters*, 45, 3586–3596.
- DUBARBIER, B., CASTELLE, B., MARIEU, V., y RUESSINK, G. (2015). Process-based modeling of cross-shore sandbar behavior. *Coastal Engineering*, 95, 35–50.
- MASSELINK, G., SCOTT, T., POATE, T., RUSSELL, P., DAVIDSON, M., y CONLEY, D. (2016). The extreme 2013/2014 winter storms: Hydrodynamic forcing and coastal response along the southwest coast of England. *Earth Surface Processes and Landforms*, 41, 3, 378–391.
- YOUNG, I.R., ZIEGER, S., y BABANIN, A.V. (2011). Global trends in wind speed and wave height. *Science*, 332, 6028, 451–455.

Simulaciones Masivas para el Dimensionamiento de Canales de Navegación con Modelo Numérico de Maniobra con Autopiloto

*Massive Simulations to Design Navigation Channels
applying Fast-Time Manoeuvring Numerical Models*

Lourdes Pecharromán^a, Leandro Pires^b, Raúl Redondo^c y Carmen Ayuso^d

^aSiport21, lourdes.pecharroman@siport21.com; ^bSiport21, leandro.pires@siport21.com; ^cSiport21, raul.redondo@siport21.com; ^dSiport21, carmen.ayuso@siport21.com.

Abstract

The increased capacity of computer equipment in recent years, in combination with the available simulation tools, has allowed reduced calculation times, also promoting the appearance of new techniques applied to maritime-port design. It is possible to simulate a large number of manoeuvring scenarios automatically in a brief time, with limited effort and an adequate level of reliability, using numerical manoeuvring autopilot models. As a result, a large amount of information is generated providing multiple applications.

The results of the analysis are objective and reliable and constitute a valuable support for decision making. Thus, when considering the access of a new ship to an existing port, using this type of tool it is possible to assess quickly and economically, from an early stage, if the available access channel is adequate or if some change or modification is required. In addition, it allows identifying the most interesting conditions that must be analyzed with more precise tools, such as the real-time simulator.

Keywords: *Autopilot manoeuvres, fast-time manoeuvres, massive simulations, preliminary port feasibility analysis, risk analysis, accident evaluation, operating windows, passing ships*

Resumen

El aumento de capacidad de los equipos informáticos en los últimos años, en combinación con las herramientas de simulación disponibles, ha permitido reducir los tiempos de cálculo, promoviendo además la aparición de nuevas técnicas aplicadas al diseño marítimo-portuario. Es posible simular de forma rápida con un esfuerzo y coste limitado y un nivel adecuado de fiabilidad un gran número de escenarios de maniobra de manera automática utilizando modelos numéricos de maniobra con autopiloto. Como resultado, se genera una gran cantidad de información que tiene múltiples aplicaciones.

Los resultados del análisis son objetivos y fiables, y constituyen un valioso soporte para la toma de decisiones. Así, cuando un puerto existente se plantea el acceso de un nuevo buque, con este tipo de herramientas es posible valorar de manera rápida y económica, en fases iniciales del proceso, si el canal de acceso disponible es adecuado o si, por el contrario, se requiere realizar algún cambio o modificación. Además, permite identificar las condiciones de mayor interés que deberán ser estudiadas con herramientas de mayor precisión, como es el simulador en tiempo real.

Palabras clave: *Maniobras con autopiloto, maniobras en tiempo acelerado, simulaciones masivas, análisis preliminar de viabilidad portuaria, análisis de riesgos, evaluación de accidentes, ventanas de operación, buques pasantes.*

1. Introducción

El aumento de capacidad de los equipos informáticos en los últimos años, en combinación con las herramientas de simulación disponibles, ha permitido reducir los tiempos de cálculo, promoviendo además la aparición de nuevas técnicas aplicadas al diseño marítimo-portuario.

Con esta premisa, es posible simular de forma rápida, con un esfuerzo y coste limitado y un nivel adecuado de fiabilidad, un gran número de escenarios de maniobra de manera automática utilizando modelos numéricos de maniobra con autopiloto. Se combinan varios buques con diferentes niveles de carga, bajo distintas combinaciones de viento, oleaje, corriente y nivel de agua. Como resultado, se genera una gran cantidad de información que tiene múltiples aplicaciones.

El tratamiento de toda esta información es un aspecto clave. Para ello, es necesario disponer de herramientas específicas que permitan su análisis. Como resultado es posible hacer una valoración preliminar de los espacios de maniobra requeridos (ancho de canal) para unas condiciones de acceso determinadas (combinación de viento, corriente, oleaje y nivel de agua concretos), definir los límites de acceso (viento, oleaje y corriente máximos) para un canal predefinido o identificar los puntos críticos en el canal. El postproceso con estas herramientas adaptadas permite además identificar de manera muy eficiente las condiciones que suponen maniobras de mayor dificultad, y diseñar canales de acceso que tengan en cuenta un gran número de condiciones (combinaciones de viento, oleaje, corriente y nivel de agua característicos en el área de análisis) seleccionadas previamente con este fin.

Los resultados del análisis son objetivos y fiables, y constituyen un valioso soporte para la toma de decisiones. Así, cuando un puerto existente se plantea el acceso de un nuevo buque, con este tipo de herramientas es posible valorar de manera rápida y económica, en fases iniciales del proceso, si el canal de acceso disponible es adecuado o si, por el contrario, se requiere realizar algún cambio o modificación. En este último caso, también es posible estimar el volumen de dragado necesario y, por tanto, el coste de la propuesta planteada. Además, de cara a etapas posteriores de proyecto, la información generada en la fase inicial es muy valiosa y permite identificar las condiciones de mayor interés que deberán ser estudiadas con herramientas de mayor precisión, como es el simulador en tiempo real.

El trabajo presenta ejemplos prácticos de aplicación para estimar las dimensiones de un canal de navegación que permita el acceso de buques mayores a los máximos actuales, valorando la combinación de múltiples condiciones hidro-meteorológicas (viento, corriente, oleaje y nivel de agua).

1.1. Automatización de maniobras

Antes de automatizar las maniobras, se hace necesario configurar una serie de parámetros:

- **Condiciones de simulación:** definir y acotar el área de estudio, incluyendo información relativa a la disposición en planta y batimetría, así como a las ayudas a la navegación.
- **Eje de navegación:** definir la trayectoria de referencia (representativa del eje de navegación), dado que afecta a las acciones a tomar por el autopiloto. Es importante destacar que el hecho de emplear una determinada trayectoria de referencia no garantiza la navegación centrada sobre la misma, sino que el buque empleará los recursos disponibles para tratar de lograrlo.
- **Estrategia de maniobra:** reproducir una estrategia de maniobra similar a la actuación real y de acuerdo con las mejores prácticas náuticas. Los parámetros que comprenden la estrategia de maniobra son los siguientes:
 - Velocidad del buque. Puede ser variable a lo largo de la navegación. A pesar de que este valor siga unas recomendaciones o limitaciones establecidas por normativa, es frecuente que exista una cierta variabilidad en la velocidad que siguen los buques a lo largo de su navegación. Se trata, por tanto, de obtener un valor de velocidad de referencia.
 - Uso de máquina (para alcanzar las velocidades analizadas) y timón (para gobernar y mantenerse próximo al eje de navegación).

- Uso de medios auxiliares de maniobra, tanto propios del buque (hélices de maniobra) como externos (remolcadores) a lo largo de la navegación.
- Zonas de parada. Identificación de las zonas de parada o de reducción de velocidad, así como uso de medios para ejecutar esta fase (parada inercial, con máquina atrás o con ayuda de remolcadores).
- **Definición de los autopilotos**: formulación de autopiloto empleado durante las simulaciones. Los diferentes coeficientes de control dictan con qué intensidad y anticipación se hace uso de los medios de maniobra disponibles para tratar de corregir las desviaciones observadas con respecto al eje de navegación. En base a la definición de los autopilotos se calculan las fuerzas necesarias para mantener al buque centrado en el eje de navegación, compensando la acción de los agentes externos. Además, también determinan la intensidad de uso de los medios de maniobra y gobierno disponibles.

Una vez definidos los parámetros mencionados, se pueden automatizar las maniobras, ejecutando miles de variaciones distintas de forma aleatoria controlada, modificando un gran número de variables de acuerdo con los objetivos del estudio. Las herramientas de autopiloto tienen como principales ventajas su versatilidad e inmediatez, teniendo en cuenta que el postproceso de las maniobras ejecutadas es relativamente sencillo. Para ello, se hace necesario utilizar las herramientas adecuadas previamente desarrolladas. Como desventaja, es importante resaltar que no se considera el factor humano en la ejecución de las maniobras y, sobre todo, en la toma de decisiones. Por lo que, para maniobras más complejas como reviros, paradas o evasiones, los resultados son limitados y se deben tomar con las debidas precauciones.

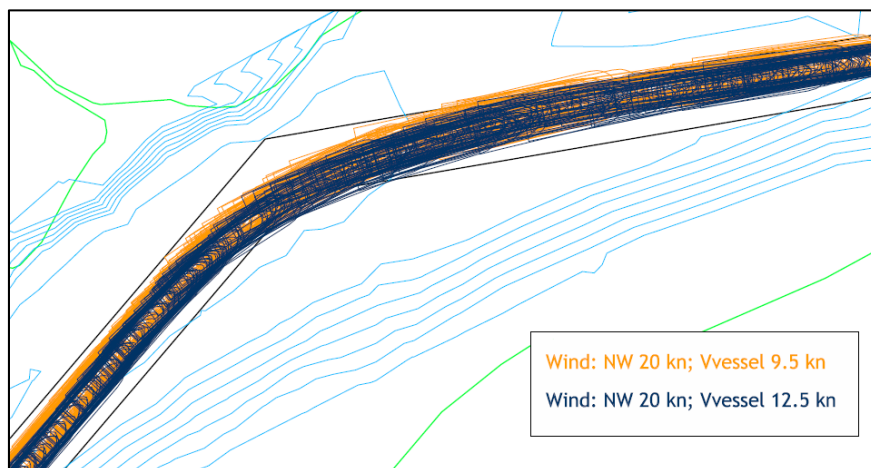


Figura 1: Ejemplo de simulaciones masivas para distintas velocidades de navegación

2. Utilidad

En este apartado, se presentan ejemplos de utilidad de la metodología de simulaciones masivas, buscando ilustrar las innumerables posibilidades de aplicación de esta metodología, con gran riqueza de resultados con relativo bajo coste.

2.1. Análisis de riesgos

El uso de maniobras masivas resulta muy útil para realizar un estudio de determinación del **riesgo de colisión** de un buque con estructuras portuarias u otros buques en la zona, tanto en navegación como atracados en muelles cercanos. Incluye la evaluación de **maniobras de emergencia**, que servirá de base para evaluar los riesgos náuticos asociados a las operaciones en la zona de navegación, definiendo un listado de eventos de colisión y su respectivo ángulo y velocidad.

SHIPMA puede utilizarse también para evaluar diferentes **escenarios de emergencia**, en los que fallan los remolcadores o los sistemas de propulsión y gobierno del buque, o ambos al mismo tiempo. Esta metodología de evaluación de escenarios de emergencia permite conocer de forma rápida los riesgos asociados a la operación cuando falla una parte del sistema, así como las medidas de mitigación que podrían implementarse, ya sea para reducir la probabilidad o las consecuencias. La metodología a aplicar para tales estudios de maniobras de emergencia consiste en un análisis sistemático de los escenarios de riesgo que pueden presentarse. Este estudio incluye lo siguiente:

- **Identificación de los supuestos de riesgo:** una lista de los que son comúnmente objeto de análisis en las áreas de navegación.
- **Escenarios de maniobras de emergencia:** selección de los escenarios a considerar para la evaluación de las maniobras de emergencia a realizar con SHIPMA, combinando incidentes en diferentes lugares bajo condiciones ambientales diversas.

2.1.1. Identificación de los supuestos de riesgo

La siguiente lista contiene los supuestos de riesgo que son comúnmente objeto de análisis para la operación de buques. Esta relación está elaborada a partir de la experiencia en análisis similares (HAZID – “Hazard Identification”) efectuados para instalaciones en servicio y en construcción relacionadas con las obras marítimas con carácter general (puertos e instalaciones de recepción de buques de diferente naturaleza) y también con carácter particular. Recoge además recomendaciones de la Organización Marítima Internacional (OMI), tanto en las incidencias como en las opciones de respuesta:

- **Fallos en los sistemas de propulsión y gobierno** del propio buque: caída completa de la potencia de propulsión, fallo de máquina atrás en la parada, embalamiento de la propulsión avante, pérdida de gobierno y bloqueo del timón.
- **Fallos de los remolcadores:** pérdida completa de potencia o gobierno de un remolcador y rotura de un cabo de remolque. El primer caso cubre también la posible indisponibilidad por cualquier causa de alguno de los remolcadores previstos para la maniobra.
- **Emergencias con el buque amarrado y operando en la terminal:** abandono de emergencia de la terminal e incidencias en la navegación de buques que operan en atraques próximos.
- **Deterioro repentino de las condiciones meteoceánicas:** variación repentina de la fuerza o dirección del viento y pérdida de visibilidad (tormenta o niebla).
- **Emergencias debidas a fallos ajenos:** emergencia en un atraque próximo que obligue a abortar la maniobra, obstrucción parcial del canal del puerto producida por una embarcación de pequeña o mediana eslora y errores de navegación en los buques que operen en atraques próximos.

El análisis de los supuestos de riesgo mencionados puede dividirse en función de las acciones de respuesta y las consecuencias de dichas acciones. Tal análisis requiere un examen de las **maniobras típicas** que se aplican a las **situaciones de emergencia:** Maniobras de evasión; Maniobras de parada con máquina todo atrás; Maniobras de fallo de propulsión (“black-out”); Maniobras de bloqueo de timón a la vía o a las bandas; Maniobras de incidencia en el remolque.

El análisis de la frecuencia de colisiones se realiza mediante la identificación de situaciones críticas donde puede ocurrir una colisión. Se realiza una estimación de la **frecuencia anual de colisiones** entre barcos y estructuras portuarias u otros barcos en navegación o atracados como resultado de un modelo de simulaciones masivas de maniobra con autopiloto para la situación crítica específica, con base en la información sobre el diseño de vías navegables y puentes, las condiciones climáticas de la zona y el tráfico de barcos esperado.

2.1.2. Evaluación de riesgos

Todo análisis de riesgos incluye las siguientes fases: **identificación de peligros** (HAZID, por sus siglas en inglés); **análisis de riesgos** de los peligros identificados (en función de su **frecuencia de ocurrencia y consecuencias**); **aplicación de medidas para reducir el riesgo**, en caso de ser necesario, y, por último, monitorización de la **eficacia de las medidas** de mitigación y contingencia.

Desde un **punto de vista náutico**, las situaciones que impliquen un riesgo significativo serán aquellas que puedan tener consecuencias económicamente relevantes con una cierta **frecuencia** de ocurrencia **sobre el buque o sobre el entorno en que se encuentre**, en función de la fase de navegación del buque. Así, por ejemplo, si un buque se encuentra navegando por un canal dragado, un posible riesgo sería el de varada y podría ser producido por una serie de peligros potenciales tales como un fallo en el sistema de propulsión y gobierno, o un error de posicionamiento. El **riesgo náutico** puede verse **incrementado** por un **gran número de factores**, tales como la apertura de una nueva línea de tráfico en un determinado puerto o la construcción de una nueva instalación portuaria que modifique las vías de navegación, entre otros.

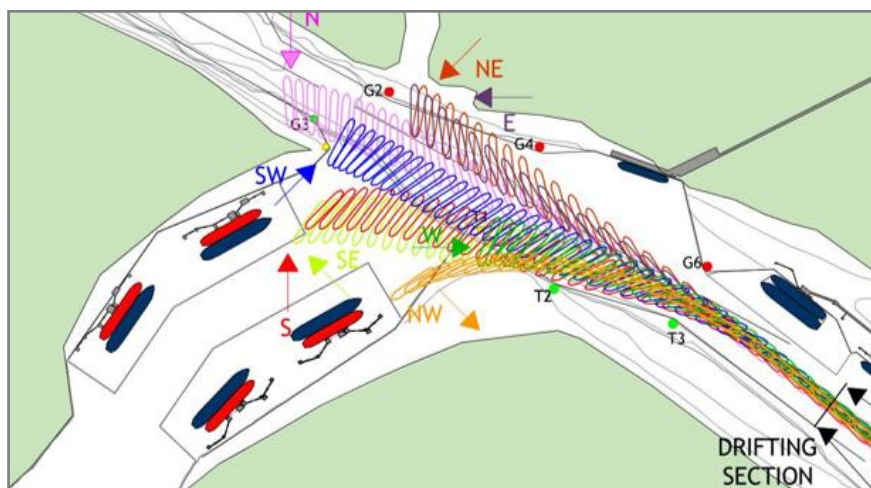


Figura 2: Cuantificación de la probabilidad de colisión / varada del tráfico ajeno a una terminal

Para las emergencias durante la navegación por el canal de acceso, se considera el escenario de **riesgo de varada o colisión de un buque a la deriva debido a un fallo**. Este escenario puede dar lugar a sucesos accidentales que, en ocasiones, pueden provocar una fuga de combustible o carga debido a daños graves en la estructura, o a los daños estructurales de otros buques o embarcaderos que se encuentran en la zona de navegación.

Para analizar los casos propuestos, la metodología consiste en discretizar la zona de navegación en secciones y provocar el fallo considerado en cada una de estas secciones. Se pueden seleccionar distintos fallos, tales como fallos de máquina, fallos de remolcadores, subida repentina de viento, etc. Todo el proceso debe ser repetido para cada barco a ser analizado y con distintas velocidades de navegación o distintas configuraciones de remolque, lo que puede significar miles de maniobras. De esta manera, el uso de simulaciones masivas es fundamental para permitir un análisis más asertivo de las **frecuencias de ocurrencia de los sucesos analizados**.

Otro de los posibles análisis es la de **ubicación óptima** de una nueva terminal. Mediante la estimación de la frecuencia de colisión del tráfico actual del puerto con hipotéticas terminales localizadas en distintas ubicaciones, se calcula el nivel de riesgo asociado a cada una de las ubicaciones propuestas. De esta manera, **comparando los niveles de riesgo** de cada una de las potenciales posiciones, se define la ubicación óptima para una nueva terminal.

Otro posible análisis es evaluar potenciales colisiones con buques atracados en caso de **rotura de líneas del sistema de amarre**. En caso de que tal evento ocurra, el barco a priori atracado quedaría totalmente a la deriva, susceptible a la acción de los agentes climáticos externos (viento, oleaje y corriente). Mediante las herramientas

de simulaciones masivas, es posible **simular eventos de rotura de líneas** y la consecuente deriva del barco, estimando la frecuencia de varada o colisión del barco atracado analizado bajo múltiples condiciones de clima seleccionadas.

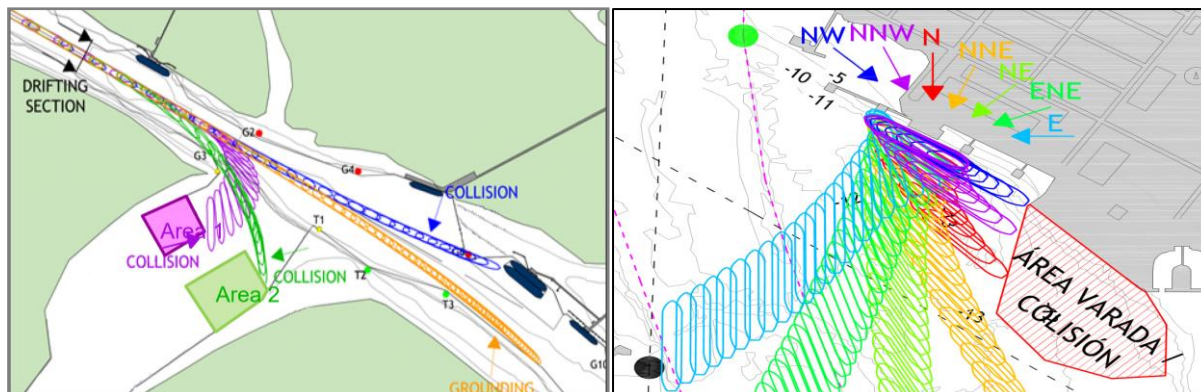


Figura 3: Cuantificación de la probabilidad de colisión en distintas ubicaciones hipotéticas de una nueva terminal (izda.) y de colisión de un buque a la deriva por rotura de líneas de amarre (dcha.)

2.2. Análisis de velocidades mínimas de paso

Los estudios de **buque pasante** son de fundamental importancia para los desarrollos portuarios. Resulta clave determinar las fuerzas de interacción provocadas por los buques en navegación en una zona cercana a un atraque sobre el buque atracado, debidas tanto a interacción hidrodinámica entre los dos cascos como a generación de oleaje. Para ello, se considera la geometría del canal y las formas de ambos buques. Para el cálculo de estas fuerzas se utilizan modelos numéricos, como por ejemplo ROPES, desarrollado por Pinkster Marine Hydrodynamics (PMH BV).

Los modelos numéricos también incluyen las formas de los cascos de los buques y permiten calcular las fuerzas y momentos de succión para un amplio rango de distancias y velocidades de paso. Aparte del tipo de buque (formas del casco y condición de carga), las principales variables que definen la succión son los siguientes:

- Velocidad del buque en navegación
- Rumbo del buque en navegación (relativa a crujía del buque atracado)
- Profundidad del canal de navegación
- Distancia de paso entre los buques
- Sección del canal de navegación (márgenes verticales, taludes, ...)

La interacción hidrodinámica entre los buques en navegación en la proximidad del buque atracado se pone de manifiesto en la aparición de una serie de fuerzas altamente dinámicas en los 6 grados de libertad. El efecto del buque pasante ("passing-ship") sobre el buque amarrado se debe a las fuerzas de succión entre ambas carenas, originada por la variación del campo de presiones y velocidades del agua entre ellas. La variación del flujo también depende de la profundidad del canal de navegación, así como de la configuración de las márgenes.

Tras conocer las fuerzas de interacción entre el buque atracado y un buque pasante, se procede a realizar un **análisis del comportamiento dinámico del buque** objetivo atracado bajo la acción combinada del viento, el oleaje, corrientes locales e incorporando las fuerzas de interacción obtenidas, **debidas a los efectos de los buques en tránsito**. A partir de las fuerzas hidrodinámicas obtenidas, se alimenta a un modelo numérico para calcular los movimientos resultantes y las cargas sobre amarras y defensas debidas al paso de buques en condiciones climáticas compatibles con la navegación de buques accediendo al puerto, como por ejemplo el modelo numérico Ship-Moorings.

Las simulaciones masivas son muy útiles también en este tipo de análisis. Es posible combinar una gran cantidad de condiciones ambientales, distintos tipos y tamaños de buques pasantes, con diferentes configuraciones de remolque y también variando las distancias y velocidades de paso por distintos puestos de atraque. De esta manera se puede cubrir un amplio abanico de escenarios, abarcando diversos tráficos y condiciones meteorológicas o de marea.

Una vez realizadas las simulaciones masivas de todas las posibles combinaciones, se definen los **casos más críticos** a ser analizados en un estudio de “*Passing ships*”. Se concluyen las **distancias y velocidades mínimas de paso** para cada barco pasante, con sus respectivas condiciones ambientales. Estos parámetros servirán de entrada para alimentar los modelos numéricos de análisis de fuerzas de interacción entre buques. Ese tipo de análisis, sin el uso de las simulaciones masivas, resultaría extremadamente costoso y exigiría muchas horas de trabajo. Sin embargo, con un sencillo proceso de preparación y otro sencillo proceso de tratamiento de los datos de salida, es posible sacar partido de la capacidad de procesamiento de los ordenadores actuales automatizando la ejecución de las maniobras.

Condición hidro-meteorológica		Salida														
		Buque														
		Granelero 290 m L _{TOT}			Granelero 250 m L _{TOT}			Granelero 225 m L _{TOT}			LPG 225 m L _{TOT}					
Escenario	Intensidad de viento (nudos)	Número de remolcadores														
		0	1	2	3	4	0	1	2	3	0	1	2	0	1	2
Levante	5	-	2.0	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0	2.0	4.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	10	-	5.6	2.0	2.0	2.0	5.9	5.9	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0	3.9	3.9	2.0
	15	-	5.5	2.0	2.0	2.0	-	-	2.1	2.1	4.0	4.0	2.0	-	-	2.0
	20	-	-	2.1	2.1	2.1	-	-	2.3	2.3	6.0	6.0	2.0	-	-	2.0
	25	-	-	2.1	2.1	2.1	-	-	2.4	2.4	6.8	6.0	2.1	-	-	2.1
Sur	5	-	2.0	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0	2.0	4.0	2.0	2.0	1.9	1.9	1.9
	10	-	5.4	2.0	2.0	2.0	5.9	5.9	1.9	1.9	4.0	4.0	2.0	1.9	1.9	1.9
	15	-	-	2.0	2.0	2.0	-	-	1.8	1.8	4.0	4.0	2.0	3.9	3.9	1.9
	20	-	-	2.0	2.0	2.0	-	-	1.8	1.8	6.0	6.0	2.0	3.9	3.9	1.8
	25	-	-	1.9	1.9	1.9	-	-	1.7	1.7	6.2	6.3	1.9	3.9	3.9	1.7
Mistral	5	5.5	2.0	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0	2.0	4.0	2.0	2.0	3.9	5.8	2.0
	10	-	4.0	2.0	2.0	2.0	5.9	5.9	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0	4.0	5.8	2.0
	15	-	5.5	2.0	2.0	2.0	-	-	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0	4.3	5.8	2.0
	20	-	-	2.0	2.0	2.0	-	-	2.2	2.2	6.0	6.0	2.0	-	5.7	2.0
	25	-	-	2.0	2.0	2.0	-	-	2.3	2.3	6.8	6.6	2.0	-	-	2.0

Figura 4: Ejemplo de tabla de velocidades mínimas de paso por un atraque para distintos barcos, condiciones ambientales y configuraciones de remolque

2.3. Evaluación de accidentes

Los incidentes y accidentes en el mundo portuario son más habituales de lo deseable. La seguridad es siempre el objetivo más importante, pero es inevitable que ocurran situaciones puntuales que coloquen en riesgo barcos, equipamiento o incluso vidas humanas. Una labor imprescindible para evitar que tales sucesos se repitan es **identificar formas de actuación efectivas en situaciones similares**. De esta forma, se pueden definir protocolos de prevención y respuesta o como mínimo recomendaciones orientadas a la mitigación de riesgos y consecuencias.

Las simulaciones masivas juegan de nuevo un papel importante en este tipo de análisis. Las posibilidades de acción para evitar un accidente son diversas y resulta muy complicado valorar de manera exhaustiva las distintas maniobras alternativas. De cara a evitar un incidente genérico de colisión entre barcos en las cercanías de la entrada a un puerto, las posibilidades de actuación para evitar el accidente son innumerables:

- Paradas completas con distintas estrategias (inercial, poca máquina atrás, toda máquina atrás)
- Reducciones de velocidad a distintos perfiles (reducir medio nudo, un nudo, etc.)
- Maniobras de evasión aplicando distintos ángulos de timón o distintos cambios de rumbo (cambios de 10 grados, 20 grados, etc.)

- Además, obviamente se pueden combinar las acciones (paradas o reducciones de velocidad combinadas con evasiones)

Todas las posibilidades de acción deben ser analizadas, por supuesto, para los dos barcos involucrados en el accidente. Además, el instante en que se toma la acción es fundamental en el resultado. Adoptar alguna de las medidas con mínima antelación al accidente puede resultar inútil. De esta forma, **las simulaciones masivas permiten simular todos los conjuntos de acciones propuestas** para cada uno de los barcos (o para ambos en combinación) **en distintos instantes de tiempo o distancias entre los barcos involucrados**. Las simulaciones pueden desarrollarse bajo las condiciones ambientales específicas en el momento del accidente o bien se puede afinar más el modelo y ampliar la matriz de casos a otras condiciones locales, considerando un panorama más amplio.

Aplicando el modelo de simulaciones masivas, es posible construir una **tabla de resultados para cada una de las acciones**, cruzadas con el instante en que se ha aplicado tal medida. De esta forma, se pueden seleccionar **las medidas más recomendables, así como el instante máximo de actuación**, es decir, el punto de no retorno (punto a partir del cual no sería posible evitar el accidente).

Event's timeframe		"Sob 15" (skirt) Page 15 for the name of vessel collision	"Sob 15" (skirt) to contain the vessel trigge with 10s loop	"Sob 15" (10" to connect to skirtboard	NO EVENTS	"Sob 15" (10" to connect to skirtboard by high frequency	"Sob 15" to connect to skirtboard immediately The frigate received key code not turn to starboard	The frigate received call for connection in collision maneuver too late
Time Instant (UTC+1)		3:58:00	3:58:30	3:59:00	3:59:30	4:00:00	4:00:30	
*KNM Helge Ingstad maneuver		24.2						
Speed reduction	15 knots	21.7	21.7	21.8	24.1	24.2	24.2	
	11 knots	17.8	17.8	19.0	24.1	24.2	24.2	
	8 knots	14.9	15.0	16.1	24.1	24.2	24.2	
Evasion to port reducing to 12 knots	10°	250 m	18.6	18.6	19.7	23.5	24.2	24.2
		500 m	18.6	18.6	19.7	23.5	24.2	24.2
	20°	250 m	18.7	18.1	19.3	23.5	24.2	24.2
		500 m	18.1	18.1	19.3	23.5	24.2	24.2
	30°	250 m	18.8	18.7	18.6	23.5	24.2	24.2
		500 m	18.5	17.2	18.6	23.5	24.2	24.2
Evasion to port reducing to 8 knots	10°	250 m	14.8	14.9	16.1	23.5	24.2	24.2
		500 m	14.8	14.9	16.1	23.5	24.2	24.2
	20°	250 m	14.9	14.5	15.7	23.5	24.2	24.2
		500 m	14.4	14.5	15.7	23.5	24.2	24.2
	30°	250 m	15.0	14.9	15.1	23.5	24.2	24.2
		500 m	13.9	13.9	15.1	23.5	24.2	24.2
Starboard evasion to port	10°	250 m	23.8	23.8	23.8	24.0	24.2	24.2
		500 m	23.8	23.8	23.8	24.0	24.2	24.2
	20°	250 m	24.0	23.7	23.0	23.7	24.2	24.2
		500 m	0.0	23.0	23.0	23.7	24.2	24.2
	30°	250 m	24.0	23.9	23.3	23.4	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	21.7	23.4	24.2	24.2
Sagging	linear	15.8	17.7	20.1	23.6	23.8	23.8	
	91 rpm, -35° pitch angle	0.0	0.0	12.4	23.6	23.8	23.8	
	132 rpm, -42° pitch angle	0.0	0.0	0.0	23.6	23.8	23.8	
Evasion to starboard reducing to 12 knots	10°	250 m	0.0	0.0	18.7	22.8	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	18.7	22.8	24.2	24.2
	20°	250 m	0.0	0.0	0.0	22.4	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	22.4	24.2	24.2
	30°	250 m	18.9	18.9	18.8	21.4	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	21.4	24.2	24.2
Starboard evasion to starboard reducing to 8 knots	10°	250 m	0.0	0.0	15.0	17.7	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	15.0	17.7	24.2	24.2
	20°	250 m	0.0	0.0	0.0	17.2	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	17.2	24.2	24.2
	30°	250 m	15.1	15.0	15.0	16.4	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	16.4	24.2	24.2
Starboard evasion to starboard reducing to 12 knots	10°	250 m	0.0	0.0	0.0	23.8	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	23.8	24.2	24.2
	20°	250 m	0.0	0.0	0.0	0.0	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	0.0	24.2	24.2
	30°	250 m	0.0	0.0	0.0	0.0	24.2	24.2
		500 m	0.0	0.0	0.0	0.0	24.2	24.2

Figura 5: Ejemplo de tabla de velocidades de colisión para cada una de las acciones adoptadas e instantes seleccionados

En la tabla ejemplo de la figura anterior, las celdas verdes indican velocidad de colisión 0 nudos, lo que significa que se ha evitado la colisión entre los dos barcos adoptando la medida propuesta en el instante indicado. En este caso, el plazo límite para la toma de decisión es un minuto y medio antes de la ocurrencia del accidente. Las celdas amarillas indican velocidades de colisión más moderadas, que en todo caso reducirían las consecuencias del accidente. Finalmente, las celdas en rojo corresponden a otras medidas que no evitan el accidente adoptadas como máximo un minuto y medio antes del accidente.

Como conclusión para este caso, el punto de no retorno está aproximadamente 90 segundos antes del suceso, pues casi todas las acciones adoptadas más tarde resultan de muy bajo efecto práctico, con solo ligeras reducciones de la velocidad de colisión. Esta tabla es de gran utilidad para definir recomendaciones de actuación, tanto en términos preventivos (medidas para evitar el accidente) como de mitigación (reducir las consecuencias y daños). En particular, recomendaciones respecto al momento límite de toma de decisión (que puede ser traducido, por supuesto, en una distancia mínima entre buques).

2.4. Evaluación preliminar de navegación

Otra aplicación de las simulaciones masivas tiene como objetivo **evaluar el diseño conceptual del canal**, para validar el mismo y, si fuese posible, adaptarlo y optimizarlo, identificando los puntos críticos de la maniobra, las condiciones límite operativas y aquellos casos que requieren de un análisis más detallado con herramientas de más precisión (simulador en tiempo real). La metodología empleada consiste en **determinar las condiciones límite operativas y los espacios de navegación seguros para los buques en navegación**.

El procedimiento a seguir en el diseño conceptual de las dimensiones horizontales de los canales y vías de navegación, de acuerdo con las recomendaciones nacionales e internacionales, se resume en **calcular el área ocupada por el buque**, que depende tanto del buque como de los factores externos que afectan a su maniobrabilidad y calcular los **anchos adicionales** debido a **errores de posicionamiento y tiempo de respuesta**, basados en las propias características del buque y de la vía de navegación (configuración y señalización). Además, igualmente se calculan los **anchos adicionales por márgenes de seguridad**. A partir de los resultados anteriores se definen las **dimensiones en planta del canal de navegación**.

El estudio de maniobras con autopiloto considera la combinación de cada buque analizado, diferentes velocidades de navegación, maniobras (entradas y salidas), instante de inicio de las maniobras, condición de marea (viva, media o muerta), condición de viento y condición de oleaje. Las simulaciones masivas resultan muy importantes, por ejemplo, en casos de acceso a puertos con importantes carreras de marea con sus respectivas corrientes llenantes y vaciantes. En estos casos, el principal objetivo es **definir una ventana de acceso segura** en función del nivel de corriente y corrientes asociadas.

Por ejemplo, para un periodo de la marea de 12 horas, se pueden analizar 36 instantes de marea, cada 20 minutos. Analizar los 36 instantes de marea para iniciar las maniobras permite que, en todas las zonas de maniobra, se evalúen las distintas intensidades de corriente, desde 0 nudos hasta la corriente máxima local y, por lo tanto, permitirá determinar los límites de acceso y viabilidad de las maniobras.

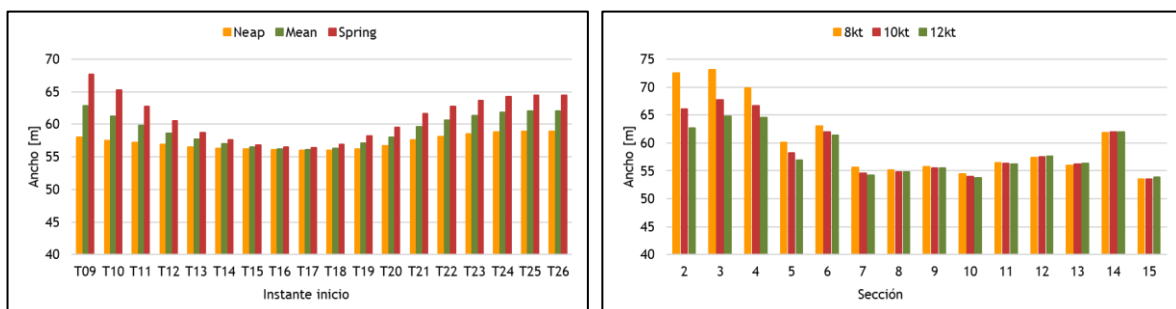


Figura 6: Ejemplo de ancho requerido de una sección de canal según el efecto de corriente y tipo de marea (izda.) y según el efecto de la velocidad de navegación (dcha.)

Los **principales criterios de evaluación son cuantitativos**: junto con la posición y rumbo del buque en cada momento, se analiza también el abatimiento y el ángulo de deriva en función del escenario analizado. El ancho ocupado por la senda del buque en su navegación por el canal es consecuencia directa de estos dos parámetros.

Para cada buque analizado, se establecerán unos valores umbral que determinarán la viabilidad de las maniobras y, por tanto, las condiciones de operatividad del canal (velocidad del buque, inicio de maniobra, agentes externos, etc.).

Estos valores umbral determinan la viabilidad de las maniobras y establecerán un **ancho de canal de referencia**. Consideraciones de valores umbral distintos incrementarán o disminuirán las condiciones de acceso, y por tanto los anchos de canal necesarios. Las variables de uso de máquina y timón se consideran también en la evaluación de las maniobras, si bien es cierto que la importancia de estas frente al abatimiento y ángulo de deriva resulta menor.

La velocidad del buque es una variable definida en el proceso de ejecución de la maniobra, por lo que no se evalúa, y se considera como dato de entrada. Ahora bien, su importancia es significativa, ya que las distintas velocidades empleadas determinaran el uso de máquina y timón, así como los abatimientos y derivas de los buques.

Los valores seleccionados como umbral para las variables analizadas deben buscar el compromiso entre un canal con una accesibilidad adecuada al mismo tiempo que limita o mantiene el ancho requerido en unos límites aceptables. Además, esta solución de compromiso debe siempre garantizar la seguridad de las maniobras.

Para evaluar la sensibilidad de las condiciones consideradas como viables y no viables y cuantificar el nivel de severidad de las condiciones externas, se define un **sistema de puntuación** que evalúa las maniobras en cada sección en función del ángulo de deriva y el abatimiento máximo alcanzado, así como el ángulo de timón promedio utilizado. Este sistema de puntuación permite, por lo tanto, **determinar y evaluar tanto las secciones más complejas, como los instantes de inicio de maniobras más críticos**, de forma rápida y visual. Se definen entonces las condiciones más críticas para un posterior análisis más detallado.

Hora inicio	Velocidad del buque*								
	8 kn			11 kn			14 kn		
	Viva	Media	Muerta	Viva	Media	Muerta	Viva	Media	Muerta
T09	6	4	2	4	3	1	3	2	1
T10	6	4	2	4	3	1	3	2	1
T11	5	4	2	3	2	1	3	2	1
T12	4	3	2	3	2	1	2	1	1
T13	3	2	1	2	2	1	2	1	1
T14	2	2	1	2	1	1	1	1	1
T15	2	1	1	1	1	1	1	1	1
T16	1	1	1	1	1	1	1	1	1
T17	1	1	1	1	1	1	1	1	1
T18	2	1	1	1	1	1	1	1	1
T19	2	2	1	1	1	1	1	1	1
T20	3	2	1	2	1	1	1	1	1
T21	3	2	1	2	2	1	1	1	1
T22	3	2	2	2	2	1	2	2	1
T23	3	3	2	2	2	1	2	2	1
T24	3	3	2	3	2	1	2	2	1
T25	3	3	2	3	2	1	2	2	1
T26	3	3	2	3	2	1	2	2	1

Figura 7: Ejemplo de tabla de puntuación en función del instante de inicio de la maniobra, marea y velocidad de navegación (verde=viable rojo=inviable)

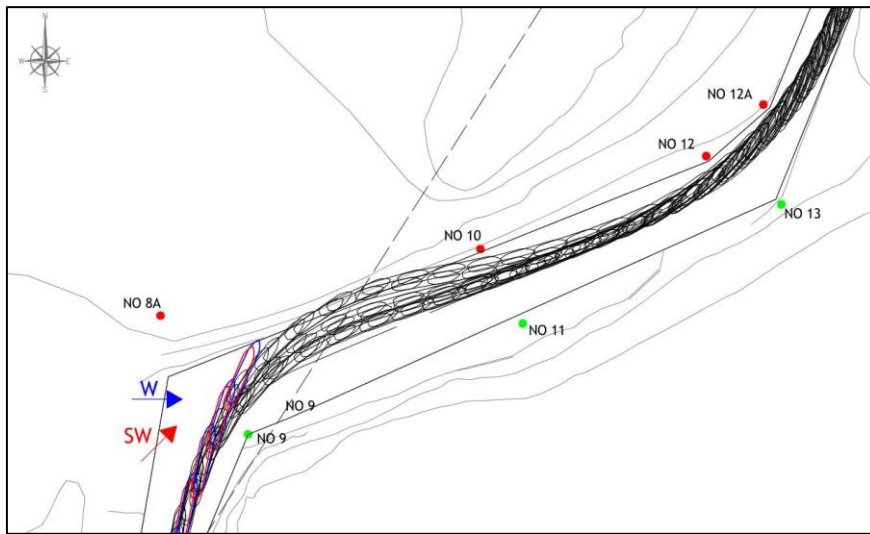


Figura 8: Ejemplo de maniobras superpuestas. Identificación de zonas críticas a ser analizadas en detalle

Además de definir las zonas críticas de maniobra, también es posible definir **ventanas de acceso** en función de la amplitud de marea e instante de acceso. Para las mareas e instantes en las cuales los parámetros elegidos superan los umbrales definidos como aceptables, se considera acceso no viable. Si la puntuación y parámetros definidos están dentro de los valores aceptables, requiriendo un ancho de canal menor que el disponible, se consideran maniobras viables. Las ventanas de acceso identificadas deben ser analizadas en detalle mediante el uso del simulador en tiempo real, para confirmar su validez o incluso incrementar las ventanas operativas.

Hora inicio	Velocidad del buque*								
	8 kn			11 kn			14 kn		
	Marea								
	Viva	Media	Muerta	Viva	Media	Muerta	Viva	Media	Muerta
T09	x	x	x	x	x	✓	x	x	✓
T10	x	x	x	x	x	✓	x	x	✓
T11	x	x	x	x	x	✓	x	x	✓
T12	x	x	x	x	x	✓	x	x	✓
T13	x	x	x	x	x	✓	x	✓	✓
T14	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓	✓
T15	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓	✓
T16	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓	✓
T17	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓	✓
T18	x	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
T19	x	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
T20	x	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓
T21	x	x	x	x	x	✓	✓	✓	✓
T22	x	x	x	x	x	✓	x	✓	✓
T23	x	x	x	x	x	✓	x	✓	✓
T24	x	x	x	x	x	✓	x	✓	✓
T25	x	x	x	x	x	✓	x	✓	✓
T26	x	x	x	x	✓	✓	✓	✓	✓

Figura 9: Ejemplo de ventanas de acceso en función del instante de inicio de la maniobra, marea y velocidad de navegación

3. Conclusiones

La **creación de herramientas de simulación masiva de maniobras** para distintos buques y bajo distintas condiciones hidrometeorológicas basadas en modelos numéricos de maniobra es viable y aporta grandes beneficios, tanto desde el punto de vista de diseño de canales y vías de navegación como desde el punto de vista operativo y de mantenimiento.

Cuanta mayor precisión tenga el modelo de maniobra empleado, más exactos serán los resultados. Sin embargo, la ejecución masiva de maniobras de alta precisión (considerando el factor humano), basado únicamente en simulaciones en tiempo real, es inviable debido al elevado coste, tanto económico como temporal, que supondría.

Los **modelos de maniobra en tiempo acelerado con autopiloto**, tales como SHIPMA, permiten realizar decenas de miles de maniobras en un corto plazo y a un coste reducido, y son **las herramientas más adecuadas para su uso en la creación de modelos de maniobras masivas**. Esta metodología, basada en una calibración inicial del modelo numérico de maniobra “fast-time” (eje de navegación, autopilotos, trayectoria de referencia, etc.), tiene grandes posibilidades a futuro, pues los beneficios y el conocimiento que aporta en una industria cada vez más informatizada, controlada y consciente de los riesgos, son innumerables.

Entre los **principales beneficios** del uso de modelos de maniobra masivos para las zonas de navegación encontramos:

- Identificación de la velocidad óptima de navegación que garantiza la seguridad
- Identificación de los límites hidro-meteorológicos de acceso óptimos
- Identificación de secciones críticas del área de navegación, a ser analizadas posteriormente en detalle
- Conocer la operatividad de la vía navegable y definir sus ventana de acceso
- Definir las velocidades y distancias mínimas de paso frente a atraques que garanticen la seguridad de las operaciones
- Evaluar accidentes y definir posibles acciones preventivas de colisiones/varadas o al menos minimizar sus consecuencias
- Analizar si el incremento a futuro de un tráfico permite mantener el riesgo global en los límites deseables sin tener que realizar actuaciones adicionales
- Analizar si una nueva instalación portuaria y su riesgo adicional en el puerto permite mantener el riesgo global en los límites deseables

Referencias

PIANC (1997). “*Approach Channels. A Guide for Design*”

PIANC (2014). “*Harbour Approach Channels Design Guidelines*”

PUERTOS DEL ESTADO (1999). “*ROM 3.1-99 Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación*”

PUERTOS DEL ESTADO (2012). “*ROM 2.0-11 “Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución en Obras de Atraque y Amarre”*”

PIANC (1995). “*Criteria for Movement of Moored Ships in Harbours*”

22nd WEGEMT GRADUATE SCHOOL - PREBEN PEDERSEN TERNDROP (1995). “*Probability of Grounding and Collision Events, Risk and Response*”

IALA (2011). *Use of Simulation as a Tool for Waterway Design and Aids to Navigation Planning 1058*

Nuevo diseño de cajón de hormigón armado para cimentación de aerogeneradores

A new reinforced concrete caisson design as a wind turbine foundation

Joaquín M. Garrido Checa^a, Miguel Figueres Moreno^a, Gloria Argente Garrido^a, Ángela Pérez Bardal^a y Lisardo M. Fort Alarcón^b

^aIngeomar: jgarrido@ingeomar.es, mfigueres@ingeomar.es, gargente@ingeomar.es, aperez@ingeomar.es. ^bRover Maritime: lmfort@rovergrupo.com

Abstract

Offshore wind energy has technological opportunities that can be transferred to wind plants for energy self-sufficiency within port areas. Reinforced concrete caissons are maritime infrastructures with real chances to be adapted as a wind turbine foundation and as a storage facility for a CAES system for a constantly energy supply to the electricity network. This Project defines a new reinforced concrete caisson design with reinforced walls to increase structural strength required as a wind turbine foundation and internal spaces for the CAES air compressed tanks and general installations.

Keywords: caisson, reinforced concrete, wind energy, wind turbine.

Resumen

La energía eólica offshore cuenta con múltiples oportunidades tecnológicas que pueden trasladarse a parques eólicos para el autoconsumo energético dentro de un entorno portuario. Los cajones de hormigón armado son infraestructuras marítimas que pueden adaptarse como cimentación del aerogenerador y zona de almacenaje de un sistema CAES para el aporte de energía a la red de forma constante. Este proyecto define un nuevo diseño de cajón de hormigón armado con zonas de refuerzo para aumentar la resistencia estructural frente a las exigencias como cimentación de un aerogenerador y espacios interiores destinados para las instalaciones y depósitos de aire comprimido del sistema CAES.

Palabras clave: cajón, hormigón armado, energía eólica, aerogenerador.

1. Introducción

La energía eólica de origen marino es una de las palancas para la transformación energética a medio y largo plazo a nivel nacional, europeo y global, a la vez que es una oportunidad industrial, económica y social compatible con los valores ambientales y el resto de actividades en el entorno marino. Se prevé que en los próximos años se produzca a nivel mundial un incremento importante en el despliegue de las energías renovables marinas, alcanzando la mitad de la generación eólica en Europa en 2040, según la Agencia Internacional de la Energía (AIE).

Este desarrollo ha sido impulsado gracias a los elevados factores de capacidad de la energía eólica marina offshore, generando electricidad de manera estable y predecible e incrementando su producción en las estaciones de otoño e invierno, de menor radiación solar y mayor consumo. Las ventajas y oportunidades que presenta la instalación de aerogeneradores eólicos en aguas profundas pueden trasladarse a parques eólicos en el entorno del recinto portuario, favoreciendo el autoconsumo de los puertos donde existen demandas energéticas muy elevadas.

Por este motivo, un consorcio de empresas, entre las que se encuentra Ingeomar, han desarrollado un proyecto de I+D+i cuyo objetivo principal es el desarrollo de un sistema integral de generación eólica marina portuaria, en el que el aerogenerador se ubicará sobre un cajón de hormigón armado como estructura de cimentación, el cual albergará en su interior un sistema de almacenamiento para que sea posible seguir generando energía en los tiempos de parada de viento, de manera que el aporte a la red general pueda ser mucho más constante.

Para el desarrollo del proyecto se selecciona como localización óptima del sistema el Puerto de Valencia y, en concreto, el tramo próximo al morro del actual dique de abrigo norte, para la ubicación de 4 unidades cajón-aerogenerador de 3,15 MW, 109 m de torre y 142 m de diámetro de rotor cada uno según las recomendaciones del estudio eólico realizado.

2. Nuevo diseño de cajón

Se define un nuevo cajón de hormigón armado con las siguientes dimensiones exteriores: eslora total de 50,6 m, manga de 26,1 m y un puntal de 20,0 m.

Tabla 1. Dimensiones exteriores principales del nuevo cajón tipo

Dimensiones exteriores			
Eslora total (m)	50,6	Eslora fuste (m)	49,2
Manga total (m)	26,1	Manga fuste (m)	24,6
Puntal total (m)	20,0	Puntal fuste (m)	19,2

La solera del cajón tiene un espesor de 0,8 m con zapatas de 0,7 m en dirección eslora y 0,8 m en dirección manga. Además, en la zona central de 20,3 m de ancho en dirección eslora y toda la manga, se coloca una losa de refuerzo central de 1 m espesor.

El cajón estará formado por paredes exteriores de 0,6 m de espesor, tanto en lado expuesto al oleaje como en el lado protegido. La geometría de las paredes interiores se ha adaptado a las necesidades del cajón para dar soporte a la cimentación del aerogenerador y a los esfuerzos a los que se encuentran sometidas las paredes. Esta distribución interior estará formada por dos tipos de elementos: paredes interiores de 0,3 m de espesor y paredes interiores de refuerzo de 0,6 m de espesor. Se dispondrá de 3 paredes de refuerzo en dirección manga separadas 3,3 m y una pared de refuerzo central en dirección eslora. Con ello se generan celdas interiores de: 3,7x6,5, 3,7x6,7 y 3,7x2,7 m

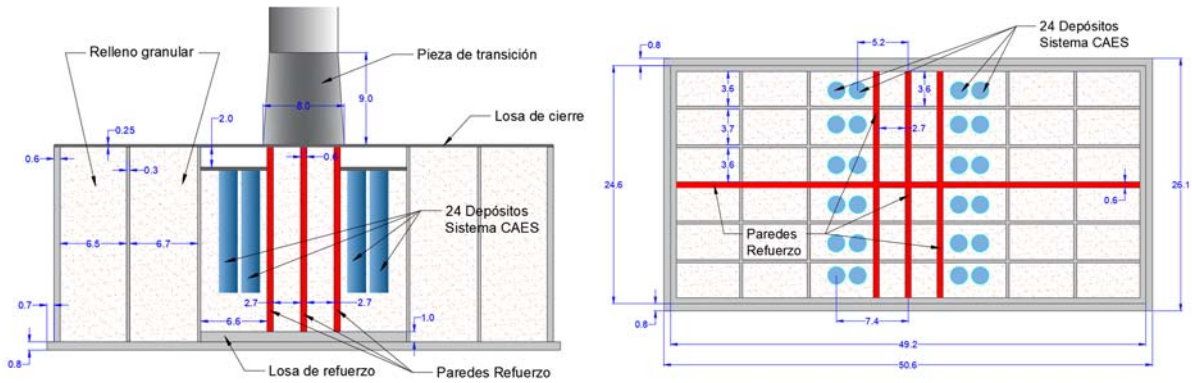


Fig. 1 Definición en alzado y planta del nuevo diseño de cajón tipo

Además de cumplir la función de cimentación del aerogenerador y estructura de abrigo, el nuevo diseño de cajón permite albergar en su interior un sistema CAES (*Compressed Air Energy Storage*), formado por 24 depósitos de hormigón de ultra altas prestaciones UHPFRC (*Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete*), con capacidad de almacenar aire comprimido a 30 bares y un volumen útil total por cajón de 425,6 m³. El diseño de estos depósitos está formado por un prisma de base hexagonal de 1,8 m de diámetro de circunferencia circunscrita, a modo bóveda de cañón escarzano invertido capaz de transmitir los esfuerzos a las aristas por compresión y con una altura total del elemento de 12 m.

Los trabajos de dimensionamiento de los depósitos, modelización numérica y el desarrollo de un prototipo físico equivalente para realizar ensayos físicos en laboratorio, han sido realizados dentro de este proyecto por ICITECH-UPV (Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón de la Universidad Politécnica de Valencia).

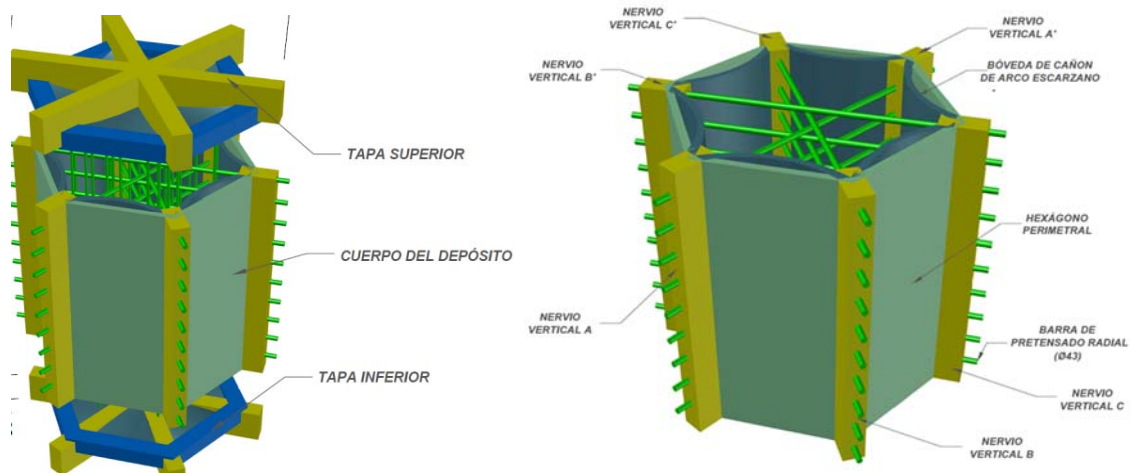


Fig. 2 Definición del cuerpo y tapas del depósito de aire comprimido del prototipo diseñado. Fuente: ICITECH-UPV

2.1. Modelización numérica del cajón

Para el cálculo de esfuerzos se emplea el software de cálculo mediante elementos finitos SAP2000, con un análisis lineal de los elementos del cajón tipo placa “*Shell*” y suponiendo una cimentación mediante muelles con una constante de balasto correspondiente a la banqueta de escollera con valores de 1500 kN/m² en el plano de apoyo horizontal y 8500 kN/m² en la dirección vertical.

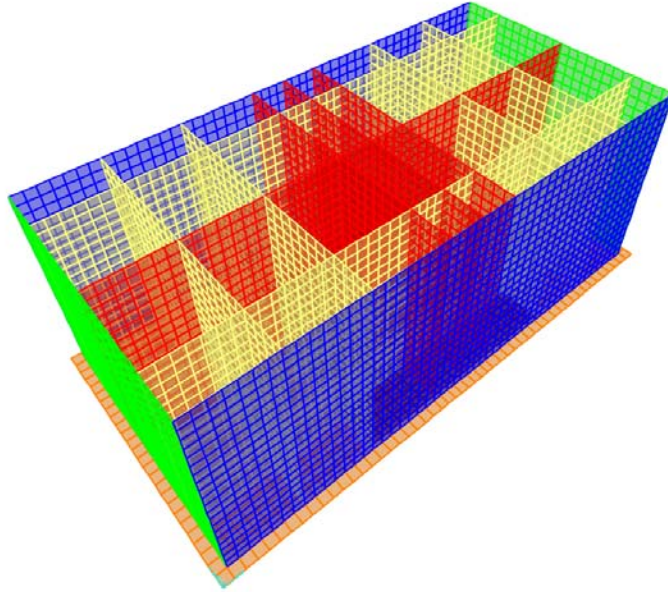


Fig. 3 Vista 3D del cajón tipo modelizado mediante elementos finitos con SAP2000

Las características de los materiales para la definición del modelo han sido:

- Hormigón armado HA-35 MPa y acero
- Acero para armar B 500 S
- Relleno granular de celdas: $\varphi=30^\circ$; $\gamma_d=18 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{\text{sat}}=21 \text{ kN/m}^3$

Siendo φ el ángulo de rozamiento interno del material, γ_d el peso específico seco y γ_{sat} el peso específico saturado del material de relleno.

Se ha considerado la situación de Estado Límite Último (ELU) al que se vería sometido el cajón en la ubicación seleccionada en las fases de ejecución (fondeo del cajón) y fase de servicio. La definición de acciones se realiza se acuerdo con el *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*, y las *Recomendaciones de Obras Marítimas*, de Puertos del Estado, siendo:

Fase de ejecución:

- Peso propio
- Cargas hidráulicas durante flotación con un brazo estabilizador mínimo de 0,50m
- Cargas hidráulicas durante el fondeo del cajón en bajamar y pleamar
- Fases de relleno de celdas (esquina y columna)

Fase de servicio

- Peso propio
- Relleno de celdas
- Cargas hidráulicas en fase de servicio (bajamar y pleamar)
- Cargas de oleaje (fase seno y fase cresta)
- Peso de superestructura y sobrecarga sobre el cajón
- Cargas transmitidas por el aerogenerador eólico

Además de como estructura de abrigo de gravedad, en este proyecto se añade el uso del cajón como cimentación de un aerogenerador y zona de almacenaje del sistema CAES, por lo que se incluyen en el dimensionamiento las cargas resultantes sobre la base de la torre eólica transmitidas al cajón y el peso de cada uno de los depósitos de aire comprimido.

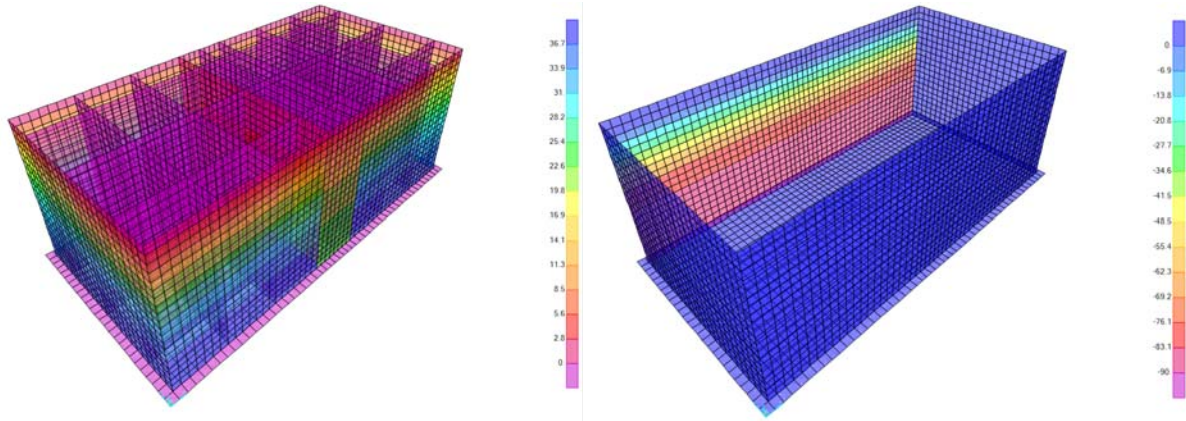


Fig. 4 Ejemplo de cargas: presión interior sobre las paredes exteriores y de refuerzo (izq.) y presión por acción del seno de la ola sobre pared exterior (der.)

2.2. Resultados y diseño de armado

A partir de la modelización de todas las cargas actuantes, se definen las combinaciones de acciones propuestas en el manual previamente citado tanto en Estado Límite Último (ELU) como en Estado Límite de Servicio (ELS), obteniendo para cada elemento los esfuerzos solicitantes en la combinación más desfavorable. Se ha empleado el software “Prontuario informático del hormigón estructural de la EHE-08” para verificar y definir el armado a disponer en las diferentes zonas del cajón: solera, paredes exteriores, paredes interiores y paredes de refuerzo.

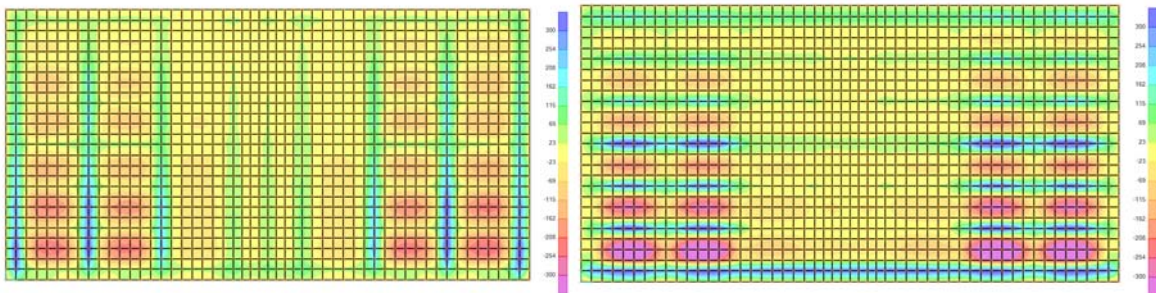


Fig. 5 Momentos flectores resultantes que producen tensiones normales en la solera en dirección eslora y manga

Tabla 2. Esfuerzos resultantes y disposición de armado propuesta en la solera

Armado de la solera				
		Momento máx (kN·m/m)	Axil máx (kN)	Armadura
		(Axil N (kN))	(Flector M (kN·m/m))	
		Caso	Caso	
DIRECCIÓN MANGA	Cara superior (M ₁₁ min)	285 (N=-172) ELU6 Aero VY	859 (M=134) ELU5 Aero VX	8Ø16 pml
	Cara inferior (M ₁₁ max)	437 (N=29) ELU6 Aero VY		8Ø20 pml
DIRECCIÓN ESLORA	Cara superior (M ₂₂ min)	493 (N=-358) ELU6 Aero VY	953 (M=7) ELU6 Aero VY	8Ø20 pml
	Cara inferior (M ₂₂ max)	503 (N=-620) ELU6 Aero VX		8Ø20 pml

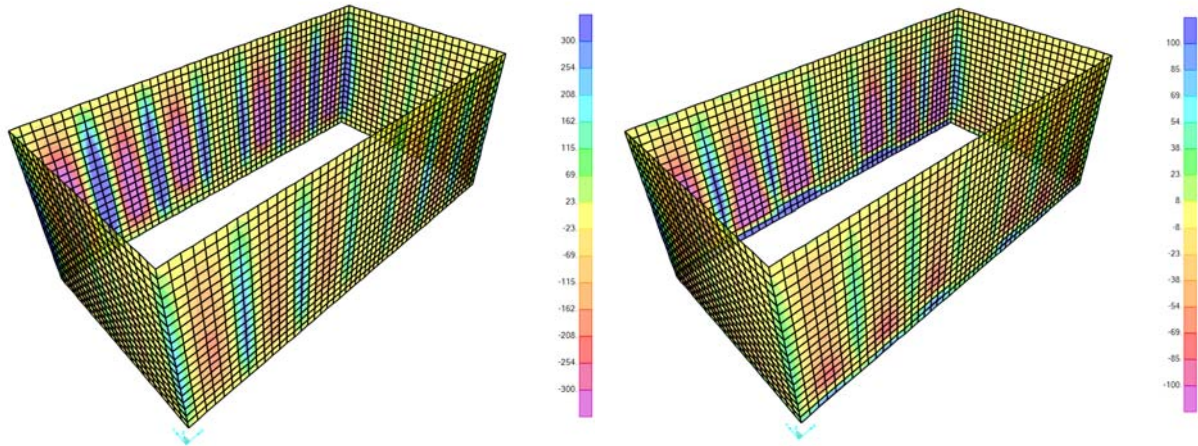


Fig. 6 Momentos flectores resultantes que producen tensiones normales en paredes exteriores en dirección horizontal y vertical

Tabla 3. Esfuerzos resultantes y disposición de armado propuesta en paredes exteriores

Paredes exteriores				
		Momento máx (kN·m/m) (Axil N (kN)) Caso	Axil máx (kN) (Flector M (kN·m/m)) Caso	Armadura
Pared dirección eslora (LADO TIERRA)				
VERTICAL	Cara exterior (M ₁₁ min)	226 (N=936) ELU6 Aero VX	45 (M=2) ELU6 Aero VX	6Ø16 pml
	Cara interior (M ₁₁ max)	397 (N=909) ELU6 Aero VY		6Ø16 pml
HORIZONTAL	Cara exterior (M ₂₂ min)	136 (N=-117) ELU6 Aero VY	476 (M=-151) ELU6 Aero VY	6Ø16 pml
	Cara interior (M ₂₂ max)	299 (N=-41) ELU6 Aero VX		6Ø20 pml
Pared dirección eslora (LADO MAR)				
VERTICAL	Cara exterior (M ₁₁ min)	498 (N=483) ELU5 Aero VY	55 (M=2) ELU5 Aero VX	8Ø20 pml
	Cara interior (M ₁₁ max)	829 (N=353) ELU5 Aero VX		8Ø25 pml (8Ø20 pml 6m superiores)
HORIZONTAL	Cara exterior (M ₂₂ max)	552 (N=-32) ELU5 Aero VX	452 (M=76) ELU5 Aero VX	8Ø25 pml (6Ø16 pml 16m superiores)
	Cara interior (M ₂₂ min)	239 (N=-211) ELU5 Aero VX		8Ø16 pml (6Ø16 pml 16m superiores)
Paredes dirección Manga				
VERTICAL	Cara exterior (M ₁₁ min)	257 (N=80) ELU6 Aero VY	125 (M=7) ELU6 Aero VY	6Ø16 pml
	Cara interior (M ₁₁ max)	570 (N=320) ELU5 Aero VX		6Ø25 pml

HORIZONTAL	Ext/Int (M₂₂ min)	96 (N=253) ELU5 Aero VX	717 (M=106) ELU5 Aero VX	6Ø20 pml
	Ext/Int (M₂₂ max)	158 (N=-188) ELU6 Aero VY		6Ø20 pml

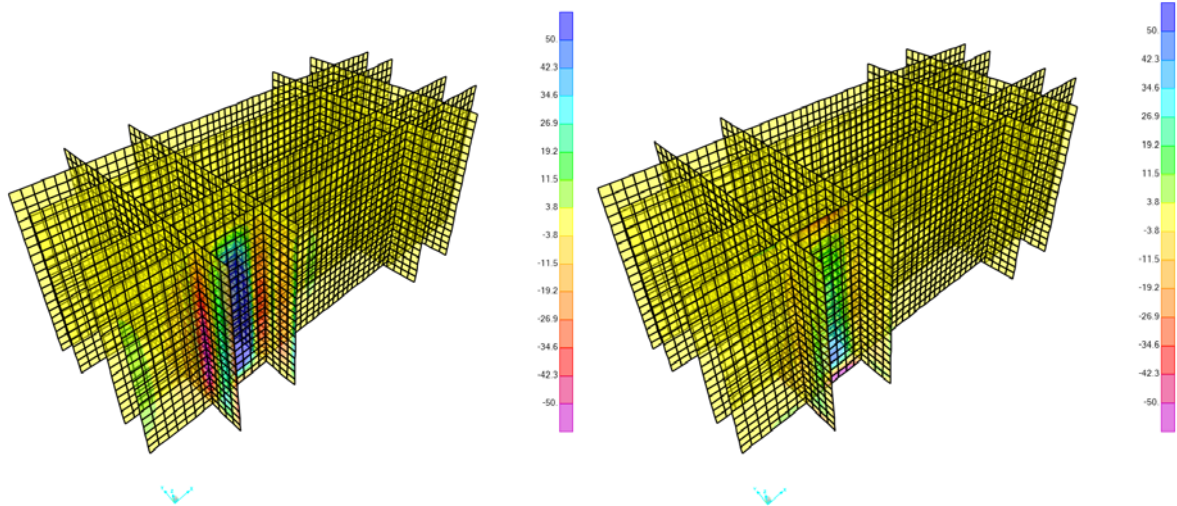


Fig. 7 Momentos flectores resultantes que producen tensiones normales en paredes interiores en dirección horizontal y vertical

Tabla 4. Esfuerzos resultantes y disposición de armado propuesta en paredes interiores

Paredes interiores					
		Momento máx (kN·m/m)	Axil máx (kN)		
		(Axil N (kN))	(Flector M (kN·m/m))	Armadura	
		Caso	Caso		
Pared dirección eslora					
VERTICAL	Ext/Int (M₁₁)	174 (N=143) ELU3_RELLENO1CELDA	1083 (M=16) ELU6 Aero VX	6Ø20 pml	
HORIZONTAL	Ext/Int (M₂₂)	55 (N=-76) ELU3_RELLENO1CELDA	751 (M=6) ELU6 Aero VX	6Ø20 pml	
Pared dirección manga					
VERTICAL	Ext/Int (M₁₁)	105 (N=-10) ELU3_RELLENO1CELDA	200 (M=1) ELU5 Aero Vy	6Ø16 pml (6Ø12 pml 6m superiores)	
HORIZONTAL	Ext/Int (M₂₂)	38 (N=56) ELU3_RELLENO1CELDA	1512 (M=1) ELU5 Aero VX	6Ø20 pml (6Ø16 pml 6m superiores)	

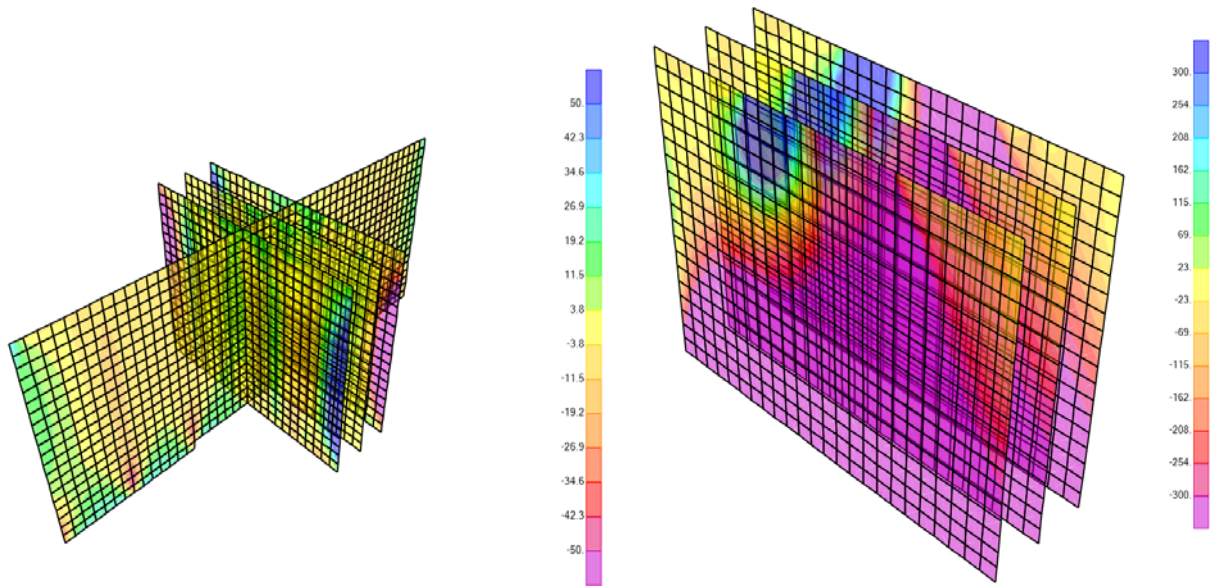


Fig. 8 Momentos flectores resultantes en dirección horizontal (izq) y axiles verticales (der) que producen tensiones normales en paredes de refuerzo

Tabla 5. Esfuerzos resultantes y disposición de armado propuesta en paredes de refuerzo

Paredes interiores de refuerzo				
		Momento máx (kN·m/m) (Axil N (kN))	Axil máx (kN) (Flector M (kN·m/m))	Armadura
		Caso	Caso	
Pared dirección eslora				
VERTICAL	Ext/Int (M₁₁)	46 (N=-1714) ELU6 Aero VX	1714 (M=46) ELU6 Aero VX	6Ø16 pml (6Ø25 pml 4m superiores zona central)
HORIZONTAL	Ext/Int (M₂₂)	147 (N=-228) ELU6 Aero VY	1469 (M=3) ELU5 Aero VX	6Ø20 pml (6Ø25 pml 4m superiores zona central)
Pared dirección manga				
VERTICAL	Ext/Int (M₁₁)	268 (N=36) ELU5 Aero VY	2114 (M=7) ELU5 Aero VY	6Ø16 pml (6Ø25 pml 4m superiores)
HORIZONTAL	Ext/Int (M₂₂)	69 (N=129) ELU5 Aero VX	1703 (M=11) ELU5 Aero VY	6Ø20 pml (6Ø25 pml 4m superiores)

En el caso de las paredes interiores y paredes interiores de refuerzo, se ha optado por una optimización del armado dispuesto diferenciando una zona superior de 4 a 6 m de profundidad donde los esfuerzos solicitantes son mayores debido a las tensiones transmitidas por la base del aerogenerador al cajón.

3. Verificación de la estabilidad del cajón

Se ha verificado la estabilidad del cajón considerando los modos de fallo en ELU de tipo equilibrio estático (EQU) siendo: (1) Deslizamiento y (2) Vuelco rígido.

Se comprueba según la metodología propuesta por la ROM 2.0-11 y ROM 0.5-05, considerando que la torre del aerogenerador se encuentra unida al cajón mediante la pieza de transición, de forma que el conjunto cajón-aerogenerador ejerce como un único sólido rígido de cara a la verificación de modos de fallo EQU.

La combinación de acciones de cálculo en fase de servicio correspondientes a la acción del viento extremo incidente sobre la torre y palas del aerogenerador, resulta la condición más desfavorable dado el empuje horizontal sobre la torre y el momento total de vuelco transmitido a la cimentación. Siguiendo la metodología de cálculo, se obtienen los coeficientes de seguridad (F), verificando que en ambos casos son superiores a los mínimos exigidos por la normativa (ROM 0.5-05) para cada modo de fallo:

Tabla 6. Coeficientes de seguridad resultantes frente a modos de fallo tipo EQU

F deslizamiento	F vuelco	F mínimo (ROM 0.5-0.5)
1,65	1,33	1,30

Como resultado, se verifica la estabilidad del cajón diseñado y se propone una sección tipo para la ubicación considerada del Puerto de Valencia, con una cota de cimentación del cajón de -18,0 m y una cota superior de +2,0 m. El cierre de las celdas del cajón se realiza mediante una losa superior de hormigón armado de 25 cm de espesor sobre la que se instalará en la zona central la pieza de transición de unión con la torre del aerogenerador. La cota de cimentación del fondo se encuentra a -25,5 m con una banqueta de 2,5 m de espesor y peso nominal 0,25 t y un pie de escollera de 2,5 t en lado expuesto al oleaje con una cota superior de -15,0 m.

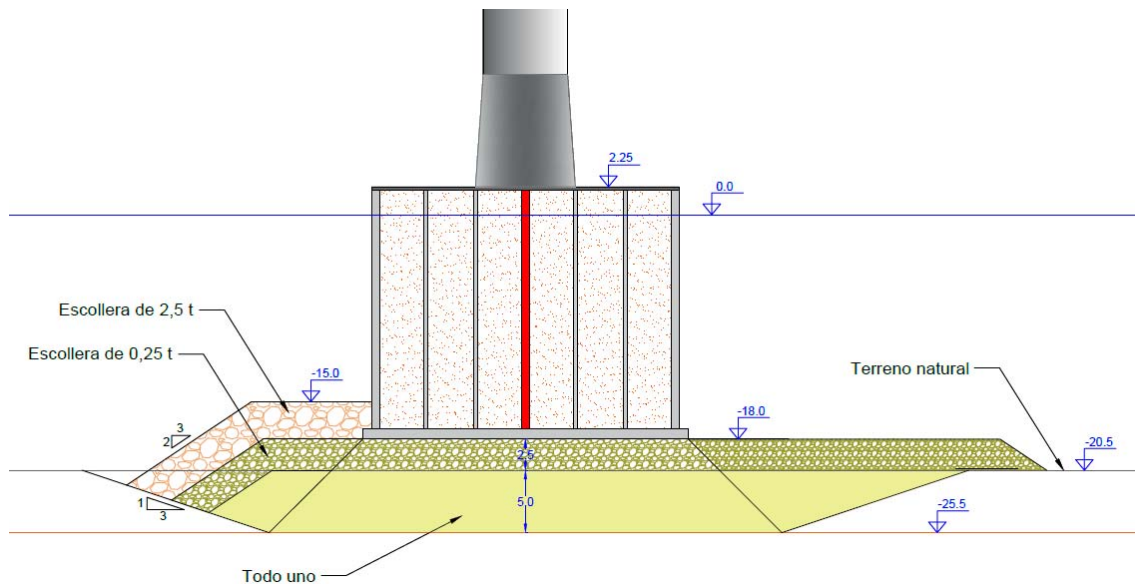


Fig. 9 Sección tipo propuesta del nuevo cajón diseñado

4. Conclusiones

En este proyecto se propone adaptar un cajón convencional de hormigón armado como estructura de cimentación de un aerogenerador eólico mediante una nueva configuración interior de celdas y paredes de refuerzo para mejorar la transmisión de los exigentes esfuerzos de la torre. Este cajón, además cuenta con espacios interiores en las celdas centrales para la ubicación de 24 depósitos cilíndricos de hormigón UHPFRC de 1,8 m de diámetro y 12 m de altura, capaces de almacenar aire comprimido hasta a 30 bares dentro del sistema CAES. De este modo, una unidad cajón-aerogenerador permite el almacenaje de hasta 425,6 m³ de aire comprimido que puede ser devuelto en forma de energía eléctrica a la red cuando el régimen de viento sea reducido, laminando así el aporte de flujo energético de forma constante al interior del puerto.

El diseño de cajón propuesto ha sido modelizado mediante el software de elementos finitos SAP2000, para obtener esfuerzos solicitantes y dimensionar el armado necesario en cada elemento del cajón conforme a la norma EHE-08. Además, se ha verificado la estabilidad de la unidad conjunto cajón-aerogenerador frente a los modos de fallo tipo EQU propuestos en la ROM 0.5-05. Todos los resultados muestran la viabilidad técnica del nuevo cajón

propuesto cumpliendo los requisitos necesarios para su uso como cimentación de un aerogenerador eólico dentro o en las proximidades de un entorno portuario, colaborando con la generación de energía verde y el autoabastecimiento de las instalaciones portuarias.

Referencias

MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural*

PUERTOS DEL ESTADO (2006) *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*

PUERTOS DEL ESTADO (2005) R.O.M 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para el proyecto de obras marítimas y portuarias.

PUERTOS DEL ESTADO (2012) R.O.M. 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre. Criterios generales y factores de proyecto.

Agradecimientos

Los autores agradecen la concesión de ayuda por parte de la Agència Valenciana de la Innovació (AVI), dentro de los PROYECTOS ESTRATÉGICOS EN COOPERACIÓN, y la colaboración con el consorcio de empresas formado por: GEOZONE, SEAPLACE, FUNDACIÓN VALENCIA PORT, INSTITUTO DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN (ICITECH-UPV) y ROVER MARITIME.

Estimación de riesgo de varada en navegación interior mediante simulaciones de Monte Carlo y estimación de squat

Grounding risk estimation in inland navigation with monte carlo simulations and squat estimation

Juan Carlos Carmona^a, Raúl Atienza^b Raúl Redondo^c, y José Ramón Iribarren^d

^aSiport21, jcarlos.carmona@siport21.com; ^bSiport21, raul.atienza@siport21.com; ^cSiport21, raul.redondo@siport21.com;

^dSiport21, jose.r.iribarren@siport21.com.

Abstract

In inland ports, where access is done navigating along an estuary, river or artificial canal, the operation may be strongly conditioned by the tide (in case it has enough wide run) or the water level in the river. The variations in water level imply restrictions on the draft of the vessels that can access such ports.

Siport21 has been working for several years in ports of these characteristics, where there is no possibility to dredge the inland waterway. The alternative is to develop synchronization analysis tools, which allow identifying the “operational windows” and maximizing the draft of the vessels in transit operations. The result takes advantage of the tidal run by means of adequate planning, so that there is always enough underkeel clearance safety margin.

Grounding risk estimation is elaborated applying Monte Carlo method. A failure (grounding) function is defined, considering the propagation of the tidal wave (water level and current), ship speed along the waterway, wind conditions, squat, and other variables. Probability distributions of all variables involved are considered, so that thousands of random navigation conditions can be simulated. This allows to estimate the failure probability.

This methodology is applied to a practical case of a port that is carrying out actions to improve and optimize its operations. To do this, AIS data and tide data along the entire waterway, obtained from measurement sensors and a calibrated numerical prediction model, have been used

Keywords: *squat, measurements, Monte-Carlo, risk, inland port*

Resumen

En los puertos interiores, cuyo acceso debe realizarse a lo largo de un estuario, río o un canal artificial, la operación está muy condicionada por la marea en caso de que exista carrera suficiente, o bien por el nivel de agua en el río si no existe gran carrera de marea.

Siport21 lleva varios años trabajando con puertos de estas características, donde hay limitaciones para el dragado de la vía navegable, habiendo desarrollado herramientas de análisis de sincronización, que permiten identificar las “ventanas operativas” y maximizar el calado de los buques en operaciones de tránsito. El resultado es aprovechar la carrera de la marea mediante una adecuada programación, de manera que siempre haya suficiente resguardo bajo quilla.

La estimación del riesgo de varada se obtiene aplicando el método de Monte Carlo. Se define una función de fallo (varada), considerando la propagación de la onda de marea (nivel de agua y corriente), la velocidad del buque a lo largo de la vía de navegación, las condiciones de viento y otras variables. Se consideran las distribuciones de probabilidad de todas las variables involucradas, de modo que se pueden simular miles de condiciones de navegación aleatorias. Esto permite estimar la probabilidad de fallo.

Esta metodología se aplica a un caso práctico de un puerto que está llevando a cabo acciones para mejorar y optimizar sus operaciones. Para ello, se han utilizado datos AIS y de mareas a lo largo de toda la vía navegable, obtenidos a partir de sensores de medida y de un modelo de predicción numérico calibrado.

Palabras clave: *squat, medidas, Monte-Carlo, riesgo, puerto interior.*

1. Introducción

El objetivo del trabajo es exponer la metodología utilizada para determinar el riesgo de contacto con el fondo en las operaciones de acceso y salida en un puerto interior. Para ello se ha confeccionado un modelo de cálculo de probabilidad de contacto con el fondo durante un tránsito individual. La probabilidad de contacto máxima admisible para cada tipo de operación puede establecerse a partir del riesgo global admisible en este modo de fallo para toda la vida útil del puerto.

El modelo obtiene de forma automática las probabilidades de contacto de operaciones individuales, de la forma que pueden compararse con los valores límite establecidos previamente. En los cálculos intervienen varios factores fundamentales a tener en cuenta:

- Nivel de agua y corriente (propagación de la onda de marea)
- Sincronización con la onda de marea
- Batimetría del río
- Tipo de buque
- Velocidad de navegación
- Condiciones ambientales
- Squat

La herramienta desarrollada calcula automáticamente los calados máximos de acceso y salida del puerto para cinco escalones de marea definidos por la probabilidad de excedencia del nivel de pleamar en la desembocadura para las maniobras de entrada y la probabilidad de excedencia del nivel de bajamar en el puerto para las maniobras de salida.

2. Variables de entrada

Para determinar el riesgo de contacto con el fondo es necesario disponer de los inputs requeridos para el modelo.

2.1. Nivel de agua y corriente (propagación de la onda de marea)

El puerto dispone de un modelo hidrodinámico de propagación de onda de marea (y las corrientes correspondientes) que permite obtener predicciones de nivel de agua y corriente a lo largo de todo el río. Durante la simulación de la navegación de los buques, las ondas de marea y corriente permiten conocer con precisión en el instante y lugar en el que se encuentra el buque tanto el nivel de agua total disponible como la corriente a la que está sometida el buque (intensidad y dirección). En este trabajo se estudian cinco niveles de marea, correspondientes a probabilidades de excedencia del 20%, 40%, 60%, 80% y 100%.

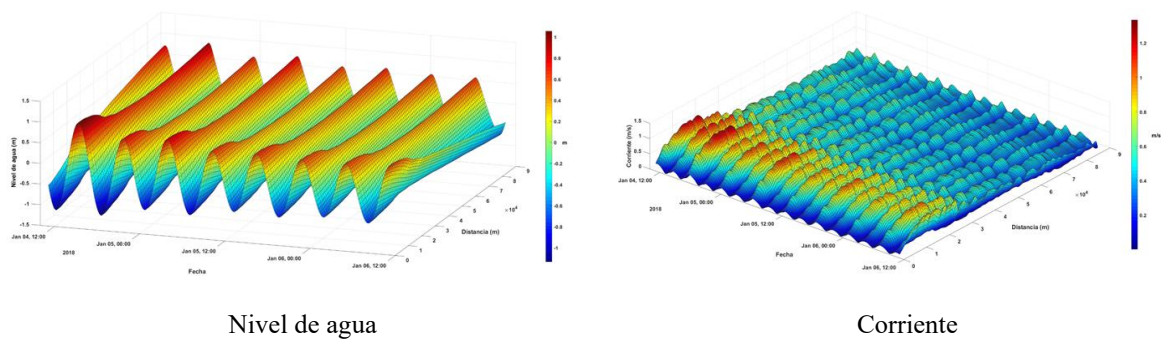


Fig. 1 Gráficos espacio-temporales de ondas de marea

2.2. Sincronización con la onda de marea

Las operaciones de entrada están condicionadas por la pleamar en la desembocadura del río (punto de inicio de las operaciones de entrada), ya que los buques acompañan la propagación de la onda de marea hacia el interior del río. Navegan “subidos” en la onda de marea, pues la velocidad de propagación es similar a la de navegación. Se considera un rango de sincronización desde 2 horas antes de la pleamar en el punto de comienzo de las entradas hasta dos horas después (PM-2 hasta PM+2), en intervalos de 0.5 horas.

Sin embargo, las operaciones de salida están condicionadas por la bajamar que encontrará el barco a lo largo del trayecto, ya que en las salidas los buques viajan en contra de la propagación de la onda de marea y la cruzan, encontrándose con la bajamar en algún momento del trayecto. El nivel de bajamar que encontrará el buque en las operaciones de salida está directamente relacionado con el nivel de bajamar en el puerto (punto de inicio de las operaciones de salida). Análogamente a las operaciones de entrada, se considera un rango de sincronización para las salidas desde 2 horas antes de la pleamar en el punto de comienzo de las entradas hasta dos horas después (PM-2 hasta PM+2), en intervalos de 0.5 horas.

2.3. Batimetría

Para poder obtener el nivel de agua total es necesario conocer la profundidad del río. El puerto ha aportado para el estudio datos batimétricos obtenidos durante campañas de medida realizadas de forma programada para el mantenimiento de la vía navegable. A partir de estos datos batimétricos se obtienen los perfiles de la sección del río a lo largo de los diferentes puntos kilométricos, en un total de casi 80 km del cauce.

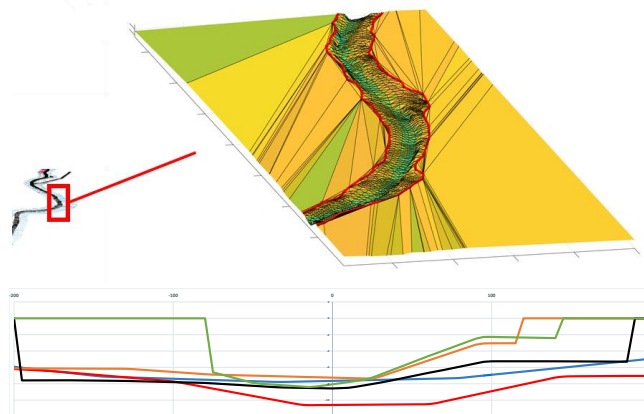


Fig. 2 Batimetría en 3D y ejemplos de secciones

2.4. Tipo de buque

La tipología del buque es un factor muy importante, dado que, en función de esta, tendrá unas formas más o menos llenas, lo cual afecta al squat que sufre. En el trabajo se clasifican los buques en tres tipos, atendiendo al coeficiente de bloque: crucero, portacontenedores y granelero. Tanto las tipologías como las dimensiones principales de los buques estudiados se han obtenido de datos de tráfico AIS aportados por el puerto, de manera que se obtuvieron las tipologías y dimensiones habituales.

Tabla 1. Tipología de buques estudiados y dimensiones principales

Tipo	Portacontenedor	Granelero	Crucero
Ltot (m)	145.0	169.4	198.2
Lpp (m)	134.0	160.0	179.5
B (m)	22.0	27.2	26.0
GM (m)	1.0	3.0	2.0
C _B	0.7	0.8	0.6

2.5. Velocidad de navegación

La velocidad de navegación es crucial en la simulación, ya que determina en que punto de la vía navegable se encuentra el buque en todo momento. Con la posición e instante temporal se obtienen tanto el nivel de agua como la corriente que actúa sobre el buque. La velocidad y la intensidad y dirección de la corriente son parámetros fundamentales para la obtención del squat sufrido por el buque. En función del nivel de agua la navegación se realiza con un perfil de velocidad diferente. Estos perfiles de velocidad se obtienen de los datos de tráfico AIS.

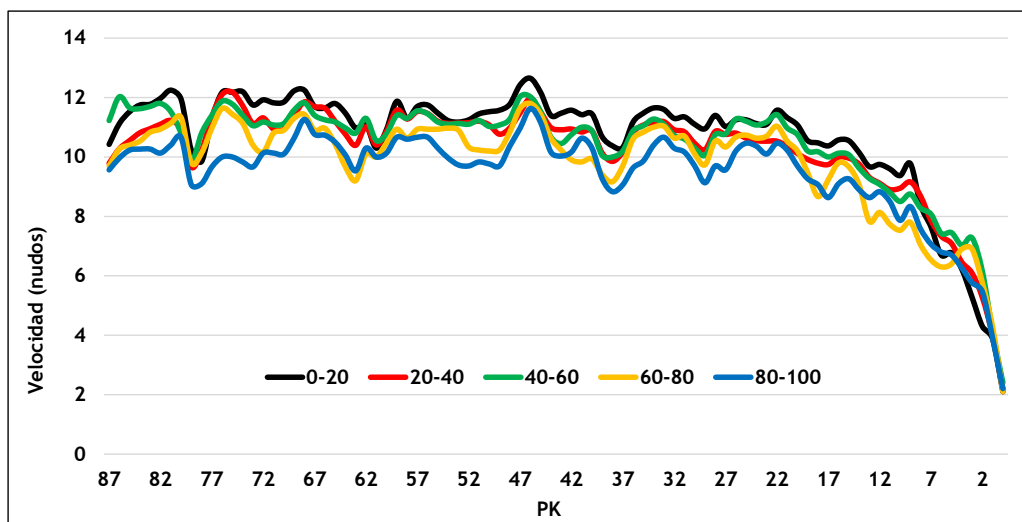


Fig. 3 Perfiles de velocidad de navegación según marea

2.6. Condiciones ambientales

El modelo de riesgo incluye las distribuciones de probabilidad para los diferentes agentes climáticos, incluyendo la distribución conjunta de viento y oleaje fuera del estuario, distribución del viento en el estuario y distribución del viento en la zona interior. Estas distribuciones se utilizan para generar condiciones ambientales aleatorias que se utilizan en las simulaciones de Monte Carlo.

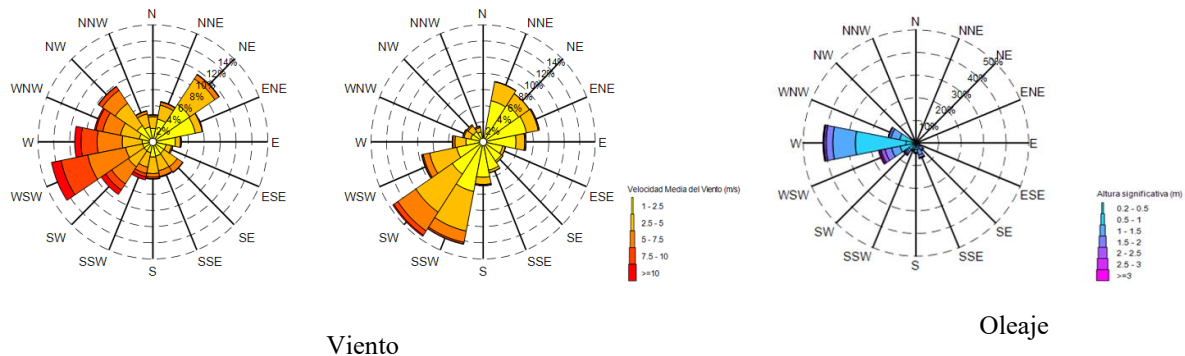


Fig. 4. Rosas de distribución de viento y oleaje

3. Estimación de squat

Para obtener una estimación de squat suficientemente precisa, se realizan cálculos mediante formulaciones empíricas y se comparan estos cálculos con resultados de simulaciones realizadas con un modelo numérico de paneles. Esta comparación de resultados aporta fiabilidad y calidad a las estimaciones empíricas. Los resultados del modelo numérico se toman como referencia para corregir los resultados de las formulaciones empíricas porque es un método de cálculo más fiable y menos conservador. Todos los cálculos se realizan para los tres tipos de buque indicados anteriormente.

3.1. Cálculos empíricos

Para el cálculo del squat mediante formulaciones empíricas, se han seguido los métodos empíricos descritos en el informe PIANC n°121-2014 “Harbour Approach Channels. Design Guidelines”. En este documento se recomiendan formulas empíricas para la predicción del squat, adecuadas para diversas tipologías de buques y de canales. Las diferentes formulaciones para la estimación del squat máximo descritas por PIANC que se analizan en el estudio son: Tuck (1966), Huuska/Guliev (1976), Barrass3 (2004), Römisch (1989) y Yoshimura (1986).

Tabla 2. Formulaciones de squat consideradas

Formulation	Type of channel			Restrictions						
	U	R	C	F_{nh}	C_B	B/T	h/T	h_T/h	L_{pp}/B	L_{pp}/T
Tuck	x	x	x	-	-	-	-	-	-	-
Huuska/Guliev	x	x	x	≤ 0.7	0.6-0.8	2.19-3.5	1.1-2.0	0.22-0.81	5.5-8.5	16.1-20.2
Barrass3	x	x	x	-	0.5-0.85	-	1.1-1.4	-	-	-
Yoshimura	x	x	x	-	0.55-0.8	2.5-5.5	≥ 1.2	-	3.7-6.0	-
Römisch	x	x	x	-	-	2.6	1.19-2.25	-	3.5-9	-

3.2. Cálculos numéricos

El software utilizado, basado en un método potencial de paneles, permite la obtención de las fuerzas y momentos que se generan sobre el buque en navegación a través de un canal restringido. De este modo, a partir de las fuerzas y momentos de interacción hidrodinámica entre el buque y el medio (batimetría, taludes, confinamientos, ...) es posible valorar las fuerzas de succión y repulsión en 3 dimensiones y por tanto el squat y trimado de buques condicionados al medio en el que navegan. El modelo tiene en cuenta las formas específicas de cada buque, en una determinada condición de carga, y permite el cálculo de las fuerzas y momentos de interacción hidrodinámica.

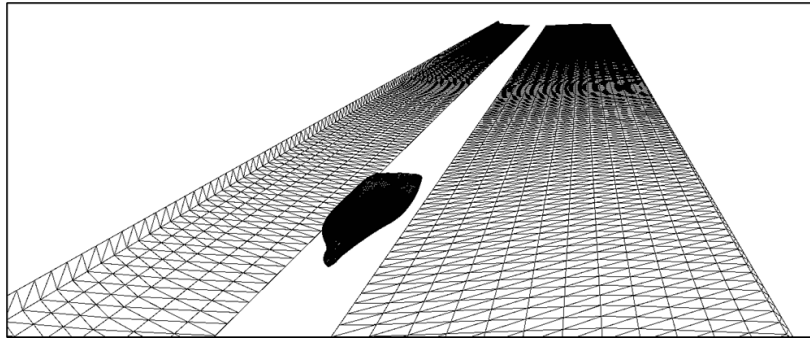


Fig. 5 Ejemplo de paneles de modelo numérico

3.3. Resultados

Se escogen cinco secciones tipo de la vía navegable para realizar la comparación entre cálculos empíricos y numéricos. Las secciones se escogen de manera que se cubran las tres tipologías genéricas de canal de navegación (U, R y C) y se analicen secciones tanto simétricas como asimétricas. Las figuras siguientes muestran la comparación de resultados obtenidos con formulación empírica y modelo numérico para las cinco secciones de estudio. En el eje de abscisas se encuentran la velocidad de navegación respecto al agua en nudos, la velocidad crítica en nudos, la relación h/T , y finalmente C_b .

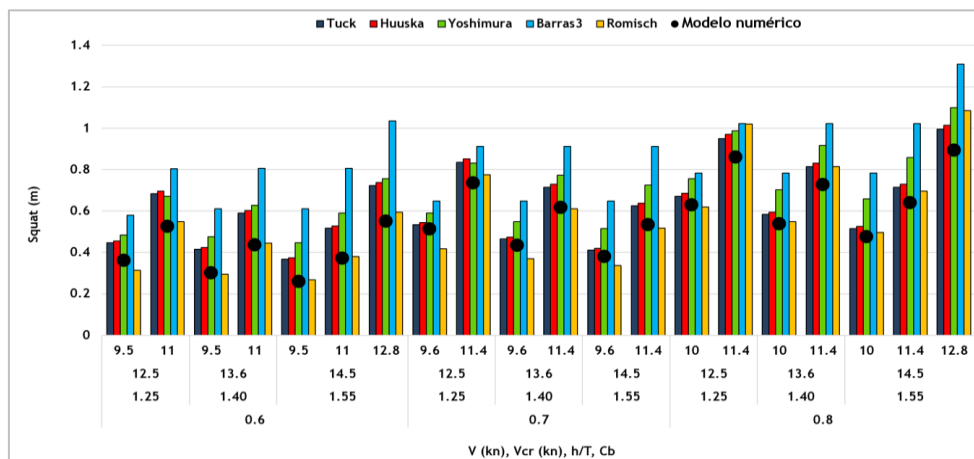


Fig. 6 Ejemplo de resultados de estimación de squat

Las formulaciones que mayor estabilidad presentan en cuanto a la desviación respecto a los cálculos numéricos son Tuck y Huuska/Guliev. Se propone utilizar la formulación de Huuska/Guliev, dado que es algo más simple que la de Tuck. Los resultados anteriores permiten obtener coeficientes correctores a utilizar para la formulación de Huuska en función de la sección y el tipo de buque de que se trate.

3.4. Medidas a bordo de un buque a escala real

Para validar el método de estimación de squat descrito, se realizaron medidas a escala real durante una navegación completa a bordo de un buque portacontenedores. La siguiente tabla muestra las características principales de la embarcación:

Tabla 3. Características principales del buque de medida

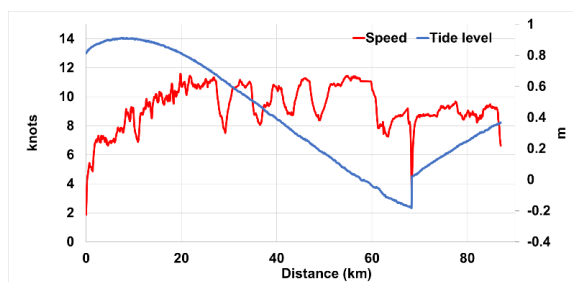
L_{TOT} (m)	137.5
L_{PP} (m)	126
B (m)	22
Calado (m)	6.7 popa; 6.4 proa

La instrumentación consistió en una unidad GPS con precisión RTK (2 cm) para posición lineal (en planta y vertical) y una unidad IMU para medida de ángulos. La siguiente figura muestra la instrumentación utilizada:

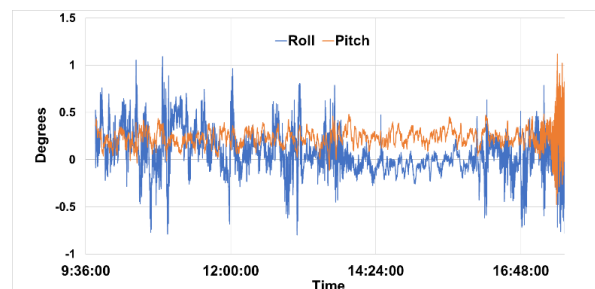


Fig. 7 Instrumentación de medida

Los siguientes gráficos muestran la velocidad registrada por GPS, el nivel de la marea durante la navegación, así como los ángulos de balance y cabeceo:



Velocidad y marea



Balance y cabeceo

Fig. 8 Velocidad, nivel de marea y ángulos durante la navegación

La maniobra incluía una parada intermedia en un tramo más profundo para dejar pasar la bajamar con seguridad, por lo que en el gráfico de la izquierda se puede encontrar un salto en el nivel de marea. El siguiente gráfico muestra la comparación del movimiento vertical registrado por GPS durante la navegación y la estimación de *squat*:

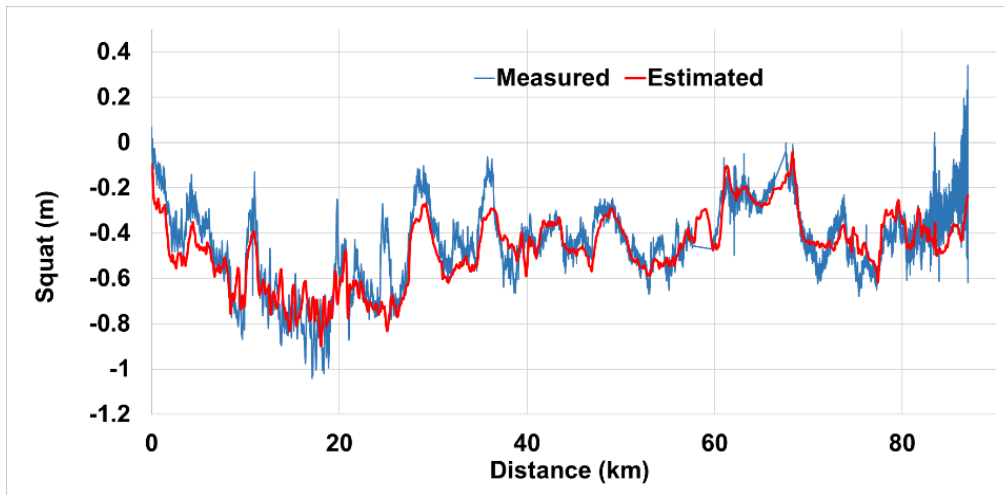


Fig. 9 Comparación de squat medido y registrado

El gráfico anterior muestra que el perfil de *squat* en general sigue el perfil de velocidad, tal y como se esperaba. Hay algunos tramos en los que la diferencia entre la medida y la estimación alcanza unos 0,2 m, pero en general la estimación se acerca mucho a la medida. Las estimaciones de riesgo se realizaron con una calibración de la estimación de *squat* basada en los datos anteriores.

4. Estimación de riesgo

4.1. Riesgo y probabilidad admisibles

El nivel de riesgo admisible se expresa mediante la probabilidad de que se produzca un fallo durante la vida útil de la instalación. La tabla siguiente muestra los niveles de riesgo admisibles en función de las consecuencias del fallo producido:

Tabla 4. Niveles de riesgo admisibles en función de las consecuencias producidas (ROM 3.1-99)

RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS		
Repercusión económica	Posibilidad de pérdidas humanas	
	REDUCIDA	ESPERABLE
BAJA	0.50	0.30
MEDIA	0.30	0.20
ALTA	0.25	0.15
RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL		
Repercusión económica	Posibilidad de pérdidas humanas	
	REDUCIDA	ESPERABLE
BAJA	0.20	0.15
MEDIA	0.15	0.10
ALTA	0.10	0.05

Teniendo en cuenta el tipo de operaciones que se llevan a cabo en el puerto considerado, se fija el nivel de riesgo admisible en 0.5 (bajo impacto económico en caso de varada en fondo blando junto con riesgo limitado de víctimas). Para obtener la probabilidad admisible de contacto con el fondo en un tránsito, es necesario establecer el período de retorno, o vida útil que se debe considerar en la aplicación del nivel de riesgo admisible. La tabla siguiente muestra los períodos de retorno recomendados en función del tipo de canal que se trate, el tipo de fondo y el nivel de riesgo de pérdidas humanas:

Tabla 5. Períodos de retorno recomendados en la evaluación de riesgos (PIANC 121 2014)

Tipo de canal	Tipo de fondo		
	Duro	Medio	Blando
Canal de navegación general	E1: 50	E1: 35	E1: 25
	E2: 250	E2: 150	E2: 100
	E3: 800	E3: 520	E3: 400
Canal de navegación de uso específico	E1: 35	E1: 25	E1: 15
	E2: 150	E2: 100	E2: 50
	E3: 500	E3: 350	E3: 250
E1= Riesgo bajo de pérdidas humanas y daños medioambientales			
E2= Riesgo medio de pérdidas humanas y daños medioambientales			
E3= Riesgo alto de pérdidas humanas y daños medioambientales			

En el caso del puerto analizado, el cauce de navegación es de tipo general, con fondo blando y bajo riesgo de pérdidas humanas y daños medioambientales (E1). Por tanto, el periodo de retorno recomendado es de 25 años. Como se indicó anteriormente, el nivel de riesgo está asociado a la probabilidad de que ocurra un accidente o fallo durante la vida útil completa, en este caso 25 años. La relación entre esta probabilidad general y la probabilidad de que ocurra un contacto con el fondo durante una operación individual se obtiene utilizando la distribución de Poisson a largo plazo:

$$P_{UKC} = 1 - \exp(-P_P \cdot N_Y \cdot Y_L) \quad (1)$$

Donde:

P_{UKC} Probabilidad de un fallo en el período de retorno considerado

Y_L Período de retorno

N_Y Número de operaciones al año

P_P Probabilidad de contacto durante una operación

Despejando P_P de la ecuación anterior se obtiene:

$$P_P = \frac{-\log(1 - P_{UKC})}{N_Y \cdot Y_L} \quad (2)$$

Expresión mediante la que se puede obtener la probabilidad máxima admisible para una operación. El análisis estadístico de datos AIS permite obtener un valor de probabilidad aceptable de 0.0001 ($1 \cdot 10^{-4}$).

4.2. Estimación de la probabilidad de fallo

Para obtener la probabilidad de contacto con el fondo debido al movimiento vertical en un tránsito concreto, se utiliza el método probabilístico mediante simulaciones de Monte Carlo. En este método se define una función de fallo, la cual depende de una serie de variables que tienen cierta variabilidad aleatoria. Conocido el comportamiento de esa aleatoriedad de las variables, se realiza una serie de simulaciones para la función de fallo introduciendo valores aleatorios en las variables en base a sus funciones de distribución de probabilidad conocidas. En este caso, se consideran dos modos de fallo, por lo que se definen dos funciones de fallo: fallo por UKC y fallo por maniobra (navegar fuera del canal).

La función de fallo por UKC (contacto con el fondo por movimiento vertical) utilizada se define de la siguiente manera:

$$\overline{UKC(PK, 1 \dots N)} = \overline{H(PK, 1 \dots N)} + \overline{TL(PK, 1 \dots N)} - \overline{T(PK, 1 \dots N)} - \overline{Sq(PK, 1 \dots N)} - \overline{HEE(PK, 1 \dots N)} \quad (3)$$

Donde,

$\overline{UKC(PK, 1 \dots N)}$	=	Resguardo bajo quilla, en m
$\overline{H(PK, 1 \dots N)}$	=	Profundidad de la vía de navegación, en m
$\overline{TL(PK, 1 \dots N)}$	=	Nivel de marea, en m
$\overline{T(PK, 1 \dots N)}$	=	Calado del buque, en m
$\overline{Sq(PK, 1 \dots N)}$	=	Squat, en m
$\overline{HEE(PK, 1 \dots N)}$	=	Efectos de condiciones ambientales y cambios de rumbo
PK	=	Distancia (km)
N	=	Número de simulaciones aleatorias

Esta función de fallo (UKC) depende de cinco variables principales (H, TL, T, Sq y HEE), que a su vez son función de otras variables. Estas variables tendrán una distribución estadística que debe ser definida para realizar las simulaciones aleatorias del método Monte Carlo.

La función de fallo por maniobra (varada por exceder el ancho de navegación disponible) se define como sigue:

$$\overline{WC(PK, 1 \dots N)} = \overline{AW(PK, 1 \dots N)} - \overline{OW(PK, 1 \dots N)} \quad (4)$$

Donde,

$\overline{WC(PK, 1 \dots N)}$	=	Ancho de resguardo, en m
$\overline{AW(PK, 1 \dots N)}$	=	Ancho disponible, en m
$\overline{OW(PK, 1 \dots N)}$	=	Ancho ocupado, en m
PK	=	Distancia (km)
N	=	Número de simulaciones aleatorias

El ancho disponible $\overline{AW(PK, 1 \dots N)}$ incluye el efecto de la aleatoriedad de todas las variables del modo de fallo UKC, por lo tanto esta variable depende de las variables del modo de fallo UKC.

Por otra parte, la anchura ocupada $\overline{OW(PK, 1 \dots N)}$ depende de las variables ambientales, velocidad de navegación y variables de maniobrabilidad del buque. La influencia de las variables de maniobrabilidad se obtiene mediante cálculos previos aplicando el software de maniobra de piloto automático SHIPMA. Estos cálculos fueron calibrados además con maniobras realizadas en el Simulador en Tiempo Real de SIPORT21. La siguiente figura ilustra las definiciones de ambas funciones de fallo. Se puede apreciar el ancho disponible y UKC en dos tramos del río para el punto más bajo del barco durante la navegación.

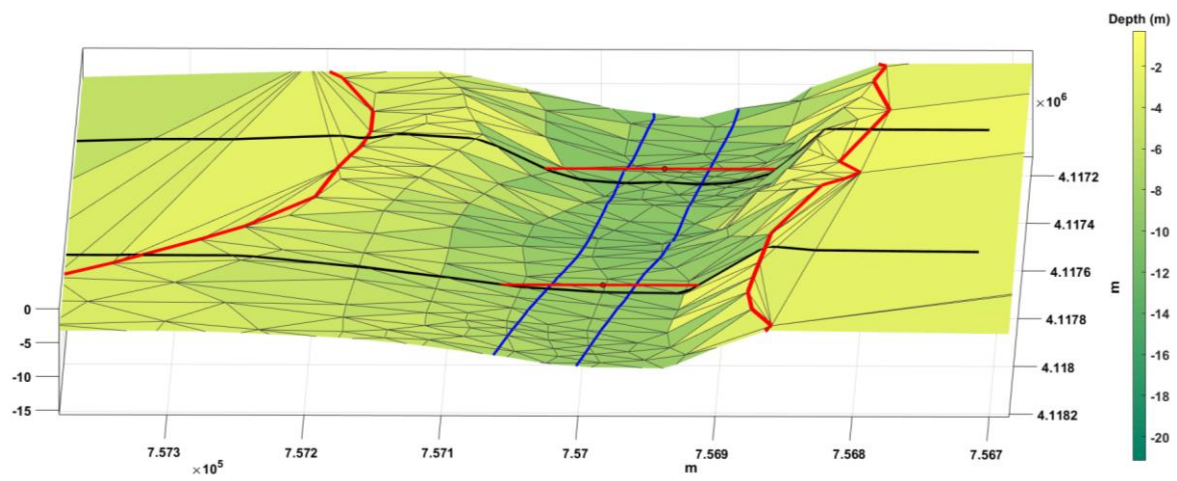


Fig. 10 Ejemplo de UKC y anchos disponibles durante la navegación

5. Resultados

Se realizaron simulaciones de navegación variando la sincronización con la marea, desde 2 horas antes de la pleamar/bajamar (PM-2) al inicio de la maniobra, hasta 2 horas después de la pleamar/bajamar (PM+2). Esto permite evaluar las ventanas operativas. Las siguientes figuras muestran diferentes trayectorias de barcos sobre la ola de marea, dependiendo de la sincronización con la marea alta (el rojo indica nivel de agua alto, el azul indica nivel de agua bajo).

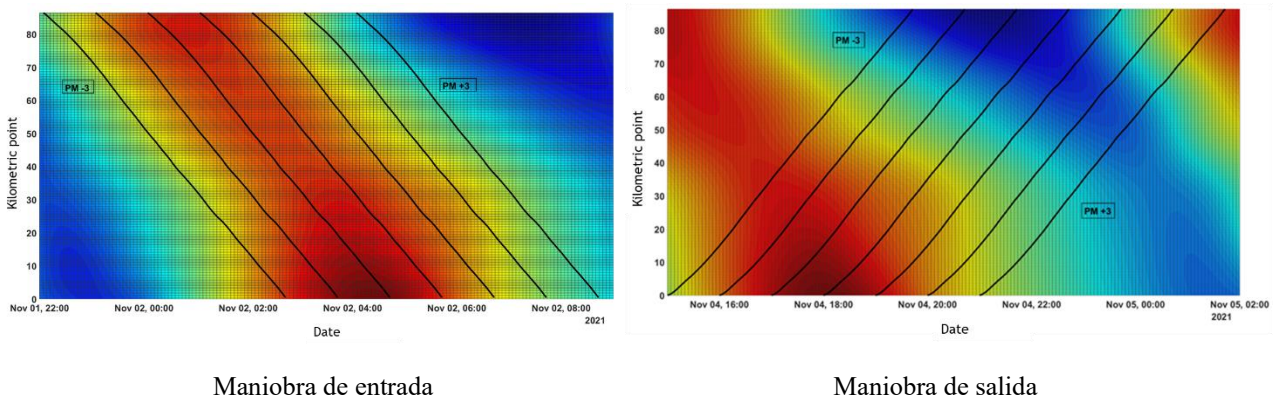


Fig. 11 Ejemplo de trayectorias sobre la onda de marea

El modelo obtiene la probabilidad de fallo para cada caso considerado (buque, rango de marea y sincronización) y evalúa el calado máximo con el que es recomendable realizar la operación respetando el nivel de riesgo máximo establecido. Para aceptar un calado como viable, se toma como criterio disponer de una duración de ventana de marea de al menos 1 hora. Como ejemplo, la siguiente tabla muestra los resultados de calado máximo en las operaciones de entrada. Los casos en los que la probabilidad es inferior al límite se destacan en verde y en rojo si la probabilidad es superior (riesgo excesivo).

Tabla 6. Resultados de probabilidad en operaciones de entrada

Buque	Calado (m)	Excedencia (%)	PM-2	PM-1.5	PM-1	PM-0.5	PM0	PM+0.5	PM+1	PM+1.5
Portacontenedor	7.0	100-81	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.1	80-61	>1E-4	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.2	60-41	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.3	40-21	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.4	20-0	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4
Granelero	7.0	100-81	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.1	80-61	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.2	60-41	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.3	40-21	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.4	20-0	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4	>1E-4
Crucero	7.0	100-81	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.1	80-61	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4
	7.2	60-41	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4
	7.3	40-21	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4
	7.4	20-0	>1E-4	>1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	<1E-4	>1E-4	>1E-4

Estos resultados permiten detectar las combinaciones seguras de tipo de buque-calado-escalón de marea y la planificación más adecuada de las maniobras (cuándo iniciar la maniobra para mantener seguros los márgenes UKC).

6. Conclusiones

Mediante la metodología desarrollada se obtienen, entre otros, los siguientes datos acerca de las operaciones:

- Probabilidades máximas admisibles de contacto con el fondo para cada tipo de operación
- Probabilidad de contacto con el fondo para la operación de entrada o salida de un buque concreto
- Ventanas de operatividad
- Niveles de agua a lo largo de la vía navegable
- Squat sufrido por los buques a lo largo de la vía navegable
- UKC disponible a lo largo de la vía navegable
- Puntos kilométricos en los que se produce contacto (zonas críticas)

Toda esta información permite establecer de forma precisa los calados máximos de acceso y salida en función del nivel de marea presente.

Para ello, es necesario en primer lugar disponer de una herramienta de predicción de la propagación de la onda de marea a lo largo de la vía navegable. El puerto considerado dispone de este tipo de herramienta, validada mediante medidas de niveles de agua y corriente. También es necesario disponer de una estimación de squat con la precisión adecuada, validada con medidas de campo a bordo de los buques durante las operaciones.

Por otra parte, en canales de acceso con fondos blandos y cambiantes, como el caso del puerto objeto de estudio, un conocimiento preciso y actualizado de la batimetría del canal de navegación permite optimizar los calados máximos de acceso y salida, pudiendo disponer de estos calados de forma actualizada en caso de contar con nuevos datos batimétricos de forma periódica.

Por último, la metodología también aporta información sobre las zonas problemáticas, lo que supone una ayuda importante en las labores de mantenimiento de la vía navegable.

Referencias

PIANC (1997). *Approach Channels. A Guide for Design*

PIANC (2014). *Harbour Approach Channels Design Guidelines*.

PUERTOS DEL ESTADO (2000). *ROM 3.1-99 Proyecto de la Configuración Marítima de los Puertos; Canales de Acceso y Áreas de Flotación*.

- BRIGGS, M., DEBAILLON, P. (2014). Comparisons of PIANC and numerical ship squat predictions for rivers Elbe and Weser. *Nautical Aspects of Ship Dynamics, 3rd Squat-WorkshopAt: Elsflath, Germany*. 133-154
- HARKIN, A., HARKIN, J., SUHR, J. TREE, M., HIBBERD, W., MORTENSEN, S. (2018). Validation of a 3d underkeel clearance model with full scale measurements. *Proceedings of the 34th PIANC World Congress*. 74-93
- VERWILLIGEN, J., MARC MANSUY, M, VANTORRE, M., ELOOT, K. (2018). Full-scale measurements to assess squat and vertical motions in exposed shallow water. *Proceedings of the 34th PIANC World Congress*. 620-639
- ALBERS, T., REITER B, TREUEL, F. (2018). Measurement and Analysis of Ship's Squat on the River Elbe, Germany.

Metodología y Optimización estadística de datos de viento en la Duna Costera de Valdevaqueros para ecuación de transferencia

Methodology and Statistical Optimization of data wind in Coastal Dune of Valdevaqueros for a transfer equation

Félix P. Martínez-García^a, Antonio Contreras-de-Villar^b, Gregorio Gómez-Pina^b y Juan J. Muñoz-Perez^a

^aDpto. de Física Aplicada, Universidad de Cádiz, España, felix.martinezgarcia@alum.uca.es

^bDpto. Ingeniería Industrial y Civil, Universidad de Cádiz, España, antonio.contreras@uca

^bDpto. Ingeniería Industrial y Civil, Universidad de Cádiz, España, gregorio.gomez@uca.es

^aDpto. de Física Aplicada, Universidad de Cádiz, España, juanjose.munoz@uca.es

Abstract

The coastal dune of Valdevaqueros (Cádiz) is a geomorphological system whose granulometric features make continuous movement possible, especially with a unidirectional easterly wind (E). The maximum measured distance is about 1 m per day in this kind of wind. In general, the global circulation models (GCM) have been developed broadly. However, the local wind forecast is still an issue not solved. It is necessary a transfer equation based on local data which can be developed without hard surveys. This equation could be found with different statistical methods and the wind profile theory. It intends to develop a methodology to optimize the achievement of a transfer equation for local winds. In this article, the necessary steps have been taken achieve a wind transfer equation in the near future for Valdevaqueros Coastal Dune from time series data of the near meteorological station located in Tarifa.

Keywords: *Statistical Downscaling, Short Term Prediction, Simulation Regional, Transfer equation, wind profile.*

Resumen

La duna litoral de Valdevaqueros (Cádiz) es un sistema geomorfológico cuyas características granulométricas hacen posible un movimiento continuo, especialmente con viento unidireccional de levante (E). La distancia máxima medida es de aproximadamente 1 m por día con este tipo de viento. En general, los modelos de circulación global (GCM) se han desarrollado ampliamente. Sin embargo, la previsión del viento local sigue siendo un tema no resuelto. Es necesaria una ecuación de transferencia basada en datos locales que se pueda desarrollar sin duras campañas. Esta ecuación podría ser encontrada con diferentes métodos estadísticos y la teoría del perfil del viento. Se pretende desarrollar una metodología para optimizar la consecución de una ecuación de transferencia para vientos locales. En este artículo, se han dado los pasos, para que en un futuro cercano, sea posible la obtención de una ecuación de transferencia para la Duna Litoral de Valdevaqueros a partir de datos de series temporales de la estación meteorológica cercana situada en Tarifa.

Palabras clave: *Reducción de escala estadística, predicción a corto plazo, simulación regional, ecuación de transferencia, perfil de viento.*

1. Introducción

La duna de Valdevaqueros (Cádiz) es un sistema geomorfológico en movimiento, patente de ello son los intentos de contener su avance (Fages-Antiñolo et al., 2007), que evidencia el comportamiento de la duna ante un viento unidireccional de levante (componente E). En este sentido, Sierra et al. (2004), ya evaluaron su avance que puede ser de hasta 1 m/día. La duna se encuentra en uno de los puntos más ventosos de Europa, donde la frecuente aparición de fuertes vientos del este ha generado una duna de gran movilidad (Navarro et al., 2015). Se producen altas tasas de migración de arena en la duna debido a que el setenta por ciento del viento supera la velocidad umbral para los sedimentos. Las condiciones climáticas son especiales para esta zona (Pérez & Molina, 2009), principalmente por la larga línea de costa (más de cuarenta kilómetros) y la cala existente antes de llegar a la duna. Los sedimentos arrastrados por el viento están compuestos principalmente por cuarzo. Son materiales bien graduados con grano de arena promedio de 0.3 mm (Navarro et al., 2015; Muñoz-Perez et al., 2009). Diversos autores han estudiado la granulometría de la duna y de la playa que la alimenta mediante el transporte eólico (Bernabeu et al., 2001; Gómez-Pina et al., 2007; Pranzini et al., 2018; Pouillet et al., 2019; Contreras et al., 2019) así como los parámetros de sus granos para el inicio del movimiento (Lopez-García et al., 2021). En todos estos estudios, el parámetro fundamental que marca el movimiento dunar es el viento a escala local. Incluso fuera del ámbito de la duna de Valdevaqueros y en aplicaciones directas para nivelación o regeneración de playas (Contreras-De-villar et al., 2021) el papel del viento es sumamente importante. De forma general, ha habido grandes desarrollos en los modelos de circulación global (GCM) (Huebener and Kerschgens 2007), pero el pronóstico del viento a escala local es un problema que no se ha resuelto por completo. Se necesita una ecuación de transferencia de viento basada en datos a escala local (Martinez-García, Contreras-De-villar, and Muñoz-Perez 2021). El objetivo de este trabajo es establecer una metodología para optimizar el desarrollo y consecución de dicha ecuación.

2. Materiales y métodos

La metodología se basa en la comparación de las series temporales de viento en la estación meteorológica de Tarifa (Cádiz) con los registros de una campaña efectuada en el año 2012 en la Duna de Valdevaqueros (Cádiz), distante de la estación meteorológica 10 km aproximadamente. La Figura 1 muestra la posición relativa de ambas localizaciones.

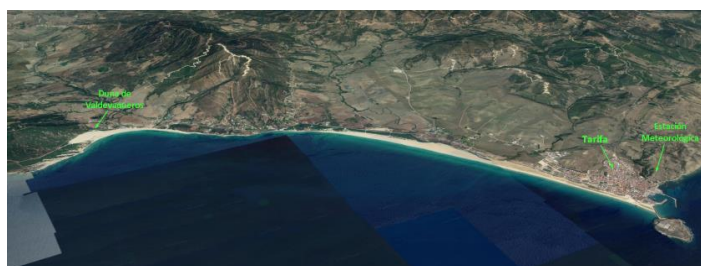


Fig. 1 Localización Duna de Valdevaqueros y Tarifa. Fuente: Google Earth

La investigación se basa en extraer correspondencias entre ambos puntos analizando módulos de velocidad (celeridades) y dirección. Mediante regresión estadística, se establecen las directrices necesarias para la optimización de los datos registrados in situ y adaptarlos para lograr una ecuación de transferencia de viento entre la estación de Tarifa y la Duna.

Los datos de viento en la Duna proceden de un sondeo realizado en 2012, en los meses de marzo y octubre, en la cara de barlovento de la misma, a la elevación 1.50 m sobre el nivel medio del mar, prácticamente en la línea de costa. Sobre un mástil se colocaron anemómetros a las alturas de 0.25 m., 0.50 m., 1.00 y 4.00 m sobre el nivel del terreno. De esta campaña se extrajo una ingente cantidad de datos para cada una de las alturas, con registros de celeridad y dirección cada minuto. La tabla 1 se muestra un extracto de los datos para una de las alturas. No se incluyen la totalidad de los mismo con el fin de no perturbar el objeto del artículo. Pero en el desarrollo de la

investigación, se han tenido en cuenta todos los datos registrados. Para el tratamiento y procesado de los mismos se ha usado el software comercial de estadística Statgraphics 19.

Tabla 1. Extracto de datos brutos registrado por uno de los anemómetros ($h=0,25m$) en marzo de 2012 en la duna

2012 CAMPAÑA DE VALDEVAQUEROS						
Marzo-2012						
Nº de orden	Altura del anemómetro:	0.25 m. V (km/h)	0.50 m. V (km/h)	1.00 m. V (km/h)	4.00 m. V (km/h)	Direction (°)
	Fecha/hora	Registro	Registro	Registro	Registro	Registro
...
717	07.03.2012 14:43:00	10.25	19.1	12.53	2.69	26.91
718	07.03.2012 14:44:00	10.49	15.08	18.65	2.69	39.04
719	07.03.2012 14:45:00	10.18	17.57	18.57	2.72	33.98
720	07.03.2012 14:46:00	9.47	13.24	19.14	2.67	350.88
721	07.03.2012 14:47:00	10.58	16.36	14.63	2.68	20.18
722	07.03.2012 14:48:00	11.35	15.48	17.25	2.68	70.34
723	07.03.2012 14:49:00	9.74	13.58	17.44	2.69	114.05
724	07.03.2012 14:50:00	10.6	16.6	15.98	2.7	113.71
725	07.03.2012 14:51:00	11.74	18.42	16.52	2.68	97.43
726	07.03.2012 14:52:00	10.11	15.04	19.74	2.7	146.62
727	07.03.2012 14:53:00	9.92	14.93	18.3	2.71	343.38
728	07.03.2012 14:54:00	10.75	16.62	14.47	2.75	17.22
729	07.03.2012 14:55:00	13.37	20.63	22	2.71	56.63
730	07.03.2012 14:56:00	9.83	16.12	17.09	2.69	18.09
....

Los datos de viento en Tarifa proceden de la estación meteorológica situada en un promontorio sobre el puerto, con una elevación de 32 m sobre el nivel medio del mar. Los registros extraídos fueron para las mismas fechas que los medidos en la duna. La estación, actualmente en funcionamiento, está gestionada por la Agencia Española de Meteorología (AEMET-www.aemet.es). Los datos de viento de la estación se toman en lapsos de 10 minutos para los valores medios. De igual forma, en la Tabla 2, se incluye un pequeño extracto de los datos de la estación de Tarifa.

Tabla 2. Extracto de datos registrado por la estación de Tarifa en marzo de 2012

Año	Mes	Día	Hora	Minuto	Velocidad (km/h)	Direccion (°)
....
2012	3	7	14	20	6.00	107.00
2012	3	7	14	30	5.90	109.00
2012	3	7	14	40	6.80	115.00
2012	3	7	14	50	6.90	116.00
2012	3	7	15	0	6.80	116.00
2012	3	7	15	10	6.60	116.00
2012	3	7	15	20	6.40	115.00
2012	3	7	15	30	6.70	116.00
2012	3	7	15	40	7.20	116.00
2012	3	7	15	50	7.40	116.00
2012	3	7	16	0	7.20	116.00

2012	3	7	16	10	7.50	116.00
2012	3	7	16	20	8.40	116.00
2012	3	7	16	30	7.80	116.00
2012	3	7	16	40	8.20	116.00
....

Una vez los datos fueron ordenados adecuadamente para poder ser comparados, se establecen las pautas necesarias mediante regresión estadística, para conseguir una ecuación de transferencia entre la estación de Tarifa y la duna. Este tipo de metodología podría ajustarse a otros casos similares si no hay interferencia atmosférica (Cheng et al., 2019), ya que su aplicación encajará mejor para lugares con elevaciones menores a 100 metros sobre el nivel medio del mar según Barcons et al.(2018).

Por tanto, el objetivo final de la metodología se dirige a conseguir la relación entre los valores de celeridad y las direcciones de viento entre la duna costera de Valdevaqueros y la estación meteorológica de Tarifa.

Para ello, el primer paso consistió en evaluar el nivel de correspondencia entre ambas muestras de datos. La cuestión era cómo verificar si había alguna relación y en su caso, cómo compararlas. Las herramientas usadas debían estar apoyadas y contrastadas por teorías validadas sobre vientos y comprobaciones matemáticas. En este sentido, se utilizó el perfil de viento exponencial para comprobar qué medidas a diferentes alturas en la duna, poseían el mayor grado de correspondencia con los datos de la estación de Tarifa. Para ello, se recurrió a la ecuación del perfil de viento. Se comprobaron tanto la versión exponencial como la logarítmica. A pesar de que el perfil logarítmico también se ajustó bien, el perfil de viento exponencial superó con mayor precisión y una mejor correlación para esta ubicación. La expresión utilizada para el perfil de viento exponencial (Bañuelos-Ruedas et al., 2010) fue la ecuación 1, frecuentemente llamada ecuación de la ley de potencia de Hellman (Gunda et al., 2021) :

$$V_z = V_{ref} \frac{Z}{Z_{ref}}^\alpha \quad (1)$$

donde V_z es la velocidad desconocida en la elevación conocida Z , V_{ref} es la velocidad de referencia en la elevación conocida Z_{ref} y α es el coeficiente de cizalladura del viento para un área determinada. El valor del coeficiente α se toma como 0,14 de acuerdo con Bañuelos et al. (2010).

Los valores utilizados en la ecuación 1 fueron:

- Z_{ref} : elevación de la línea de costa donde se instaló el anemómetro. 1.00 m.
- Z : Altura de los diferentes anemómetros en el mástil (0.25,0.50, 1.00 y 4.00m)
- V_{ref} : Velocidad medida a diferentes alturas.

La aplicación de esta ecuación tenía por objeto verificar cuál es la altura de los anemómetros colocados en la duna que más se ajusten al perfil de viento. Los datos que presenten una mayor correspondencia con este perfil serán los usados para compararlos con los de Tarifa. La aplicación del perfil de viento es totalmente válida dado que la altitud es inferior a 100 m y no existen accidentes topográficos importantes (Guevara Díaz, 2013). En la Tabla 3 se muestran las correlaciones obtenidas para los diferentes anemómetros con el perfil de viento.

Tabla 3. Coeficientes de Correlación y determinación entre los diferentes anemómetros y el perfil de viento

$V_{ref} = V_{0.25}$			$V_{ref} = V_{0.50}$			$V_{ref} = V_{1.00}$			$V_{ref} = V_{4.00}$		
V_z	R	R² (%)	V_z	R	R² (%)	V_z	R	R² (%)	V_z	R	R² (%)
$V_{0.5}$	0.977	95.57	$V_{0.25}$	0.977	95.58	$V_{0.25}$	0.912	83.21	$V_{0.25}$	0.947	89.82
$V_{1.00}$	0.886	78.64	$V_{1.00}$	0.932	87.04	$V_{0.50}$	0.903	81.67	$V_{0.50}$	0.971	94.46
$V_{4.00}$	0.972	94.65	$V_{4.00}$	0.984	96.95	$V_{4.00}$	0.928	86.20	$V_{1.00}$	0.973	94.79

La Tabla 3 refleja que las velocidades medidas a los 4 m de altura son las que más se ajustan a los valores obtenidos por la ecuación de Hellman. La regresión estadística indica que las medidas a esta altura dan los mejores resultados en ambos casos, tanto cuando se considera como una velocidad de referencia como cuando se calcula como una velocidad desconocida. Los datos de correspondencia nos llevaron directamente a considerar que para la obtención de la ecuación de transferencia deben usarse los registros del anemómetro colocado a 4 m de altura en la duna. Este es el primer paso para optimizar los predictandos seleccionados de la campaña en la duna. Por tanto, la primera fase de la metodología propuesta es comparar y analizar estadísticamente el perfil del viento con las velocidades medidas en el sitio donde se quieren pronosticar (duna de Valdevaqueros en nuestro estudio).

Las Figura 2 compara los gráficos de densidad (distribución de los datos en un periodo continuo) de las celeridades de viento en ambos lugares.

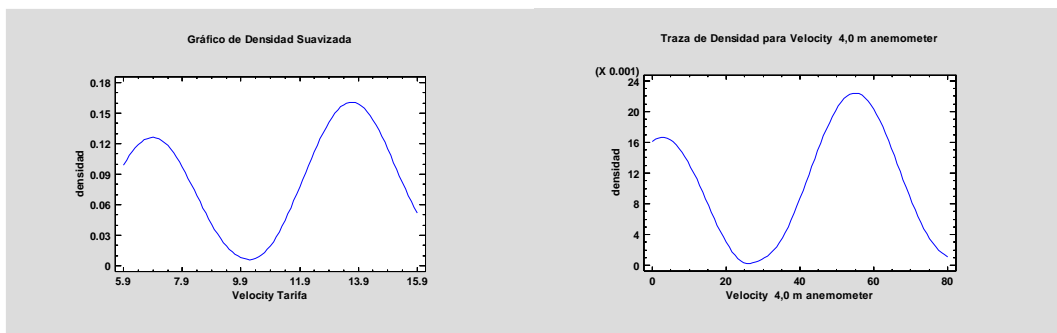


Fig. 2 Comparativos de gráficos de densidad para velocidades en ambas localizaciones

De forma resumida, se ha observado que la dirección predominante en Tarifa es Estesudeste con algunas variaciones de vientos en torno al Norte y Oeste, pero apenas representan alrededor del 20 por ciento de todos los datos históricos. En el caso de las direcciones medidas en Valdevaqueros, se aprecia una mayor variabilidad que la Estación de Tarifa, aunque, a pesar de no existir una dirección predominante, el Este y el Sur son los más representativos en conjunto. La figura 3 refleja la aleatoriedad en las direcciones medidas en la duna costera y su comparativa respecto a la estación meteorológica de Tarifa.

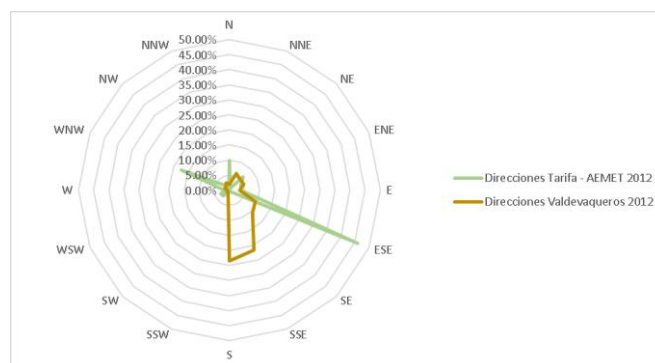


Fig. 3 Comparativa Rosa de Vientos en ambos enclaves

La figura 4 muestra la variación entre las direcciones medidas en ambos lugares y su evolución desde Tarifa con dirección predominante ESE hasta llegar a Valdevaqueros convertida en dirección sur prácticamente.

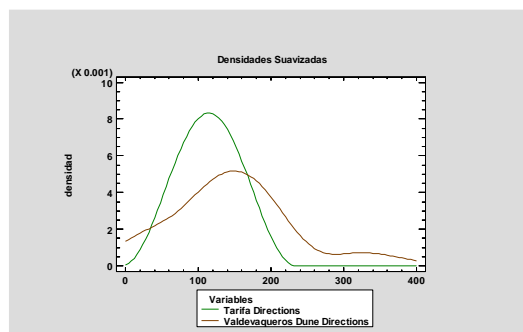


Fig. 4 Gráfico de densidades suavizadas para valores de direcciones en ambas localizaciones

El método usado para correlacionar las celeridades de viento fue el downscaling estadístico, en su modalidad de ajuste por regresión. Una vez halladas las ecuaciones de transferencia, se realizaron los tests y pruebas de bondad de ajuste que nos permitieran verificar las ecuaciones obtenidas. El mismo proceso se siguió para las direcciones.

3. Resultados

Después aplicar la metodología expuesta anteriormente, se hallaron dos ecuaciones de transferencia en la duna, una para direcciones y otra para celeridades. Estas funciones establecen la relación entre las velocidades y la dirección de los vientos medidos en Valdevaqueros y Tarifa. Se ha aplicado la técnica de downscaling estadístico, en particular, la reducción de escala basada en la regresión estadística a partir de series temporales (Hewitson et al., 2014). Los resultados se exponen en dos subapartados, uno para las celeridades y otro para las direcciones.

3.1. Ecuación de transferencia para celeridades de viento

Se desarrolló un proceso de regresión estadística basado en la regresión y se realizaron las pruebas y test de bondad necesarios en la comparación entre muestras. Los estadísticos usados para el encaje de la regresión fueron el coeficiente de correlación (R) y el de determinación (R^2).

El primer paso fue comprobar la diferencia entre muestras e identificar si pertenecen a la misma población. En este caso, se elige la prueba de Kruskal-Wallis (Ostertagová et al., 2014) debido a que las muestras podrían mostrar valores atípicos para valores extremos. El test de Kruskal-Wallis contrasta la hipótesis nula de que las medianas para las velocidades medidas por el anemómetro colocado a 4 m y las medidas en Tarifa son las mismas. Se establecen un serie niveles y los datos de todos los niveles se combinan primero y se clasifican de menor a mayor. Posteriormente se calcula el rango promedio para los datos en cada nivel. Para esta prueba, el valor P obtenido (0,23) es mayor que 0.05, por tanto, no existe una diferencia estadísticamente significativa entre las medianas al 95.00% de nivel de confianza. Además, se realizó, para una doble verificación, la prueba de Mann-Whitney (Wilcoxon) obteniendo la misma conclusión. La tabla 4 muestra los resultados de la prueba de Mann-Whitney.

Tabla 4. Coeficientes de Correlación y determinación entre los diferentes anemómetros y el perfil de viento

Test	Hipótesis Nula	Hipótesis alternativa	Estadístico: W	P-valor	Conclusión
Mann-Whitney (Wilcoxon) W-test para comparar medianas	Mediana 1 = Mediana 2	Mediana 1 \neq Mediana 2	372.0	0.182	No se rechaza la hipótesis nula para un nivel de significación (α) de 0.05.

A continuación se analizaron estadísticamente las muestras y ajustó el tipo de regresión para finalmente obtener las ecuaciones. Para las celeridades, el tipo de ajuste fue mediante regresión lineal. La correspondencia global, según las pruebas estadísticas realizadas, era del 98%. Esto demuestra que la metodología nos permite obtener una expresión matemática de alta precisión, pero en un proceso de ajuste posterior, la ecuación se podría discriminar para valores medios y extremos. Aunque se observó que no perturbaban los resultados, en una investigación posterior podían analizarse por separado y verificar la precisión respecto a este primer encaje.

Adicionalmente, la ecuación de transferencia obtenida para predecir las celeridades del viento en la duna de Valdevaqueros a partir de la estación meteorológica de Tarifa, está basada en un modelo logaritmo de Y-Raíz cuadrada de X: $Y = e^{(a + b*\sqrt{x})}$. La ecuación para las celeridades de viento obtenida viene expresada por la Ecuación 2.

$$V_v = e^{(-6.09+2.71*\sqrt{V_t})} \quad (2)$$

Donde V_v son los predictores de la velocidad en km/h en la Duna, y V_t a los predictandos en km/h (valores medidos en la estación meteorológica de Tarifa). La Tabla 5 muestra los resultados del encaje de los parámetros de la ecuación

Tabla 5. Encaje de coeficientes para ecuación de transferencia de celeridades

Parámetro	Estimación Mínimos Cuadrados	Error estándar	Estadístico t	P-Valor
a	-6.09	0.35	-17.35	0.002
b	2.71	0.11	25.66	0.0017

La función de celeridades se ajustó bien a los vientos diurnos y nocturnos, independientemente de los valores extremos. Esta característica se debe a que no hay una influencia significativa del terreno y hay una línea de costa clara desde Valdevaqueros hasta Tarifa y por tanto se cumplen la hipótesis para la aplicación del perfil de viento (Pérez & Molina, 2009).

Utilizando el software estadístico Statgraphics 19, se han llevado a cabo los puntos anteriores así como un análisis de la varianza (ANOVA). Los resultados están reflejados en la Tabla 6:

Tabla 6. Análisis de la varianza para encaje de celeridades

Fuentes	Suma de Cuadrados	Cuadrado Medio	Razón F	P-valor
Modelo	62.95	62.95	658.30	0.0021
Residual	2.67	0.095		
Total (Corr.)	65.63			

El valor P en la tabla ANOVA es inferior a 0.05, por tanto, existe una relación estadísticamente significativa entre las velocidades medidas por el anemómetro situado a 4,0 m y las velocidades registradas en Tarifa, con un nivel de confianza del 95,0 %. La Figura 5 muestra el ajuste de la ecuación de las celeridades con los límites del intervalo de confianza indicado.

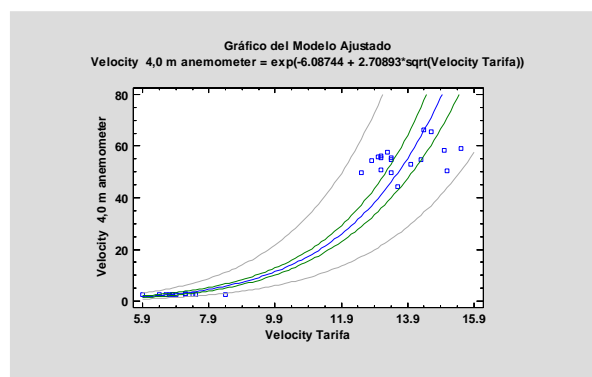


Fig. 5 Gráfico de la ecuación de transferencia para las celeridades ajustada con intervalo de confianza

A modo de resumen, en la tabla 7 se indican los resultados del análisis de los modelos a partir de los coeficientes de correlación y de determinación:

Tabla 7. Comparación de los modelos de regresión para las celeridades

Modelo	Correlación (R)	Determinación (R ²)
Logaritmo-Y raíz cuadrada-X	0.98	95.92%
Multiplicativo	0.98	95.91%
Raíz cuadrada doble	0.98	95.85%
Raíz cuadrada-Y logaritmo-X	0.98	95.74%
Raíz cuadrada de-Y	0.98	95.57%

Como puede apreciarse en la tabla anterior, se consigue un alto valor de correlación para diferentes modelos. Estos niveles de correlación fueron obtenidos gracias a inclusión en la investigación del perfil de viento. El análisis de los residuos a continuación nos indica que el ajuste es bastante acertado, pero en futuras investigaciones, quizá podría optarse por un modelo dentro de los indicados donde la ecuación obtenida sea todavía más simple y se reduzca a un solo parámetro, cuyo sentido físico esté relacionado con las características físicas y meteorológicas del área estudiada. El estadístico R² indica que el modelo ajustado explica el 95,92% de la variabilidad en la velocidad medida en el anemómetro a 4,0 m. El coeficiente de correlación es igual a 0,98, lo que indica una fuerte relación entre las variables. El error estándar de la estimación muestra que la desviación estándar de los residuos es 0.31. El error absoluto medio (MAE) de 0,23 es el valor medio de los residuos

Finalmente, se realiza el estudio de los valores predichos frente a los reales y los residuos (diferencia entre ambos). La Figura 6 muestra la distribución de los residuos según los valores predichos. En esta figura, podemos observar que hay algunos valores extremos que podrían ajustarse mejor en una función de transferencia separada, lo que podría estar sujeto a una mejora adicional de la ecuación en una futura investigación. Pero en general, el ajuste es particularmente bueno.

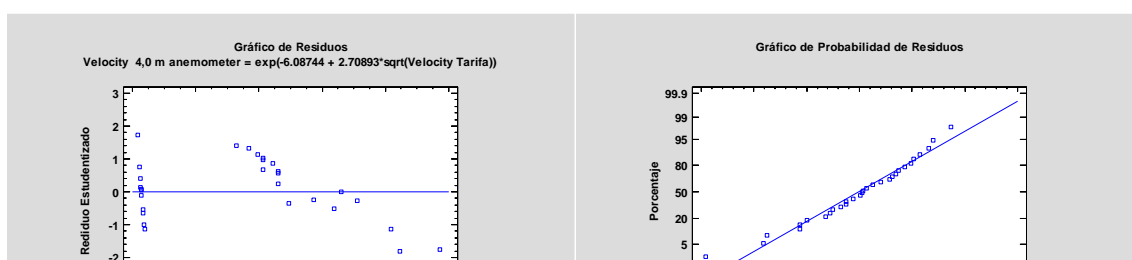


Fig. 6 Estudio de los residuos del ajuste de la ecuación de transferencia para celeridades

Estos dos gráficos son la prueba de verificación de que los residuos están distribuidos alrededor del valor 0 de forma aleatoria, lo que indica la homocedasticidad, esto es, la varianza se mantiene constante. Además los residuos están por dentro del rango [-3,3], esto es, ningún valor supera 3 veces el promedio, lo que da una idea de la escasa existencia de valores atípicos o influyentes. La figura anterior, también muestra que la distribución de residuos respecto a la Normal teórica (diagonal) y su casi total coincidencia, lo cual valida los tests llevados a cabo.

3.2. Ecuación de transferencia para direcciones de viento

Tras el estudio de los módulos de la velocidad del viento, la metodología seguida para las direcciones es la misma que la explicada en el subapartado 3.1. Para este caso, se ha comprobado que la correspondencia entre direcciones necesita otro tipo de regresión diferente a la simple. Existe una variación significativa entre las direcciones medidas en ambos lugares y diferentes patrones como se mostraba en la Figura 3 (comparativo de rosas de los vientos entre ambos enclaves). Después de diferentes análisis de regresión lineal y polinomial, el mejor ajuste se logró mediante regresión ortogonal. En este tipo de regresión, el valor de los predictores y los predictandos representan valores inciertos (Wu & Zhen Yu, 2018). Además, la regresión ortogonal nos permite determinar si dos muestras o métodos proporcionan mediciones comparables. Eso significa que se examina la relación lineal entre dos variables continuas, es decir, entre predictores (direcciones de Tarifa) y predictandos (direcciones medidas en la duna).

Una vez fijado el método de regresión, el análisis de verificación y validación estadística es idéntico al expuesto en la sección 3.1 anterior. La Ecuación 3 es la ecuación de transferencia obtenida a partir de regresión ortogonal para las direcciones entre Tarifa y la duna costera de Valdevaqueros:

$$Dv = e^{(1.37+0.23*\sqrt{Dt})} \quad (3)$$

Donde D_v es el predictando en grados sexagesimales para la dirección en la duna y D_t , también en grados sexagesimales, es el predictor (valores medidos desde la estación meteorológica de Tarifa). La Tabla 8 muestra los resultados del encaje de los parámetros de la ecuación para las direcciones.

Tabla 8. Encaje de coeficientes para ecuación de transferencia de direcciones

Parámetro	Ortogonal Estimado	Estándar Error	Estadístico t	P-Valor
a	1.37	0.06	19.81	0.002
b	0.23	0.004	51.45	0.003

En la Tabla 9 a continuación, se muestran los coeficientes de correlación y determinación obtenidos para el encaje de las direcciones entre ambas localizaciones:

Tabla 9. Comparación de los modelos de regresión para las celeridades

Modelo	Correlación (R)	Determinación (R ²)
Logaritmo-Y Raíz cuadrada-X	0.95	90.25%
Exponencial	0.94	88.36%
Multiplicativo	0.93	86.49%
Raíz cuadrada-Y Cuadrado-X	0.91	82.81%
Logaritmo-Y Cuadrado-X	0.90	81.00%

La representación gráfica de la ecuación de transferencia obtenida para las direcciones de viento se presenta en la Figura 7, donde también se grafia el intervalo de confianza para la predicción:

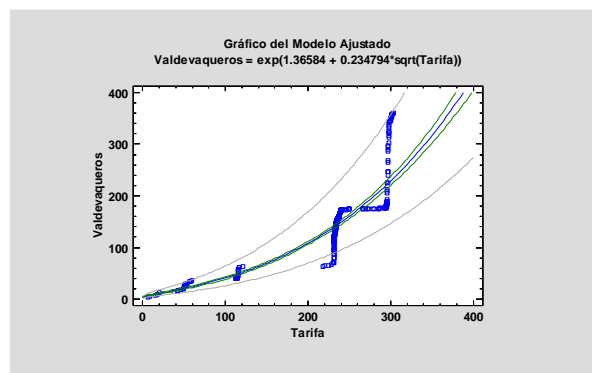


Fig. 7 Gráfico de la ecuación de transferencia para las direcciones con intervalo de confianza

En referencia a los residuos para el encaje de las direcciones, se obtienen resultados similares a los de las celeridades. La figura 8 muestra los resultados de los valores predichos en relación a la diferencia con los reales (residuos).

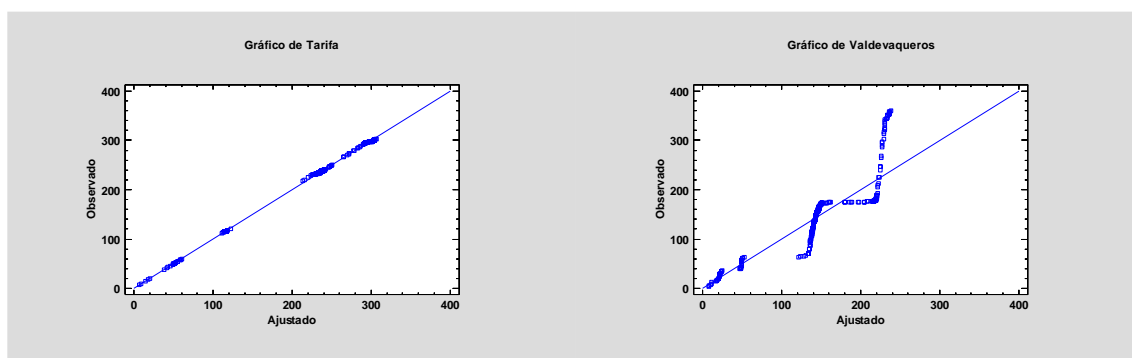


Fig. 8 Estudio de los residuos del ajuste de la ecuación de transferencia para direcciones

A pesar de que el encaje también es bueno, se observa como las direcciones no llegan a los valores de correlación de las celeridades. En una posterior investigación, podrá ajustarse a un encaje con una expresión más sencilla así como unos estadísticos de correlación más elevados.

4. Conclusiones

El análisis de la metodología y sus resultados nos muestra que el método es válido siempre que se use el perfil de viento en lugares con elevaciones menores a 100 m, ya que esta fórmula es válida hasta dicha elevación, donde la influencia de la atmósfera no es relevante (Saif ur Rehman et al., 2015). Además, en nuestro caso, sin accidentes geográficos importantes, con una línea de costa prácticamente llana a una distancia de 10 km, se cumplen las limitaciones del downscaling estadístico (Martínez-García et al., 2021). Con este método, las anteriores ecuaciones de transferencia inicialmente conseguidas permiten conocer la influencia del viento en los movimientos de la duna costera de Valdevaqueros, con un alto nivel de precisión, sin realizar mediciones adicionales en la duna, únicamente a partir los datos de viento registrados en continuo en la estación de Tarifa.

Se ha comprobado que los principales motivos que contribuyen a este buen ajuste son, por un lado, el predominio de la componente de levante en la zona, con tendencia a vientos cambiantes de norte a este-sur. Ambos registros muestran que la componente eólica E-S alcanza el 51% de los valores registrados. Los valores máximos de celeridad se corresponden a la dirección E-S, siendo mayor para la componente ESE. El dominio de una componente del viento sobre las demás ha facilitado la convergencia entre predictores y predictandos en el caso de las direcciones. Por otro lado, el aspecto clave para desarrollar la metodología de la investigación y su alto grado de correlación en los resultados, fue la introducción del perfil del viento de la ley de potencia de Hellman. Su inclusión en el estudio nos permitió identificar y extraer, entre un cantidad ingente, los datos de la campaña realizada a pie de duna, que mejor se ajustaban a los predictores dados por la estación meteorológica de Tarifa. Para este caso, el anemómetro situado a 4 m de altura sobre el terreno presentó la mayor correlación con los registros de Tarifa.

Sin embargo, y a pesar de que los valores obtenidos son estadísticamente buenos, ya que la precisión de las ecuaciones es grande según los estadísticos R (≈ 0.98) y R^2 ($\approx 96\%$), es necesario seguir investigando para obtener una expresión todavía más sencilla de la ecuación, reduciendo los parámetros y ajustando su sentido físico más allá del matemático. Otro punto a estudiar es la posible separación en tramos de la ecuación de transferencia para las celeridades. Estos tramos podrían dividirse en uno para los valores medios y otra para los extremos y comprobar si aumenta la precisión de la misma. Las mismas cuestiones podrían aplicarse al ajuste de direcciones, así como ahondar en el modelo de regresión que eleve la correlación obtenida en esta primera aproximación. Por último, aunque menos significativo, también podrían analizarse las direcciones SW y W, que representando menos del 10% de la frecuencia, podría constituir valores atípicos, que si bien ocurren en la realidad observada.

Referencias






- Bañuelos-Ruedas, F., Angeles-Camacho, C., & Rios-Marcuello, S. (2010). Analysis and validation of the methodology used in the extrapolation of wind speed data at different heights. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 14(8), 2383–2391. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2010.05.001>
- Barcons, J., Avila, M., & Folch, A. (2018). A wind field downscaling strategy based on domain segmentation and transfer functions. *Wind Energy*. <https://doi.org/10.1002/we.2169>
- Bernabeu, A. M., Medina, R., Vidal, C., & Muñoz-Pérez, J. J. (2001). Estudio morfológico del perfil de playa: modelo de perfil de equilibrio en dos tramos. *Rev. Soc. Geol. España*, 14(3–4).
- Cheng, Y., Zhang, M., Zhang, Z., & Xu, J. (2019). A new analytical model for wind turbine wakes based on Monin-Obukhov similarity theory. *Applied Energy*, 239. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2019.01.225>
- Contreras-De-villar, F., García, F. J., Muñoz-Perez, J. J., Contreras-De-villar, A., Ruiz-Ortiz, V., Lopez, P., Garcia-López, S., & Jigena, B. (2021). Beach leveling using a remotely piloted aircraft system (Rpas): Problems and solutions. *Journal of Marine Science and Engineering*, 9(1), 1–15. <https://doi.org/10.3390/jmse9010019>
- De Villar, A. C., Gómez-Pina, G., Muñoz-Pérez, J. J., Contreras, F., López-García, P., & Ruiz-Ortiz, V. (2019). New design parameters for biparabolic beach profiles (SW Cadiz, Spain). *Revista de La Construcción*, 18(3). <https://doi.org/10.7764/RDLC.18.3.432>
- Fages-Antiñolo, L., Gomez-Pina, G., Navarro-Pons, M., Román-Sierra, J., Gimenez-Cuenca, M., Ruiz, J. A., & Muñoz-Perez, J. J. (2007). Coastal Management Activities in Valdevaqueros Dune Area (Tarifa, SW Spain). *International Conference on Management and Restoration of Coastal Dunes*.
- Gómez-Pina, G., Fages, L., Ramírez, J. L., Muñoz-Pérez, J. J., & Enríquez, J. (2007). A critical review of beach restoration projects in the northern coast of Cadiz (Spain) after thirteen years. https://doi.org/10.1142/9789812709554_0350
- Guevara Díaz, J. M. (2013). Cuantificación del perfil del viento hasta 100 m de altura desde la superficie y su incidencia en la climatología eólica. *Terra Nueva Etapa*, 46(46).
- Gunda, L., Chikuni, E., Tazvinga, H., & Mudare, J. (2021). Estimating wind power generation capacity in Zimbabwe using vertical wind profile extrapolation techniques: A case study. *Journal of Energy in Southern Africa*, 32(1). <https://doi.org/10.17159/2413-3051/2021/v32i1a8205>
- Hewitson, B. C., Daron, J., Crane, R. G., Zermoglio, M. F., & Jack, C. (2014). Interrogating empirical-statistical downscaling. *Climatic Change*. <https://doi.org/10.1007/s10584-013-1021-z>
- Huebener, H., & Kerschgens, M. (2007). Downscaling of current and future rainfall climatologies for southern Morocco. Part I: Downscaling method and current climatology. *International Journal of Climatology*. <https://doi.org/10.1002/joc.1491>
- Lopez-Garcia, P., Muñoz-Perez, J. J., Contreras, A., Vidal, J., Jigena, B., Santos, J. J., Romero, J., & Contreras, F. (2021). Error on the Estimation of Sand Size Parameters When Using Small Diameter Sieves and a Solution. *Frontiers in Marine Science*, 8. <https://doi.org/10.3389/fmars.2021.738479>
- Martínez-García, F. P., Contreras-De-villar, A., & Muñoz-Perez, J. J. (2021). Review of wind models at a local scale: Advantages and disadvantages. *Journal of Marine Science and Engineering*, 9(3). <https://doi.org/10.3390/jmse9030318>
- Muñoz-Perez, J. J., Navarro, M., Roman-Sierra, J., Tejedor, B., Rodriguez, I., & Gomez-Pina, G. (2009). Long-term evolution of a transgressive migrating dune using reconstruction of the EOF method. *Geomorphology*, 112(1–2), 167–177. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2009.05.016>

- Navarro, M., Muñoz-Perez, J. J., Román-Sierra, J., Ruiz-Cañavate, A., & Gómez-Pina, G. (2015). Characterization of wind-blown sediment transport with height in a highly mobile dune (SW Spain). *Geologica Acta*, 13(2), 155–166. <https://doi.org/10.1344/GeologicaActa2015.13.2.6>
- Ostertagová, E., Ostertag, O., & Kováč, J. (2014). Methodology and Application of the Kruskal-Wallis Test. *Applied Mechanics and Materials*, 611, 115–120. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.611.115>
- Pérez, J. J. M., & Molina, J. M. A. (2009). Influencia del viento y de las variaciones de la presión atmosférica en el nivel del mar de marismas y estuarios. *Revista de Obras Publicas*, 156(3505).
- Poulet, P., Muñoz-Perez, J. J., Poortvliet, G., Mera, J., Contreras, A., & Lopez, P. (2019). Influence of different sieving methods on estimation of sand size parameters. In *Water (Switzerland)* (Vol. 11, Issue 5). <https://doi.org/10.3390/w11050879>
- Pranzini, E., Anfuso, G., & Muñoz-Perez, J. J. (2018). A probabilistic approach to borrow sediment selection in beach nourishment projects. *Coastal Engineering*, 139. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2018.05.001>
- Saif ur Rehman, Muhammad Shoaib, Imran Siddiqui, Firoz Ahmed, Muhammad Rashid Tanveer, & Saif Uddin Jilani. (2015). Effect of Wind Shear Coefficient for the Vertical Extrapolation of Wind Speed Data and its Impact on the Viability of Wind Energy Project. *Journal of Basic & Applied Sciences*, 11, 90–100. <https://doi.org/10.6000/1927-5129.2015.11.12>
- Sierra, J. R., Pons, M. N., Pérez, J. J. M., Pina, G. G., & Antiñolo, L. F. (2004). Ecosistemas dunares en la provincia de Cádiz: Estabilizaciones en Bolonia y Valdevaqueros, T.M. Tarifa. In *Revista de Obras Publicas* (Vol. 151, Issue 3450).
- Wu, C., & Zhen Yu, J. (2018). Evaluation of linear regression techniques for atmospheric applications: The importance of appropriate weighting. *Atmospheric Measurement Techniques*, 11(2), 1233–1250. <https://doi.org/10.5194/amt-11-1233-2018>

Utilización de vehículos aéreos no tripulados de bajo coste (RPAS) para monitorizar cambios en la costa

Use of low-cost Remotely Piloted Aircraft System (RPAS) to monitor coastal changes.

José Ignacio Pagán Conesa^a, Luis Bañón Blázquez^b, Pablo Ortíz García^c, Luis Aragonés Pomares^d y Isabel López Úbeda^e

^aDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , jipagan@ua.es; ^bDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , lbanon@ua.es; ^cDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , pog11@alu.ua.es; ^dDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , laragones@ua.es; ^eDepartamento de Ingeniería Civil, Universidad de Alicante, , lopez.ubeda@ua.es.

How to cite: Pérez-Martínez, J.A.; Nombre Autor y Nombre Autor. 2022. Título de la Comunicación. En libro de actas: Título del congreso. Lugar de realización, fecha de realización. xx-xx.

Abstract

This work studies the applicability of low cost-low take-off weight Remotely Piloted Aircraft System (RPAS) for monitoring coastal regression. The area studied was the dune ecosystem of Guardamar del Segura (Alicante, Spain), an area strongly affected by anthropogenic pressure and erosion of its beaches. Three monitoring campaigns were carried out over an area of 77.5 ha, obtaining a coloured point cloud used to generate a Digital Surface Model (DSM) with a spatial resolution of 450 points/m² and an orthoimage with a resolution of 2.5 cm/pix. Horizontal error was < 3 cm and vertical error < 1 cm. The DSMs were processed with GIS software to detect changes between each study period, identifying differences in land elevation and detecting that the receding shoreline has affected the dunes, severely eroding them and altering their slopes. The ability to fastly obtain very high-resolution DSMs, covering large areas at low cost, enables these rapidly changing systems to be analysed regularly and in detail.

Keywords: RPAS, erosion, DSM, monitoring, point cloud, low cost, change detection, dune, beach.

Resumen

Este trabajo estudia la aplicabilidad de los sistemas aéreos no tripulados de bajo peso al despegue (RPAS) y bajo coste para monitorizar la regresión del litoral. La zona estudiada ha sido el ecosistema dunar de Guardamar del Segura (Alicante, España), un área fuertemente afectada por la presión antropogénica y erosión de sus playas. Se han realizado 3 campañas de monitorización sobre una superficie de 77.5 ha, obteniendo una nube de puntos coloreada que se utiliza para generar un Modelo Digital de Superficie (MDS) con una resolución espacial de 450 puntos/m² y una ortoimagen de 2.5 cm/pix de resolución. El error horizontal fue < 3 cm y el vertical < 1 cm. Los MDS se procesaron con un software GIS para detectar los cambios entre cada periodo de estudio, identificando diferencias en la elevación del terreno, detectándose que el retroceso de la línea de costa ha afectado a las dunas, erosionándolas gravemente y alterando la pendiente de sus taludes. La rapidez de obtención de MDS de muy elevada resolución, cubriendo grandes extensiones a un coste bajo permite analizar la evolución de estos sistemas tan cambiantes con regularidad y en detalle.

Palabras clave: RPAS, erosión, MDS, monitorización, nube de puntos, bajo coste, detección cambios, duna, playa.

1. Introducción

Las costas están amenazadas en todo el mundo por procesos erosivos (Cooper y McKenna, 2008). De hecho, la erosión costera es uno de los problemas más importantes a escala mundial, ya que alrededor del 70% de las playas arenosas del mundo están en proceso de erosión (Bird, 1985), de las cuales más del 24% lo hacen a tasas superiores a 0.5 m/año (Luijendijk et al., 2018). Considerando los aspectos de gestión costera asociados a la morfología de la playa, es esencial identificar procesos y cuantificar la dinámica de los parámetros clave a través de la implementación de un monitoreo a largo plazo (Defeo et al., 2009) que proporcione información actualizada y objetiva. La posición de la línea de costa, el ancho de la playa y el pie de duna en caso de existir son útiles para ese propósito. Sin embargo, las dunas en entornos costeros son formas terrestres difíciles de analizar debido a la compleja interacción entre la topografía, la vegetación y los procesos eólicos y marinos que las afectan (van Rijn, 2011).

Los métodos tradicionales de levantamientos topográficos suelen requerir una gran cantidad de tiempo y trabajo para obtener datos precisos, incluso utilizando tecnologías como el sistema global de navegación por satélite (GNSS) con cinemática en tiempo real (RTK) para estos levantamientos (Gisler et al., 2019). Aunque el uso de transectos es comúnmente aceptado en el caso de una característica lineal y consistente como una playa, cuando la topografía se vuelve más variada (como en un área con dunas), la capacidad de uno o más transectos para representar con precisión un área amplia disminuye (Andrews et al., 2002). Además, la reducida resolución de los datos de campo suele dificultar la obtención de mediciones volumétricas precisas del sistema dunar y, por tanto, el seguimiento exacto de los cambios (Mitasova et al., 2005). Varios estudios han demostrado la capacidad de los datos LIDAR para representar con precisión la topografía de grandes zonas costeras (Sallenger et al., 2003; Shaw et al., 2019), sin embargo, el alto costo de estos vuelos hace que su recolección a menudo dependa de vuelos patrocinados por el gobierno, lo que afecta la cobertura temporal de los datos disponibles (Middleton et al., 2013).

En los últimos años, la aparición de sistemas de aeronaves pilotadas a distancia (RPAS, por sus siglas en inglés de Remotely Piloted Aircraft System, también denominados Unmanned Aerial Vehicles (UAV) o coloquialmente drones) asequibles y de bajo peso de despegue, junto con el desarrollo de técnicas de computación basadas en imágenes, como la estructura a partir del movimiento (SfM), ha incrementado el uso de la fotogrametría basada en RPAS para producir modelos digitales de elevación (MDE) de alta resolución para el estudio de diferentes procesos superficiales (Mancini et al., 2013), y en particular, para el estudio de los ecosistemas dunares (Bañón et al., 2019). Esta técnica permite el estudio de la franja costera con levantamientos rápidos y de alto rendimiento, con la frecuencia de muestreo deseada y con resultados precisos (Turner et al., 2016). Su uso ha sido ya validado por diversos autores. Chen et al. (2018) realizaron topografía UAV de alta resolución en una playa del estrecho de Taiwán, monitoreando sus cambios a lo largo del tiempo y mejorando la calidad de los datos DSM verticales. Scarelli et al. (2017), Laporte-Fauret et al. (2019) y Pagán et al. (2019) utilizaron vuelos de UAVs para monitorizar los cambios en el sistema de dunas y playa por factores antropogénicos y naturales.

Este estudio se centra en Guardamar del Segura, Alicante (España), una zona fuertemente afectada por la presión antropogénica y la erosión costera (Pagán et al., 2017). El objetivo es evaluar la aplicabilidad de los RPAS para realizar estudios periódicos precisos a un coste asequible, para monitorizar la evolución del sistema costero de playas y dunas, así como la erosión causada por la regresión costera. Todo ello elaborando una metodología de trabajo que pueda ser utilizada sistemáticamente por los gestores costeros para estudiar y proteger los sistemas litorales amenazados.

2. Materiales y método

En este apartado se describen los materiales y el método utilizados en este trabajo. La Figura 1 resume de manera gráfica el flujo de trabajo seguido.

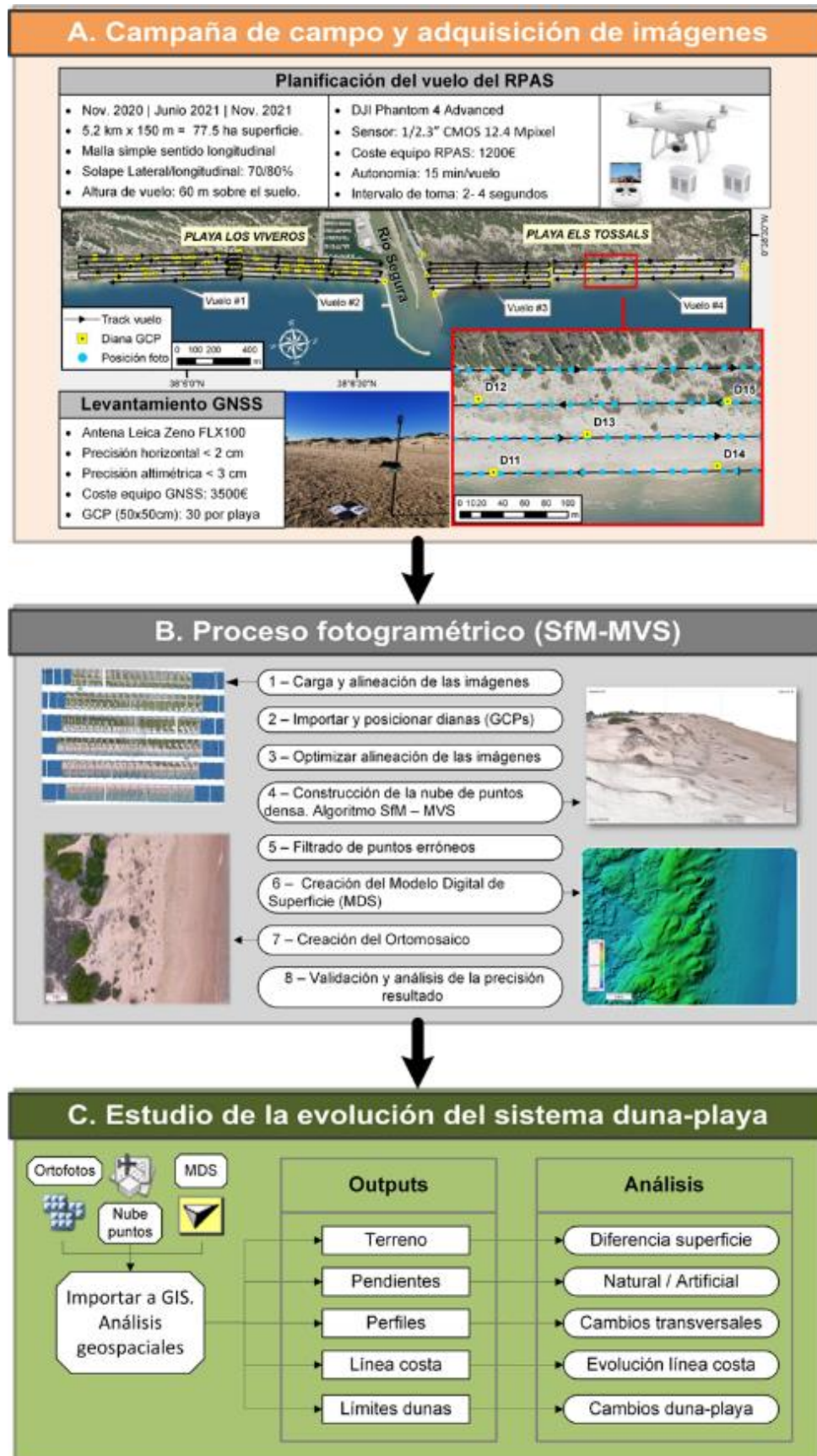


Fig. 1 Flujo de trabajo general seguido, (A) campaña de campo y adquisición de imágenes, (B) proceso fotogramétrico mediante el algoritmo SfM-MVS y (C) estudio de la evolución del sistema duna-playa mediante técnicas GIS.

2.1. Área de estudio

El área de estudio abarca la zona costera que se extiende al norte de la localidad de Guardamar del Segura, Alicante, situada en el sureste de la costa mediterránea española. Abarca dos playas, una al sur de la desembocadura del río Segura, la playa de Los Viveros, y otra al norte, la playa de Els Tossals (Figura 1A). Ambas son playas abiertas de arena en el parque natural dunar costero denominado Dunas y Pinar de Guardamar del Segura, declarado Lugar de Interés Comunitario (LIC) por su singularidad paisajística y ecosistémica. Los espigones situados en la desembocadura del río Segura habían afectado a estas playas cercanas, provocando el corte del transporte longitudinal Norte-Sur y por tanto un proceso erosivo en la Playa de los Viveros. La superficie total cubierta en esta investigación fue de 77.5 ha, formando una región rectangular con una longitud de 5,2 km y una anchura de 150 m. Las direcciones de viento predominantes son ENE y NE, ambas con una frecuencia del 15% y con velocidades máximas que no superan los 10 m/s. La amplitud de la marea sólo está influida por las condiciones meteorológicas, con valores de aproximadamente 0,30 m. La zona de estudio está sometida a un enorme estrés antropogénico. En 1998 se construyó un puerto deportivo y en 2002 se planificó la restauración para recuperar la duna de las diferentes agresiones que estaba sufriendo y que finalmente se completó en 2011 (Pagán et al., 2017).

2.2. Materiales

El RPAS utilizado fue un cuadricóptero DJI Phantom 4, un aparato con un alto ratio de calidad de sensor y rendimiento a un coste muy asequible (valorado en 1500€). Estaba equipado con una cámara integrada FC330 y un sensor CMOS de 1/2,3" con una resolución de 12,4 Mpix. Equipado con una batería intercambiable de 5870 mAh, permite una autonomía de vuelo de 15 minutos. Para el levantamiento topográfico se utilizó una antena GNSS Leica Zeno FLX100, que permite la captura de datos profesionales en una carcasa ultraportátil a un coste muy accesible (3500€). La precisión conseguida utilizando RTK con la solución de red basada en NTRIP y conectada a la red de estaciones de referencia GNSS ERVA mediante conexión GPRS/3G fue de 2 cm en horizontal y 3 cm en vertical. El procesamiento de los datos se llevó a cabo utilizando una estación de trabajo Dell con un procesador Intel Xeon W2123 a 3,6 GHz, 16 GB de RAM y una GPU Nvidia Quadro P2000.

2.3. Campañas de campo y adquisición de datos

Se realizaron tres campañas de vuelo en noviembre de 2020, mayo de 2021 y noviembre de 2021. La altitud de vuelo se fijó en 60 m sobre el nivel del suelo, tomando una imagen cada 2-4 s. El solapamiento latitudinal se fijó en el 70%, y el longitudinal en el 80%. Los vuelos se planificaron de forma que cada playa se cubriera en 2 pasadas (Fig. 1A), con la captura de aproximadamente 600 imágenes por campaña. Al mismo tiempo, se utilizaron una serie de dianas de 50x50 cm distribuidas por toda la zona de estudio (30 por playa) como puntos de control terrestre (GCP) para el proceso de georreferenciación fotogramétrica.

2.4. Creación del MDS mediante SfM-MVS

El proceso de fotogrametría mediante el algoritmo Structure-from-Motion MultiView Stereo (SfM-MVS) permite reconstruir una escena 3D resolviendo la geometría de las imágenes, las posiciones de las cámaras y su orientación simultáneamente mediante el software Agisoft Meshshape (Fig. 1B). El uso de los marcadores GCP con coordenadas precisas medidas por GNSS mejora notablemente los resultados de la reconstrucción del modelo. Una vez que la precisión es satisfactoria, se aplica un algoritmo de procesamiento de la reconstrucción para generar la nube de puntos densa con colores RGB. Mediante el cálculo del parámetro de confianza, las zonas ruidosas de la nube densa (por ejemplo, el mar) pueden eliminarse antes de generar un Modelo Digital de Superficie (MDS) completo. Este MDS se utilizó para crear un ortomosaico de toda la zona vigilada. Posteriormente, se genera un informe con los resultados del proceso y la precisión obtenida tanto en los GCP utilizados como puntos de control como aquellos reservados para la validación de la reconstrucción.

2.5. Detección de cambios

La última fase fue el estudio de la evolución del sistema duna-playa (Figura 1C). Los conjuntos de datos creados para cada período estudiado (ortomosaicos, puntos de nube y MDS) se importaron a un entorno GIS para realizar el análisis geoespacial. Un dataset del terreno es una superficie basada en TIN de múltiples resoluciones creada a partir de mediciones almacenadas como entidades en una base de datos geográfica. La pendiente de la superficie se genera a partir del MDS, lo que permite analizar la estabilidad de los taludes de las dunas y saber si corresponden a una pendiente natural (cuando el valor es inferior al ángulo de fricción de la arena, 35°) o si es superior y puede representar un material artificial o un riesgo de inestabilidad. Una ventaja del uso de los MDS es que es posible generar interactivamente transectos transversales a la costa en cualquier lugar de la zona de estudio para cada fecha estudiada. También se identifica la posición de la línea de costa y el pie de duna. La línea de costa para el estudio de RPAS se había delineado manualmente utilizando la ortofoto generada. El criterio para identificar la línea de costa fue delinear la última marca húmeda visible en la playa (Pagán et al., 2019). Asimismo, para el pie de duna, la línea se trazó mediante la combinación de la identificación visual en las ortoimágenes y los cambios en la pendiente del MDS. Finalmente, se detectaron los cambios entre los periodos disponibles (25 de noviembre de 2020 - 31 de mayo de 2021, 31 de mayo de 2021 - 30 de noviembre de 2021) así como dentro del periodo total de estudio (25 de noviembre de 2020 - 30 de noviembre de 2021) para ver los cambios interanuales.

3. Resultados

3.1. Rendimiento de la campaña de campo y procesado fotogramétrico

Los principales parámetros resultantes del proceso SfM-MVS se presentan en la Tabla 1. Dado que la extensión de cada playa es similar, se procesó cada una de manera independiente para posteriormente fusionar en un único conjunto de datos para toda el área de estudio la ortoimagen resultante, el MDS y la nube de puntos densa. Casi 330 millones de puntos forman la nube de puntos densa para cada campaña, a partir de los cuales se construye un modelo tridimensional de la superficie (MDS) con una densidad media de 450 puntos por metro cuadrado y una resolución espacial de 5 cm/pix. Con las imágenes aéreas tomadas por el RPAS se creó un ortomosaico con una resolución espacial de 2.5 cm/píxel. El estudio de la precisión del procesado fotogramétrico muestra unos valores de error medio cuadrático (RMSE) empleando los GCPs de 2.44 cm en planimetría y de tan sólo 0.73 cm para los datos de elevación. Los valores de error obtenido usando los GCPs reservados para validación (Control Points, CPs) son similares, de 2.6 cm en planimetría y 0.85 cm en altimetría. Estas elevadas resoluciones y precisiones permiten modelar con gran exactitud el complejo ecosistema dunar en toda su extensión.

Tabla 1. Resultados del procesado fotogramétrico de cada playa y campaña de toma de datos

	Campaña 1		Campaña 2		Campaña 3	
	Viveros	Tossals	Viveros	Tossals	Viveros	Tossals
Número de imágenes	590	540	618	589	618	520
Altitud media de vuelo (m)	63.7	59.9	61.2	59.8	61.2	59.7
Área cubierta (km ²)	0.36	0.388	0.392	0.404	0.392	0.378
Nube de puntos densa	163,082,831	154,174,420	163,082,831	165,110,793	163,082,831	166,816,934
Densidad de puntos MDS (ptos/m ²)	449	442	445	449	445	442
Resolución espacial MDS (ptos/m ²)	4.72	4.85	4.88	5.01	4.88	4.76
Res. espacial ortomosaico (cm/pix)	2.36	2.43	2.44	2.55	2.44	2.38
Número de GCPs	24	22	24	22	24	22
GCP RMSE XY(cm)	2.66	2.69	2.12	2.61	2.12	2.42
GCP RMSE Z (cm)	0.92	0.96	0.62	0.55	0.62	0.68
Número de CPs	6	8	6	8	6	8
CPs RMSE XY (cm)	2.96	2.74	2.23	2.82	2.23	2.54
CPs RMSE Z (cm)	0.98	0.73	0.96	0.69	0.96	0.79

El tiempo transcurrido en cada etapa del proceso de SfM-MVS se muestra en la Tabla 2. Se ha dividido por cada una de las campañas y playas de estudio, ya que estas tienen una superficie similar y con el objetivo de no sobrecargar el ordenador su procesamiento se realizó de forma independiente. En promedio, la duración total del proceso fue de 3 horas y 20 minutos. El paso que más tiempo consumió tiempo fue la generación de la nube de puntos densa (32.9% del tiempo), seguido de la obtención de mapas de profundidad (1h) y de la identificación y colocación de los GCPs, que debido a que es un proceso manual y a la gran cantidad de imágenes y GCPs utilizados (3-4 GCPs visibles por imagen), se necesitaron casi 1 hora para finalizar esta fase. Obsérvese que estos tiempos están estrechamente relacionados con la potencia de cálculo del ordenador utilizado, por lo que pueden acortarse simplemente utilizando ordenadores más potentes. En cuanto al trabajo de campo, se necesitó de aproximadamente 1 hora para la colocación y medición de las coordenadas de los 30 GCPs por cada área de estudio, 30 minutos para realizar los vuelos y otra hora para la retirada de los GCPs. No obstante, teniendo en cuenta la cantidad de tiempo y la mano de obra necesarios para llevar a cabo los clásicos estudios sobre el terreno, las técnicas fotogramétricas empleadas por RPAS ofrecen un rendimiento superior, ya que como se ha visto, en sólo una jornada de trabajo se ha podido modelizar con extrema resolución una superficie de 77.5 ha.

Tabla 2. Rendimiento del tiempo de procesamiento del proceso fotogramétrico

	Campaña 1		Campaña 2		Campaña 3		Promedio	% Relativo
	Viveros	Tossals	Viveros	Tossals	Viveros	Tossals		
Añadir imágenes	0:00:20	0:00:15	0:00:21	0:00:18	0:00:20	0:00:15	0:00:18	0.2%
Alineación y orientación imágenes	0:10:44	0:08:27	0:11:06	0:07:52	0:11:28	0:07:17	0:09:29	4.7%
Identificar y colocar GCPs	0:55:00	0:48:00	0:50:00	0:45:00	0:45:00	0:42:00	0:47:30	23.5%
Obtención de mapas de profundidad	1:07:00	0:55:19	1:07:00	0:53:46	1:07:00	0:52:13	1:00:23	29.9%
Generación de la nube densa	1:29:00	0:53:32	1:20:00	0:52:35	1:11:00	0:51:37	1:06:17	32.9%
Creación MDS	0:06:26	0:05:36	0:06:13	0:05:28	0:05:59	0:05:20	0:05:50	2.9%
Creación ortomosaico	0:12:05	0:11:38	0:13:00	0:10:58	0:13:55	0:10:18	0:11:59	5.9%
Total tiempo procesado	4:00:35	3:02:47	3:47:39	2:55:57	3:34:42	2:49:00	3:21:47	100.0%

3.2. Detección de cambios

La integración en un sistema GIS de los MDS obtenidos desde el RPAS y las ortofotos generadas, junto a su elevada resolución permite detectar con precisión la línea de costa, los límites de las dunas y las acciones antropogénicas, así como la forma de la duna y la playa. Además, permite seguir con precisión los cambios y los efectos de las tormentas (Fig. 2).

En la playa de Els Tossals se observa estabilidad en el balance sedimentario, aunque se detecta un movimiento de la duna hacia el interior terrestre. La línea de costa también se mantiene estable. Sin embargo, en la playa de Los Viveros, al sur de los espigones de la desembocadura del río Segura, se ha detectado una importante erosión en toda su longitud. La línea de costa ha retrocedido hasta 10 m mientras que el pie de duna retrocede 3 m. La pendiente de la duna en esta franja de la costa es casi vertical ($>75^\circ$) debido a la erosión de los temporales que azotaron esta playa durante el año estudiado. Se ha perdido un volumen de 11 520 m³ de arena en un año.

También se han detectado y monitorizado actuaciones de restauración en la parte sur de la playa de Los Viveros, una zona extremadamente afectada por la erosión hasta el punto de tener que derribar la carretera y las casas existentes. Se crearon 150 m de nueva duna a una altura de +4.5 m.s.n.m. y se recuperó la anchura de la playa.

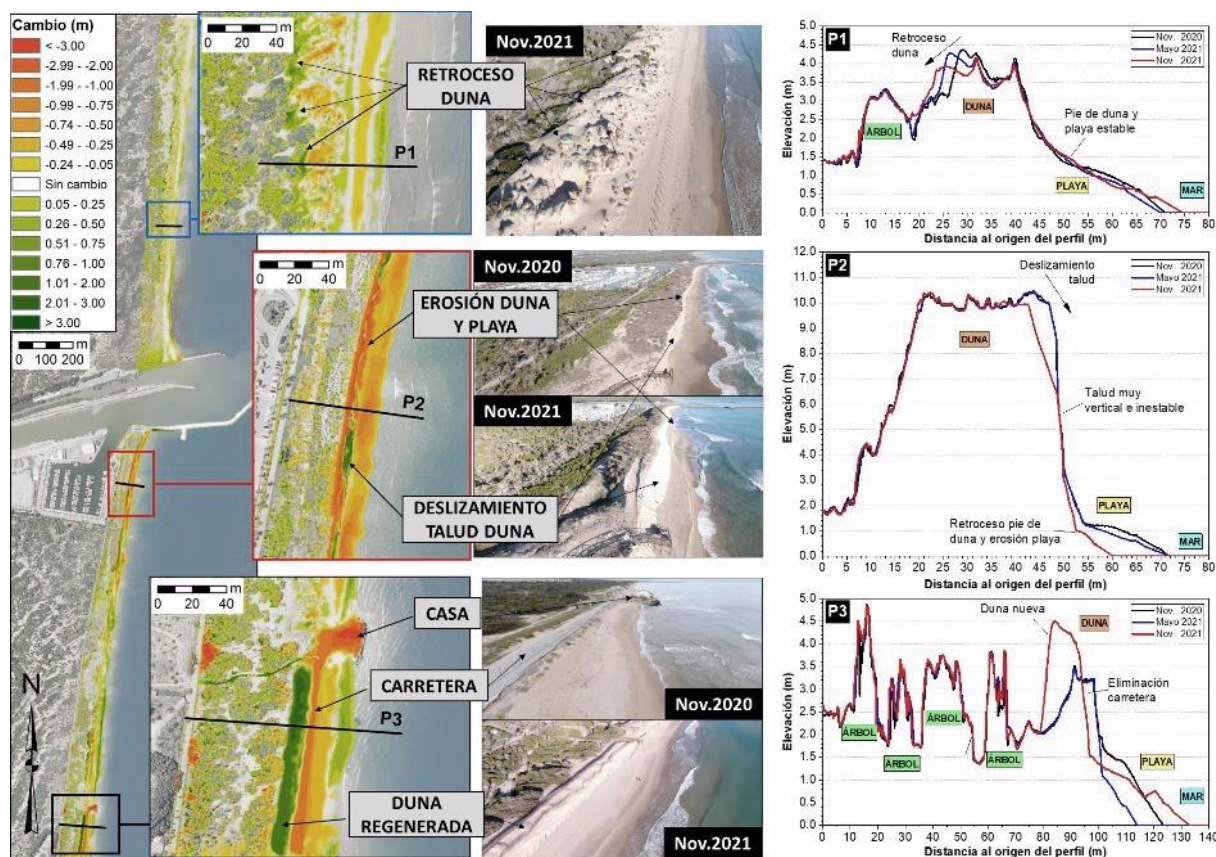


Fig. 2 (a) Cambios de elevación obtenidos a partir de la diferencia de DSM entre noviembre de 2020-noviembre de 2021, con áreas de interés que muestran cambios en la duna y la playa.(b) Vistas aéreas obtenidas a partir de vídeos grabados durante los estudios con RPAS y (c) perfiles transversales a la costa con los cambios marcados

4. Conclusiones

El litoral de Guardamar del Segura se ha revelado como un excelente sitio de prueba para la metodología propuesta. El complejo ecosistema dunar y las playas adyacentes han sido estudiados utilizando un pequeño, ligero y de bajo coste RPAS comercial. La rapidez de obtención de MDS de muy elevada resolución, cubriendo grandes extensiones de terreno complejo de modelizar, como son los ecosistemas dunares, a un coste bajo permite analizar la evolución de estos sistemas tan cambiantes con regularidad y en detalle. Por tanto, es primordial para administraciones públicas y los organismos especializados en la gestión costera el poder disponer de herramientas que permitan evaluar con elevada frecuencia y precisión la evolución de las características de las zonas litorales. De este modo, podrán planificarse con suficiente antelación las actuaciones necesarias para su conservación y mantenimiento, salvaguardando el elevado valor paisajístico y ambiental que suponen estos espacios naturales sometidos en ocasiones a una elevada presión antrópica.

5. Agradecimientos

Esta investigación ha sido realizada gracias al proyecto *GRE19-02 Monitorización intensiva de los procesos litorales en la provincia de Alicante mediante el empleo de vehículos aéreos no tripulados de bajo coste* financiado por la Universidad de Alicante.

Referencias

ANDREWS, B. D., GARES, P. A., y COLBY, J. D. (2002). Techniques for GIS modeling of coastal dunes. *Geomorphology*, 48(1-3), 289-308. [https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/S0169-555X\(02\)00186-1](https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/S0169-555X(02)00186-1)

- BAÑÓN, L., PAGÁN, J. I., LÓPEZ, I., BANON, C., y ARAGONÉS, L. (2019). Validating UAS-Based Photogrammetry with Traditional Topographic Methods for Surveying Dune Ecosystems in the Spanish Mediterranean Coast. *Journal of Marine Science and Engineering*, 7(9), 297. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/jmse7090297>
- BIRD, E. C. F. (1985). *Coastline changes. A global review*. John Wiley and Sons Inc., New York, NY.
- CHEN, B., YANG, Y., WEN, H., RUAN, H., ZHOU, Z., LUO, K., y ZHONG, F. (2018). High-resolution monitoring of beach topography and its change using unmanned aerial vehicle imagery. *Ocean & Coastal Management*, 160, 103-116. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ocecoaman.2018.04.007>
- COOPER, J., y MCKENNA, J. (2008). Social justice in coastal erosion management: The temporal and spatial dimensions. *Geoforum*, 39(1), 294-306.
- DEFEO, O., MCLACHLAN, A., SCHOEMAN, D. S., SCHLACHER, T. A., DUGAN, J., JONES, A., . . . SCAPINI, F. (2009). Threats to sandy beach ecosystems: A review. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 81(1), 1-12. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.ecss.2008.09.022>
- GISLER, A., STROMBERG, E., AZEEM, S. I., THOMPSON, G., WARDWELL, N., y JANZEN, C. (2019). GNSS Water Level Measurements Augmented with Beach Profile Survey. AGU Fall Meeting Abstracts,
- LAPORTE-FAURET, Q., MARIEU, V., CASTELLE, B., MICHALET, R., BUJAN, S., y ROSEBERY, D. (2019). Low-cost UAV for high-resolution and large-scale coastal dune change monitoring using photogrammetry. *Journal of Marine Science Engineering economics*, 7(3), 63. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.3390/jmse7030063>
- LUIJENDIJK, A., HAGENNAARS, G., RANASINGHE, R., BAART, F., DONCHYTS, G., y AARNINKHOF, S. (2018). The State of the World's Beaches. *Scientific Reports*, 8(1), 6641. <https://doi.org/10.1038/s41598-018-24630-6>
- MANCINI, F., DUBBINI, M., GATTELLI, M., STECCHI, F., FABBRI, S., y GABBIANELLI, G. (2013). Using Unmanned Aerial Vehicles (UAV) for High-Resolution Reconstruction of Topography: The Structure from Motion Approach on Coastal Environments. 5(12), 6880-6898. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/rs5126880>
- MIDDLETON, J., COOKE, C., KEARNEY, E., MUMFORD, P., MOLE, M., NIPPARD, G., . . . TURNER, I. (2013). Resolution and accuracy of an airborne scanning laser system for beach surveys. *Journal of Atmospheric Oceanic Technology*, 30(10), 2452-2464. <https://doi.org/https://doi.org/10.1175/JTECH-D-12-00174.1>
- MITASOVA, H., OVERTON, M., y HARMON, R. S. (2005). Geospatial analysis of a coastal sand dune field evolution: Jockey's Ridge, North Carolina. *Geomorphology*, 72(1-4), 204-221. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2005.06.001>
- PAGÁN, J. I., BAÑÓN, L., LÓPEZ, I., BAÑÓN, C., y ARAGONÉS, L. (2019). Monitoring the dune-beach system of Guardamar del Segura (Spain) using UAV, SfM and GIS techniques. *Science of The Total Environment*, 687, 1034-1045. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.06.186>
- PAGÁN, J. I., LÓPEZ, I., ARAGONÉS, L., y GARCÍA-BARBA, J. (2017). The effects of the anthropic actions on the sandy beaches of Guardamar del Segura, Spain. *Science of The Total Environment*, 601-602, 1364-1377. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.05.272>
- SALLENGER, A., KRABILL, W., SWIFT, R., BROCK, J., LIST, J., HANSEN, M., . . . MEREDITH, A. (2003). Evaluation of airborne topographic lidar for quantifying beach changes. *Journal of Coastal Research*, 125-133.
- SCARELLI, F. M., SISTILLI, F., FABBRI, S., CANTELLI, L., BARBOZA, E. G., y GABBIANELLI, G. (2017). Seasonal dune and beach monitoring using photogrammetry from UAV surveys to apply in the ICZM on the Ravenna coast (Emilia-Romagna, Italy). *Remote Sensing Applications: Society and Environment*, 7, 27-39. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rsase.2017.06.003>
- SHAW, L., HELMHOLZ, P., BELTON, D., y ADDY, N. (2019). Comparison of UAV Lidar and imagery for beach monitoring. *The International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing Spatial Information Sciences*, 42, 589-596. <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLII-2-W13-589-2019>
- TURNER, I. L., HARLEY, M. D., y DRUMMOND, C. D. (2016). UAVs for coastal surveying. *Coastal Engineering*, 114, 19-24. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2016.03.011>
- VAN RIJN, L. C. (2011). Coastal erosion and control. *Ocean & Coastal Management*, 54(12), 867-887. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.ocecoaman.2011.05.004>