



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

ESCUELA DE DOCTORADO

PROGRAMA DE DOCTORADO EN INFRAESTRUCTURAS DE TRANSPORTE Y TERRITORIO

---

**TESIS DOCTORAL**

ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD HIDRÁULICA DE DIQUES EN TALUD  
REBASABLES PROTEGIDOS CON MANTOS DE ESCOLLERA, CUBOS  
Y CUBÍPODOS

AUTORA

Gloria ARGENTE GARRIDO

DIRECTORES

Dr. Josep R. MEDINA FOLGADO

Dra. M. Esther GÓMEZ MARTÍN

VALENCIA, septiembre de 2019



*El barco está más seguro cuando está en el puerto,  
pero no fue para esto para lo que los barcos fueron construidos*

Paulo Coelho

*(El peregrino de Compostela, Diario de un mago)*



# Agradecimientos

Mediante estas líneas quiero agradecer a todas aquellas personas que me han acompañado estos años durante la realización de esta tesis doctoral, ya que sin ellos no hubiera sido posible.

A mi familia, mis padres y a mi hermano, que han estado siempre a mi lado para ayudarme cuando era necesario, con la paciencia y cariño que necesitaba para superar los momentos más complicados.

A Juanjo, por apoyarme en el día a día y por entenderme en todo momento. Gracias por tu paciencia.

A mis amigos, por estar siempre ahí con un mensaje de ánimo tan necesario para continuar el camino.

Gracias a todos mis compañeros con los que he compartido esta etapa. A Ainoha, por tan buenos momentos en nuestros inicios en el laboratorio. A Mapi, gracias por tu ayuda, siempre tan necesaria. A Jorge, gracias por tu disponibilidad y ayuda infinita y por trasmitirme siempre el lado positivo. A Jose Alberto, por los ánimos y los consejos. A Patricia y a Carlos, por vuestra ayuda estos últimos años. Y a todos los compañeros del LPC y departamento, Ana, Pepe Andreu, Pepe Aguilar, César...

A mis directores de tesis, Josep y Esther. Gracias por vuestra disponibilidad y por la ayuda que en todo momento me habéis prestado.

Al Ministerio de Economía y competitividad por la financiación del proyecto ESBECO (BIA2015-70436-R).



# Resumen

Las protecciones costeras o diques en talud con cota de coronación reducida son cada vez más habituales en el escenario actual, donde el cambio climático incrementa progresivamente el nivel medio del mar y existe una mayor concienciación social por la reducción del consumo de materiales y el impacto visual de las estructuras marítimas. Este tipo de estructuras se encuentran sometidas a frecuentes eventos de rebase y consecuentemente, a los riesgos asociados a este fenómeno. Además, es habitual su construcción en zonas de profundidades reducidas donde se produce la rotura del oleaje por la limitación del fondo marino. Esta tesis se centra en el estudio de la estabilidad hidráulica del manto principal de este tipo de estructuras cuando se encuentran protegidas con piezas de escolleras, cubos y Cubípodos.

Cuando el francobordo es lo suficientemente reducido como para permitir la existencia de un caudal de rebase relevante, las fórmulas de diseño del manto principal no son de aplicación, ya que en estos casos parte de la energía del oleaje se disipa mediante el manto del sector de coronación y el trasdós de la estructura. Para dar respuesta a esta situación, en esta tesis se realizan nuevos ensayos de rebase a escala de modelo 2D, analizando en detalle la estabilidad hidráulica de mantos bicapa de escolleras y cubos y mantos monocapa de Cubípodos, sirviendo como guía de diseño de diques en talud rebasables.

Por otro lado, estimar de forma precisa el caudal de rebase en este tipo de estructuras es fundamental para garantizar su estabilidad. Por este motivo, en esta tesis se analizan los principales estimadores de caudal de rebase medio existente, comparando sus predicciones con las observaciones experimentales. Siendo para el caso estudiado, los modelos basados en técnicas de inteligencia artificial los

estimadores que resultan más fiables. No obstante, no tienen en cuenta la pendiente de fondo como posible variable influyente sobre el caudal de rebase, siendo en este tipo de estructuras una variable fundamental para definir el proceso de rotura del oleaje. En esta tesis se desarrolla un nuevo modelo predictivo de rebase mediante redes neuronales centrado en diques en talud con cotas de coronación reducidas, mejorando las predicciones y permitiendo el estudio de la influencia de la pendiente de fondo sobre la tasa de rebase media.



# Resum

Les proteccions costeres o dics en talús amb cota de coronació reduïda son cada vegada mes habituals en el escenari actual, on el canvi climàtic incrementa progressivament el nivell medi del mar y existeix una major consciència social per la reducció en el consum de materials y el impacte visual de les estructures marítimes. Aquest tipus de estructures es troben sotmeses a freqüents esdeveniments de ultrapassaments y conseqüentment als riscos associats a aquest fenomen. A més, es habitual la seua construcció en zones de profunditats reduïdes on es produeix el trencament de l'onatge per la limitació del fons marí. Aquesta tesis es centra en l'estudi de l'estabilitat hidràulica del mantell principal d'aquest tipus d'estructures quan es troben protegides amb peces d'esculleres, cubs i Cubípodes.

Quan el francbord és prou reduït com per a permetre l'existència d'un cabal de ultrapassament important, les fórmules de disseny del mantell principal no són aplicables, ja que en aquests casos part de l'energia de l'onatge es dissipa mitjançant el mantell del sector de coronació i el extradós de l'estructura. Per donar resposta a aquesta situació, en aquesta tesis es realitzen nous assajos de ultrapassaments a escala de model 2D, analitzant en detall l'estabilitat hidràulica de mantells bicapa d'esculleres i cubs i mantells monocapa de Cubípodes, servint com a guia de disseny de dics en talús ultrapassables.

D'altra banda, estimar de forma precisa el cabal de ultrapassament en aquest tipus d'estructures és fonamental per garantir la seva estabilitat. Per aquest motiu, en aquesta tesis s'analitzen els principals estimadors de cabal mitjà d'ultrapassaments existents, comparant les seves prediccions amb les observacions experimentals. Per al cas estudiat, els models basats en tècniques d'intel·ligència artificial resulten els estimadors més fiables. No obstant això, no tenen en compte el pendent de fons

marí com a possible variable influent sobre el cabal d'ultrassament, sent en aquest tipus d'estructures una variable fonamental per definir el procés de trencament de l'onatge. En aquesta tesis es desenvolupa un nou model predictiu de cabals mitjans d'ultrassaments mitjançant xarxes neuronals centrat en dics de talús amb cotes de coronació reduïdes, millorant les prediccions i permetent l'estudi de la influència del pendent del fons sobre la taxa mitja de ultrassament.

# Abstract

Coastal protections and mound breakwaters with reduced freeboard are common in practice due to sea level rise because of the climate change and the social concern about environmental and visual impacts of coastal structures. These types of structures are frequently overtopped by waves and for this reason increasing overtopping hazards. Moreover, structures with reduced freeboard are usually built in shallow waters where the highest waves are depth limited. This PhD focuses on the hydraulic stability of mound breakwaters armored with rocks, cubes and Cubipods.

In a frequently overtopped structure a significant part of the wave energy is allowed to pass through or over the structure and the existing design equations in literature for the armor layer are not valid. Therefore, in this PhD new small scale test were carried out to analyse the hydraulic stability double layer rocks, double layer randomly placed cubes and single layer Cubipods armors, and concluding with some guidelines for overtopped structures.

On the other hand, accuracy of wave overtopping estimations are needed to guarantee the structure stability. In this PhD, the main wave overtopping estimators are analysed comparing with the experimental results, showing that models based on artificial intelligence techniques are the most reliable estimators. Although the bottom slope is an important parameter to define breaking process the main prediction models do not consider this variable as an input. In this PhD, a new predictive model is developed using neural networks for overtopped mound breakwaters in wave breaking conditions with very good results. The new model also allows to study the influence of the bottom slope on the wave overtopping rate.



**ÍNDICE GENERAL**

Agradecimientos

Resumen

Resum

Abstract

Índice general

Índice

Índice de figuras

Índice de tablas

Notación

CAPÍTULO 1.	Introducción .....	41
CAPÍTULO 2.	Estado del arte.....	51
CAPÍTULO 3.	Metodología experimental .....	97
CAPÍTULO 4.	Análisis de los resultados experimentales.....	137
CAPÍTULO 5.	Conclusiones.....	215
Referencias	.....	223
Anejo 1	.....	239



---

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1.    Introducción.....</b>	<b>41</b>
1.1. Motivación de la investigación .....	43
1.1.1. Estructura objeto de estudio: Diques en talud rebasables en condiciones de rotura por fondo.....	43
1.1.2. Zona de diseño poco estudiada .....	45
1.2. Objetivos de la investigación .....	47
1.3. Estructura de la tesis .....	48
<b>CAPÍTULO 2.    Estado del arte .....</b>	<b>51</b>
2.1. Introducción .....	53
2.2. Modos de fallo de diques en talud .....	55
2.3. Estabilidad hidráulica de diques en talud.....	57
2.3.1. Estabilidad hidráulica del manto principal en diques no rebasables .....	57
2.3.2. Estabilidad hidráulica en diques de baja cota de coronación .....	61
2.3.3. Modos de fallo del manto principal.....	67
2.3.4. Avería del manto principal.....	68
2.3.4.1. Análisis cualitativo de la avería del manto.....	69
2.3.4.2. Análisis cuantitativo de la avería del manto .....	72
2.4. Rebase de diques en talud .....	76

2.4.1. Introducción.....	76
2.4.2. Revisión histórica.....	77
2.4.3. Manuales del rebase.....	80
2.4.4. Principales fórmulas de estimación del rebase medio para diques en talud con cota de coronación reducida.....	81
2.4.5. La Red Neuronal de CLASH.....	84
2.5. Oleaje en condiciones de rotura.....	85
2.5.1. Tipos de rotura del oleaje.....	86
2.5.2. Criterios de rotura del oleaje.....	88
2.5.2.1. Rotura por decrestamiento.....	88
2.5.2.2. Rotura por fondo.....	89
2.5.3. Distribución de alturas de ola en aguas someras.....	92
<b>CAPÍTULO 3. Metodología experimental.....</b>	<b>97</b>
3.1. Introducción.....	98
3.2. Descripción del canal de oleaje.....	98
3.2.1. Sistema de generación de oleaje.....	100
3.3. Modelación física a escala.....	101
3.3.1. Secciones tipo ensayadas.....	101
3.3.1.1. Sección tipo Cubípodos monocapa.....	103
3.3.1.2. Sección tipo Cubos bicapa.....	103
3.3.1.3. Sección tipo Escollera bicapa.....	104
3.3.2. Características de los materiales empleados.....	105
3.3.2.1. Proceso constructivo.....	108
3.3.3. Instrumentación.....	112



---

3.3.3.1. Sensores de nivel .....	112
3.3.3.2. Equipo de medición de Rebase.....	117
3.3.3.3. Velocímetros .....	118
3.3.3.4. Soporte audiovisual .....	118
3.4. Ensayos realizados en el LPC-UPV .....	119
3.4.1. Escala del modelo .....	121
3.4.2. Ensayos irregulares con $m=1/50$ .....	122
3.4.2.1. Ensayos con modelo .....	122
3.4.2.2. Ensayos en vacío .....	123
3.4.3. Ensayos irregulares con $m=1/25$ .....	124
3.4.3.1. Ensayos con modelo .....	124
3.4.3.2. Ensayos en vacío .....	125
3.5. Procesado de los datos experimentales.....	125
3.5.1. Separación del oleaje incidente y reflejado.....	125
3.5.1.1. Método LASA-V.....	127
3.5.1.2. SwanOne.....	129
3.5.2. Determinación de la avería del manto .....	130
3.5.2.1. Método de la Malla Virtual .....	131
3.5.3. Determinación de los caudales de Rebase .....	133
<b>CAPÍTULO 4. Análisis de los resultados experimentales.....</b>	<b>137</b>
4.1. Introducción .....	139
4.2. Análisis del oleaje incidente en condiciones de rotura por fondo .....	139
4.3. Análisis y resultados del caudal de rebase medio .....	143
4.3.1. Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase de un dique en talud mediante redes neuronales .....	143

4.3.2. Validación de la red neuronal de CLASH para diques de cota de coronación reducida a rotura por fondo .....	151
4.3.3. Ajuste de los resultados experimentales y los principales modelos predictivos. ....	153
4.3.4. Nuevo modelo predictivo de rebase para diques con cota de coronación reducida en condiciones de rotura por fondo .....	158
4.4. Análisis y resultados de la estabilidad hidráulica del manto principal .....	164
4.4.1. Avería del manto principal con pendiente de fondo $m=1/50$ .....	164
4.4.1.1. Comparación con fórmulas existentes en mantos de escollera .....	164
4.4.1.2. Análisis cuantitativo y cualitativo del daño del manto principal.....	166
4.4.1.3. Funciones de fallo para mantos bicapa de escollera y cubos .....	171
4.4.1.4. Función de fallo para mantos monocapa de Cubípodos.....	174
4.4.2. Avería del manto principal con pendiente de fondo $m=1/25$ .....	177
4.4.2.1. Análisis cuantitativo y cualitativo del daño en el manto principal.....	177
4.4.2.2. Función de fallo para manto bicapa de escollera y cubos...181	
4.4.2.3. Función de fallo para mantos monocapa de Cubípodos.....	185
4.4.3. Influencia de la pendiente de fondo sobre la estabilidad del manto principal .....	188
4.4.3.1. Análisis cuantitativo .....	189
4.4.3.2. Análisis cualitativo.....	195
4.4.4. Influencia del caudal de rebase sobre la estabilidad del manto principal .....	201

---

4.4.4.1. Influencia del caudal de rebase sobre la avería del manto principal con $m=1/50$ .....	202
4.4.4.2. Influencia del caudal de rebase sobre la avería del manto principal con $m=1/25$ .....	204
4.4.4.3. Influencia de la pendiente de fondo y el caudal de rebase sobre la estabilidad hidráulica del manto monocapa de Cubípodos	208
4.4.5. Inicio de Avería en coronación en manto monocapa de Cubípodos .....	211
<b>CAPÍTULO 5. Conclusiones .....</b>	<b>215</b>
5.1. Resumen y conclusiones.....	217
5.1.1. Resumen de la investigación.....	217
5.1.2. Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase en diques en talud: Nuevo modelo predictivo .....	217
5.1.3. Validación de los principales estimadores de rebase para diques en talud con cotas de coronación reducidas y oleaje limitado por fondo .	220
5.1.4. Estabilidad hidráulica del manto principal de diques en talud rebasables protegidos con escollera, cubos y Cubípodos .....	221
5.2. Futuras líneas de investigación .....	222
<b>Referencias .....</b>	<b>223</b>
<b>Anejo 1 .....</b>	<b>239</b>



---

**ÍNDICE DE FIGURAS**

<b>Figura 1.1.</b> Dique en talud de protección costera con manto bicapa de cubos ubicado en zona de rompientes (Santa Cruz de la Palma, Isla de la Palma, Canarias).....	44
<b>Figura 1.2.</b> Sección tipo de estudio: dique en talud convencional con francobordo reducido y oleaje limitado por fondo. ....	45
<b>Figura 1.3.</b> Rango de pendientes de fondo ( $m$ ) y francobordos adimensionales ( $R_c/H_{mo}$ ) disponibles en la base de datos de CLASH para diques en talud estudiados en esta tesis.....	46
<b>Figura 2.1.</b> El Cubípodo, pieza especial para el manto principal. ....	54
<b>Figura 2.2.</b> Posibles modos de fallo de un dique en talud (Brunn, 1979). ....	56
<b>Figura 2.3.</b> Gráfico de diseño para el factor de reducción, $rD$ , en función del francobordo adimensional y el peralte del oleaje (Van der Meer, 1994). ....	63
<b>Figura 2.4.</b> Estabilidad hidráulica de los diferentes sectores del manto principal de escollera para distintos niveles de avería (Vidal et al. 1992). ....	64
<b>Figura 2.5.</b> Estabilidad hidráulica del manto principal correspondiente al inicio de avería para los diferentes sectores del manto (Burger, 1995). ....	65
<b>Figura 2.6.</b> Estabilidad hidráulica del manto de escollera de un dique de baja cota de coronación para el inicio de avería (Kramer y Burcharth, 2003).....	66
<b>Figura 2.7.</b> Modos de fallo del manto principal: (a) Cabeceo de piezas, (b) deslizamiento global del manto, (c) Extracción de piezas y (d) Compactación heterogénea del manto (Gómez-Martín, 2015). ....	67
<b>Figura 2.8.</b> Ejemplo de IA en manto bicapa de Cubípodos. ....	69

---

<b>Figura 2.9.</b> Ejemplo de IAI en manto bicapa de Cubípodos.....	70
<b>Figura 2.10.</b> Ejemplo de ID en manto bicapa de Cubípodos. ....	70
<b>Figura 2.11.</b> Ejemplo de D en manto bicapa de Cubípodos. ....	71
<b>Figura 2.12.</b> Ejemplo de IA en manto monocapa de Cubípodos.....	71
<b>Figura 2.13.</b> Ejemplo de ID de un manto monocapa de Cubípodos.....	72
<b>Figura 2.14.</b> Ejemplo de D de un manto monocapa de Cubípodos. ....	72
<b>Figura 2.15.</b> Principales parámetros estructurales e hidráulicos considerados en la literatura (CLASH) para definir el caudal de rebase de un dique en talud convencional.....	76
<b>Figura 2.16.</b> Principales parámetros hidráulicos y estructurales para el estudio del rebase de un dique en talud convencional considerados en esta tesis.....	77
<b>Figura 2.17.</b> Variables de entrada (inputs) consideradas para la configuración de la CLNN, (Fuente: Van Gent et al., 2007) .....	84
<b>Figura 2.18.</b> Configuración tipo de las redes neuronales que forman la CLNN (Fuente: Van Gent et al., 2007) .....	85
<b>Figura 2.19.</b> Tipos de rotura del oleaje.....	86
<b>Figura 2.20.</b> Definición de los parámetros de rotura del oleaje (New et al., 1985).....	88
<b>Figura 2.21.</b> Criterio límite de peralte en aguas profundas (SPM, 1984). ....	89
<b>Figura 2.22.</b> Ejemplo de distribución de alturas de ola en aguas profundas y aguas someras (Fuente: CIRIA/CUR/CETMEF, 2007). ....	93
<b>Figura 3.1.</b> Sección del canal LPC-UPV con pendiente de fondo $m=1/50$ . Cotas en metros.....	99
<b>Figura 3.2.</b> Sección del canal LPC-UPV con pendiente de fondo $m=1/25$ . Cotas en metros.....	99

---

---

<b>Figura 3.3.</b> Sistema disipador de energía del oleaje del canal LPC-UPV. ....	100
<b>Figura 3.4.</b> Pala generadora de oleaje tipo pistón. ....	100
<b>Figura 3.5.</b> Pistón y pala generadora de oleaje del canal del LPC-UPV. ....	101
<b>Figura 3.6.</b> Sección tipo de berma de pie de un dique en talud convencional. ...	102
<b>Figura 3.7.</b> Sección tipo a escala de los modelo monocapa de Cubípodos: (a) E2CP y (b) E4CP. Cotas en centímetros. ....	103
<b>Figura 3.8.</b> Sección tipo a escala de los modelo bicapa de Cubos: (a) E2CB y (b) E4CB. Cotas en centímetros. ....	104
<b>Figura 3.9.</b> Sección tipo a escala de los modelo bicapa de escollera: (a) E2ES y (b) E4ES. Cotas en centímetros. ....	105
<b>Figura 3.10.</b> Cubos, Cubípodos y escollera utilizados en el manto principal de los ensayos. ....	106
<b>Figura 3.11.</b> Diámetro nominal de los Cubípodos. ....	106
<b>Figura 3.12.</b> Diámetro nominal de los Cubos. ....	107
<b>Figura 3.13.</b> Proceso de selección de una muestra de escollera mediante cuarteador. ....	107
<b>Figura 3.14.</b> Diámetro nominal de la muestra de piedra natural del manto. ....	108
<b>Figura 3.15.</b> Proceso constructivo de un modelo de dique en talud en el LPC-UPV. ....	109
<b>Figura 3.16.</b> Modelo con manto de escollera: (a) Primera capa y (b) segunda capa. ....	110
<b>Figura 3.17.</b> Modelo manto de cubos bicapa: (a) Vista general y (b) talud frontal. ....	110
<b>Figura 3.18.</b> Modelo de manto monocapa de Cubípodos. (a) Vista lateral y (b) vista del talud frontal. ....	111

<b>Figura 3.19.</b> Talud frontal del manto principal: (a) cubos y (b) Cubípodos.....	112
<b>Figura 3.20.</b> Sensores de capacidad utilizados en el LPC-UPV. ....	113
<b>Figura 3.21.</b> Secuencia de imágenes de un ensayo rebasable con modelo de Cubípodos.....	114
<b>Figura 3.22.</b> Separación sensores de nivel en la zona de generación. ....	115
<b>Figura 3.23.</b> Ubicación de sensores en la zona de modelo con pendiente $m=1/50$ . ....	115
<b>Figura 3.24.</b> Ubicación de sensores en la zona de modelo con pendiente $m=1/25$ . ....	116
<b>Figura 3.25.</b> Ubicación de los sensores en la zona de rotura del oleaje en los ensayos en vacío con pendiente $m=1/50$ . ....	116
<b>Figura 3.26.</b> Ubicación de los sensores en la zona de rotura del oleaje en los ensayos en vacío con pendiente $m=1/25$ . ....	117
<b>Figura 3.27.</b> Equipo de captación y evacuación del caudal de rebase del LPC. ..	118
<b>Figura 3.28.</b> <i>Propellers</i> y ubicación en coronación sobre un modelo de manto cubos bicapa. ....	118
<b>Figura 3.29.</b> Equipos audiovisuales utilizados en los ensayos del LPC-UPV: (a) videocámaras y (b) cámaras de fotos. ....	119
<b>Figura 3.30.</b> Tipologías de manto ensayadas: (a) Cubípodos monocapa, (b) cubos bicapa y (c) escollera bicapa. ....	121
<b>Figura 3.31.</b> Ensayos en vacío de una serie E2VA realizados en el LPC.....	124
<b>Figura 3.32.</b> Secuencia de imágenes de rotura del oleaje en los sensores de la zona de modelo. ....	126
<b>Figura 3.33.</b> Sensores de oleaje en la zona de modelo durante un ensayo con rotura.....	126



---

<b>Figura 3.34.</b> Ventana de parámetros del software LASA-V utilizado en los ensayos.....	127
<b>Figura 3.35.</b> Ventana del software SwanOne utilizado en los ensayos para estimar el oleaje en rotura. ....	130
<b>Figura 3.36.</b> División del manto principal en tres partes: (I) talud frontal, (II) coronación y (III) trasdós. ....	131
<b>Figura 3.37.</b> Ejemplo de Malla Virtual utilizada en los ensayos para medir la avería del manto monocapa de Cubípodos: (a) Talud frontal, (b) coronación y (c) trasdós. ....	133
<b>Figura 3.38.</b> Masa de agua registrada con la báscula de rebase durante la duración del ensayo. ....	134
<b>Figura 3.39.</b> Masa de agua total, acumulada durante la duración del ensayo. ...	135
<b>Figura 4.1.</b> Comparación entre la altura de ola incidente medida en los ensayos en vacío con pendiente $m=1/50$ y la altura de ola estimada mediante SwanOne, en los sensores S11 y S12. ....	141
<b>Figura 4.2.</b> Comparación entre la altura de ola incidente medida en los ensayos en vacío con pendiente $m=1/25$ y la altura de ola estimada mediante SwanOne, en los sensores S6 a S9. ....	142
<b>Figura 4.3.</b> Variables influyentes sobre el caudal de rebase seleccionadas como entradas al nuevo modelo predictivo.....	143
<b>Figura 4.4.</b> Configuración de la NN del nuevo modelo predictivo de rebase con 6 entradas, 14 neuronas en la capa intermedia y una variable de salida. ....	144
<b>Figura 4.5.</b> PSE obtenido por la NN con diferentes configuraciones de neuronas en la capa intermedia. ....	145
<b>Figura 4.6.</b> Comparación entre los valores medidos experimentalmente y las estimaciones proporcionada por la CLNN* y por el nuevo modelo predictivo.....	148

<b>Figura 4.7.</b> Distribución de los ensayos de entrenamiento de la base de datos de CLASH por pendiente y el francobordo adimensional, $R_c/\gamma_f H_{m0} toe$ .....	150
<b>Figura 4.8.</b> Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase a partir de las estimaciones de la CLNN* y el nuevo modelo predictivo de rebase.....	151
<b>Figura 4.9.</b> Ajuste de la CLNN para los ensayos seleccionados de la base de datos de CLASH con y sin rotura por fondo.....	153
<b>Figura 4.10.</b> Ajuste de la CLNN con los ensayos del LPC: (a) Ensayos con $m=1/50$ , (b) Ensayos con $m=1/25$ . .....	155
<b>Figura 4.11.</b> Ajuste de la Ec.2.18 (EurOtop, 2018) con los ensayos del LPC: (a) Ensayos con $m=1/50$ , (b) Ensayos con $m=1/25$ . .....	156
<b>Figura 4.12.</b> Ajuste de la Ec.2.19 (Molines y Medina, 2016) con los ensayos del LPC: (a) Ensayos con $m=1/50$ , (b) Ensayos con $m=1/25$ . .....	157
<b>Figura 4.13.</b> Comparación entre el caudal de rebase adimensional medido experimentalmente y la estimación proporcionada por el nuevo modelo predictivo para los ensayos procedentes de la base de datos de CLASH y LPC.....	160
<b>Figura 4.14.</b> Optimización del coeficiente de rugosidad, $\gamma_f$ , para Cubípodos monocapa con el nuevo modelo predictivo. ....	161
<b>Figura 4.15.</b> Distribución de los ensayos de entrenamiento de CLASH y LPC en función de la pendiente de fondo $m$ y el francobordo adimensional de entrada $R_c/(\gamma_f H_{m0})$ . .....	162
<b>Figura 4.16.</b> Resultados de las simulaciones 1 y 2 con el nuevo modelo. Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase para distintos $R_c/(\gamma_f H_{m0})$ . .....	163
<b>Figura 4.17.</b> Comparación del daño adimensional del talud frontal medido en el LPC y el estimado con Ec.2.4 en ensayos con manto de escollera bicapa y $m=1/50$ . .....	165
<b>Figura 4.18.</b> Comparación entre el daño total medido en el LPC, $S_{e\ total}$ , y el daño estimado con Ec.2.4 en ensayos con manto de escollera bicapa y $m=1/50$ . .....	166

---

<b>Figura 4.19.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera bicapa y $m=1/50$ .....	167
<b>Figura 4.20.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en el trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera y $m=1/50$ .....	168
<b>Figura 4.21.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y $m=1/50$ .....	168
<b>Figura 4.22.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en el trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y $m=1/50$ .....	169
<b>Figura 4.23.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de Cubípodos y $m=1/50$ .....	170
<b>Figura 4.24.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) del trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de Cubípodos y $m=1/50$ .....	170
<b>Figura 4.25.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/50$ .....	171
<b>Figura 4.26.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/50$ .....	172
<b>Figura 4.27.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/50$ .....	173

**Figura 4.28.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal del manto monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$ ..... 175

**Figura 4.29.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación del manto monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$ ..... 176

**Figura 4.30.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós del manto monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$ ..... 177

**Figura 4.31.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera y  $m=1/25$ . ..... 178

**Figura 4.32.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera y  $m=1/25$ . ..... 179

**Figura 4.33.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y  $m=1/25$ ..... 179

**Figura 4.34.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y  $m=1/25$ ..... 180

**Figura 4.35.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto monocapa de Cubípodos y  $m=1/25$ ..... 180

**Figura 4.36.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto monocapa de Cubípodos y  $m=1/25$ ..... 181

---

<b>Figura 4.37.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/25$ . .....	182
<b>Figura 4.38.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en la coronación de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/25$ . .....	183
<b>Figura 4.39.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/25$ . .....	183
<b>Figura 4.40.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal con manto monocapa de Cubípodos y $m=1/25$ . .....	186
<b>Figura 4.41.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación con manto monocapa de Cubípodos y $m=1/25$ . .....	187
<b>Figura 4.42.</b> Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós con manto monocapa de Cubípodos y $m=1/25$ . .....	188
<b>Figura 4.43.</b> Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/50$ y $m=1/25$ . .....	189
<b>Figura 4.44.</b> Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/50$ y $m=1/25$ . .....	190
<b>Figura 4.45.</b> Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos de escollera y cubos bicapa con $m=1/50$ y $m=1/25$ . .....	191

**Figura 4.46.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ . ..... 192

**Figura 4.47.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación de mantos monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ . ..... 193

**Figura 4.48.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ . ..... 194

**Figura 4.49.** Números de estabilidad ( $N_s$ ) de Inicio de Avería (IA) del talud frontal con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ )..... 195

**Figura 4.50.** Números de estabilidad ( $N_s$ ) de Inicio de Avería (IA) de coronación con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ )..... 197

**Figura 4.51.** Números de estabilidad ( $N_s$ ) de Inicio de Avería (IA) de trasdós con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ )..... 197

**Figura 4.52.** Nivel de daño cualitativo en talud frontal y manto bicapa de escollera: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). ..... 199

**Figura 4.53.** Nivel de daño cualitativo en talud frontal y manto bicapa de cubos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). ..... 199

**Figura 4.54.** Nivel de daño cualitativo en talud frontal y manto monocapa de Cubípodos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). ..... 200

**Figura 4.55.** Nivel de daño cualitativo en coronación y manto bicapa de escollera: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). ..... 200

---

<b>Figura 4.56.</b> Nivel de daño cualitativo en coronación y manto bicapa de cubos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). .....	200
<b>Figura 4.57.</b> Nivel de daño cualitativo en coronación y manto monocapa de Cubípodos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). .....	201
<b>Figura 4.58.</b> Nivel de daño cualitativo en trasdós y manto de escollera: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). .....	201
<b>Figura 4.59.</b> Nivel de daño cualitativo en trasdós y manto de cubos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA). .....	201
<b>Figura 4.60.</b> Caudal de rebase adimensional medido ( $Q$ ) en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) de los ensayos con $m=1/50$ . .....	202
<b>Figura 4.61.</b> Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de escollera y $m=1/50$ , en función del caudal de rebase adimensional medido ( $Q$ ). .....	203
<b>Figura 4.62.</b> Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de cubos, en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ). .....	204
<b>Figura 4.63.</b> Caudal de rebase adimensional medido ( $S_e^{1/5}$ ) en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) de los ensayos con $m=1/25$ . .....	205
Las Figura 4.64, Figura 4.65 y Figura 4.66, representan la distribución del daño adimensional del manto principal en el talud frontal, coronación y trasdós en función del caudal de rebase adimensional observado en el ensayo para cada tipo de pieza. ....	205
<b>Figura 4.64.</b> Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de escollera con $m=1/25$ , en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ). .....	206

<b>Figura 4.65.</b> Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de cubos con $m=1/25$ , en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ). .....	207
<b>Figura 4.66.</b> Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos monocapa de Cubípodos con $m=1/25$ , en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ). .....	208
<b>Figura 4.67.</b> Rebase de una ola con modelo de Cubípodos monocapa y pendiente suave $m=1/50$ . .....	209
<b>Figura 4.68.</b> Rebase de una ola con modelo de manto Cubípodos monocapa y pendiente fuerte $m=1/25$ . .....	210
<b>Figura 4.69.</b> Avería del manto principal de Cubípodos monocapa en talud frontal y coronación tras un ensayo con pendiente $m=1/25$ . .....	210
<b>Figura 4.70.</b> Ejemplo de Inicio de Avería (IA) en la coronación de un manto monocapa de Cubípodos. .....	212
<b>Figura 4.71.</b> Sección óptima para un manto monocapa de Cubípodos con piezas de autoreparación. .....	212
<b>Figura 5.1.</b> Configuración de la NN del nuevo modelo predictivo de rebase. ....	219



---

**ÍNDICE DE TABLAS**

<b>Tabla 1.1.</b> Definición del tipo de estructura frente al rebase en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ). .....	44
<b>Tabla 2.1.</b> Coeficientes $A$ , $B$ y $C$ para la Ec.2.7 en función del sector del manto y su rango de validez (Vidal et al. 2007). .....	66
<b>Tabla 2.2.</b> Niveles de daño cuantitativos para tres niveles de avería y distintos tipos de piezas prefabricadas (CIRIA/CUR/CERMEF, 2007). .....	74
<b>Tabla 2.3.</b> Coeficientes $avictor$ y $bvictor$ para la Ec.2.16. ....	82
<b>Tabla 2.4.</b> Parámetros $aj$ , $bj$ , $cj$ y $dj$ de la Ec.2.19. ....	83
<b>Tabla 2.5.</b> Clasificación de los tipos de rotura del oleaje en función del número de Iribarren, $I_r^*$ . ....	87
<b>Tabla 2.6.</b> Tipos de rotura del oleaje (New et al., 1985). ....	88
<b>Tabla 2.7.</b> Coeficientes para $H_{1/3}$ y $H_{max}$ de acuerdo con Goda (2000). ....	95
<b>Tabla 3.1.</b> Características de los materiales empleados en la construcción de los modelos físicos. ....	105
<b>Tabla 3.2.</b> Número de unidades colocadas en cada fila del manto de cubos y Cubípodos.....	112
<b>Tabla 3.3.</b> Definición de la rotura de los ensayos realizados. ....	120
<b>Tabla 3.4.</b> Rango de periodos ( $T_p$ ) del oleaje en aguas profundas correspondientes a los ensayos realizados en el LPC. ....	121

<b>Tabla 3.5.</b> Rango de número de Reynolds, $Re$ , obtenido en los ensayos para cada tipo de pieza. ....	122
<b>Tabla 3.6.</b> Matriz de ensayos con modelos de Cubípodos, escollera y cubos con pendiente de fondo $m=1/50$ .....	123
<b>Tabla 3.7.</b> Matriz de ensayos en vacío con pendiente de fondo $m=1/50$ .....	123
<b>Tabla 3.8.</b> Matriz de ensayos con modelos de Cubípodos, escolleras y cubos con pendiente de fondo $m=1/25$ .....	125
<b>Tabla 3.9.</b> Matriz de ensayos en vacío con pendiente de fondo $m=1/25$ .....	125
<b>Tabla 4.1.</b> Rango de las variables de entrada al nuevo modelo. ....	146
<b>Tabla 4.2.</b> Asignación de WF para cada ensayo en función de CF y RF. ....	146
<b>Tabla 4.3.</b> Valores asignados a los parámetros de entrada fijos en la simulación realizada con el nuevo modelo.....	149
<b>Tabla 4.4.</b> Valores mínimos y máximos de las principales variables adimensionales de los ensayos seleccionados de CLASH. ....	152
<b>Tabla 4.5.</b> Resultados de ajuste obtenidos con los principales estimadores de rebase para los ensayos con $m=1/50$ y $m=1/25$ realizados en el LPC. ....	157
<b>Tabla 4.6.</b> Rango de las variables de entrada para el nuevo modelo predictivo de rebase. ....	159
<b>Tabla 4.7.</b> Coeficientes de rugosidad, $\gamma_i$ , calibrados para el modelo predictivo de rebase de esta tesis.....	161
<b>Tabla 4.8.</b> Valores asignados a las variables de entrada para las simulaciones 1 y 2.....	163
<b>Tabla 4.9.</b> Coeficientes $k_1$ y $k_2$ con los valores de rMSE y r de ajuste de la Ec.4.8 para mantos bicapa de escollera y cubos con pendiente $m=1/50$ . ....	174

---

<b>Tabla 4.10.</b> Rangos de validez de la Ec.4.8 para mantos bicapa de escollera y cubos con $m=1/50$ .....	174
<b>Tabla 4.11.</b> Coeficientes $k_1$ y $k_2$ con los valores de rMSE y r de ajuste de la Ec.4.8 para mantos bicapa de escollera con pendiente $m=1/25$ .....	184
<b>Tabla 4.12.</b> Rangos de validez de la Ec.4.8 para los ensayos de manto bicapa de escollera y $m=1/25$ .....	184
<b>Tabla 4.13.</b> Coeficientes $k_1$ , $k_2$ y $k_3$ con los valores de rMSE y r de ajuste de la Ec.4.9 para mantos bicapa de cubos con pendiente $m=1/25$ .....	185
<b>Tabla 4.14.</b> Rangos de validez de la Ec.4.9 para los ensayos de manto bicapa de cubos y $m=1/25$ .....	185



## NOTACIÓN

### Símbolos:

$a$ [m]	= $zD_n$ , ancho de banda de la Malla virtual
$a_i$ [-]	= (i=1 a 6) coeficientes de la fórmula de rebase Ec.2.19
$a_{\text{victor}}$ [-]	= coeficiente para fórmula predicción de rebase Ec.2.16
$A_c$ [m] o [cm]	= cota de coronación del manto principal respecto al NMM
$A_e$ [m <sup>2</sup> ]	= área media erosionada de la sección transversal
$A_{ev}$ [m <sup>2</sup> ]	= área media erosionada visual
$b$ [m]	= $kD_n$ , longitud de banda de la Malla Virtual o ancho de la sección ensayada
$b_i$ [-]	= (i=1 a 6) coeficientes de la fórmula de rebase Ec.2.19
$b_{\text{victor}}$ [-]	= coeficiente para fórmula predicción de rebase Ec.2.16
$B$ [m] o [cm]	= ancho de la berma intermedia
$B_t$ [cm]	= ancho de la berma de pie
$c$ [cm]	= ancho de la canaleta de medición de rebase
$c_i$ [-]	= (i=1 a 6) coeficientes de la fórmula de rebase Ec.2.19
$c_{pl}$ [-]	= coeficiente <i>plunging</i>
$c_s$ [-]	= coeficiente <i>surging</i>
$C_R$ [-]	= $H_{m0r}/H_{m0i}$ coeficiente de reflexión
$\cot \alpha$ [-]	= talud de la estructura
$\cot \alpha_d$ [-]	= talud de la estructura por debajo de la berma intermedia
$\cot \alpha_u$ [-]	= talud de la estructura por encima de la berma intermedia
$d_i$ [-]	= (i=1 a 6) coeficientes de la fórmula de rebase Ec.2.19
$D_n$ [m]	= $(M/\rho_r)^{1/3}$ , diámetro nominal de la pieza o lado del cubo equivalente

## Notación

---

$D_{n50}$ [m]	= diámetro nominal de la escollera correspondiente al 50% del material que pasa por el tamiz
$e_i$	= valores estimados
$\bar{e}$	= valor medio de los valores estimados
$E_r$ [-]	= $C_R^2$ , energía reflejada
$f$ [ $s^{-1}$ ]	= frecuencia
$F(H)$	= función de distribución de la ola
$F_d$ [-]	= $R_c/D_{n50}$ , francobordo adimensional a partir del $D_{n50}$
$g$ [ $m/s^2$ ]	= aceleración de la gravedad (=9.81)
$G_c$ [m] o [cm]	= ancho de coronación de la estructura
$h$ [m] o [cm]	= calado o profundidad del agua en el pie de la estructura
$h_b$ [m] o [cm]	= calado o profundidad del agua por encima de la berma intermedia
$h_{br}$ [m] o [cm]	= calado o profundidad del agua en el punto de rotura de la ola
$h_t$ [m] o [cm]	= calado o profundidad del agua en por encima de la berma de pie
$H$ [m] o [cm]	= altura de ola
$H_b$ [m] o [cm]	= altura de ola en rotura
$H_{max}$ [m] o [cm]	= altura de ola máxima
$H_{m0}$ [m] o [cm]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa estimada con el espectro
$H_{m0i}$ [m] o [cm]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa incidente estimada con el espectro
$H_{m0r}$ [m] o [cm]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa reflejada estimada con el espectro
$H_{m0,toe}$ [m] o [cm]	= $4(m_0)^{0.5}$ , altura de ola significativa estimada con el espectro en el pie de la estructura
$H_n$ [m] o [cm]	= altura de ola media de las n olas más altas que alcanzan el dique
$H_{rms}$ [m] o [cm]	= altura de ola cuadrática media
$H_s$ [m] o [cm]	= altura de ola significativa
$H_{tr}$ [m] o [cm]	= altura de ola de transición

---

$H_0$ [m] o [cm]	= altura de ola en aguas profundas
$H_0'$ [m] o [cm]	= altura de ola significativa equivalente en aguas profundas
$H_1$ [m] o [cm]	= parámetro de escala en el método CWD
$H_2$ [m] o [cm]	= parámetro de escala en el método CWD
$H_{1/3}$ [m] o [cm]	= altura de ola media del tercio de olas mayores
$H_{1/10}$ [m] o [cm]	= altura de ola media del décimo de olas mayores
$H_{1/20}$ [m] o [cm]	= altura de ola media del 1/20 olas mayores
$H_{0.1\%}$ [m] o [cm]	= altura de ola superada por el 0.1% de las olas
$H_{1\%}$ [m] o [cm]	= altura de ola superada por el 1% de las olas
$H_{2\%}$ [m] o [cm]	= altura de ola superada por el 2% de las olas
$H_{50}$ [m] o [cm]	= altura de ola media de las 50 olas mayores
$I$ [-]	= número de bandas en la Malla Virtual
$I_r$ [-]	= $\tan\alpha/(H/L_0)^{0.5}$ , número de Iribarren
$I_{rp}$ [-]	= $\tan\alpha/(H_{m0}/L_{0p})^{0.5}$ , número de Iribarren asociado a la $H_{m0}$ y al periodo pico, $T_p$
$I_r^*$ [-]	= $m/(H/L_0)^{0.5}$ , número de Iribarren con la pendiente de fondo $m$
$kh$ [-]	= $2\pi h/L$ , profundidad relativa
$K_D$ [-]	= coeficiente de estabilidad hidráulica
$K_s$ [-]	= $H/H_0'$ , coeficiente de asomeramiento
$K_t$ [-]	= coeficiente de transmisión del oleaje
$L$ [m] o [cm]	= $gT^2 \tanh(2\pi h/L)/2\pi$ , longitud de onda
$L_b$ [m] o [cm]	= longitud de onda calculada en la profundidad de rotura, $h_{br}$
$L_{crest}$ [m] o [cm]	= longitud de cresta de onda
$L_{jet}$ [m] o [cm]	= longitud de <i>jet</i> o decrestamiento de onda
$L_0$ [m] o [cm]	= $gT^2/2\pi$ , longitud de onda en aguas profundas
$L_{0m}$ [m] o [cm]	= $gT_m^2/2\pi$ , longitud de onda en aguas profundas basada en el periodo medio, $T_m$

---

## Notación

---

$L_{0p}$ [m] o [cm]	= $gT_p^2/2\pi$ , longitud de onda en aguas profundas basada en el periodo pico, $T_p$
$m$ [-]	= pendiente de fondo
$m_i$	= momento espectral de orden $i$
$M$ [t] o [g]	= peso de las unidades del manto principal
$M_{50}$ [t] o [g]	= masa correspondiente al $D_{n50}$ del material
$N$ [-]	= número de unidades desplazadas (extracciones o desplazamientos)
$N_d$ [%]	= $N/N_T$ , porcentaje de piezas desplazadas
$N_e$ [-]	= número de piezas extraídas que son recolocadas sobre la capa superior
$N_{en}$ [-]	= número de ensayos realizados por serie
$N_i$ [-]	= número de unidades que tienen su centro de gravedad dentro de cada una de las bandas de la Malla Virtual
$N_{od}$ [-]	= $N/(b/D_n)$ , daño relativo
$N_s$ [-]	= $H/(\Delta D_n)$ , número de estabilidad
$N_t$ [-]	= número de unidades a colocar por filas en el manto
$N_T$ [-]	= número de unidades totales existentes dentro de un área de referencia
$N_z$ [-]	= número de olas
$o_i$	= valores observados
$\bar{o}$	= valor medio de los valores observados
$p$ [-] o [%]	= $(1 - \Phi/n)$ , porosidad del manto principal
$P$ [-]	= permeabilidad de la estructura
$p_i$ [-] o [%]	= porosidad de la banda $i$ de la Malla Virtual después de la acción del oleaje
$p_{oi}$ [-] o [%]	= porosidad inicial de la banda $i$ de la Malla Virtual antes de la acción del oleaje
$q$ [l/s/m] o [m <sup>3</sup> /s/m]	= caudal de rebase medio por metro



---

$Q$ [-]	= $q / (gH_{m0}^3)^{0.5}$ , caudal de rebase adimensional
$Q_t$ [l]	= caudal de rebase total medido tras un ensayo
$r_D$ [-]	= factor reductor del diámetro nominal de piezas del talud frontal
$Re$ [-]	= número de Reynolds
$R_c$ [m] o [cm]	= francobordo o cota de coronación de la estructura
$R_p^*$ [-]	= $(R_c/H_s) (S_{0p}/2\pi)^{0.5}$ , francobordo adimensional
$s$ [-]	= $H/L$ , es el peralte del oleaje regular
$s_0$ [-]	= $H_0/L_0$ , es el peralte del oleaje en aguas profundas
$s_{0p}$ [-]	= $H_{s0}/L_{0p}$ , es el peralte del oleaje basado en el periodo pico, $T_p$
$s_m$ [-]	= $H_s/L_{0m}$ , es el peralte del oleaje basado en el periodo medio, $T_m$
$S$ [-]	= $A_e/D_n^2$ , daño adimensional del manto
$S(f)$	= espectro del oleaje
$S_e$ [-]	= daño adimensional equivalente del manto
$S_i$ [-]	= daño adimensional de cada banda de la Malla Virtual
$S_0$ [-]	= $1.521 m/H_0$ , parámetro de rotura para ondas solitarias
$S_{jet}$ [-]	= $L_{jet}/L_{crest}$ , parámetro de rotura del oleaje
$S_v$ [-]	= daño adimensional visual del manto
$\tan \alpha_b$ [-]	= tangente del ángulo que forma la berma intermedia con la horizontal
$t$ [s]	= tiempo de duración del ensayo
$t_t$ [m] o [cm]	= espesor o altura de la berma de pie
$T$ [s]	= periodo del oleaje
$T_{1/3}$ [s]	= periodo de ola significativa
$T_m$ [s]	= periodo medio del oleaje
$T_{m-1,0}$ [s]	= $m_{-1}/m_0$ , periodo del oleaje espectral basado en el momento espectral, $m_{-1}$
$T_{m-1,0, toe}$ [s]	= $m_{-1}/m_0$ , periodo del oleaje espectral basado en el momento espectral, $m_{-1}$ , en el pie de la estructura

---

## Notación

---

$T_p$ [s]	= periodo pico del oleaje
$U$ [m/s]	= $(g \cdot H_s)^{0.5}$ , velocidad característica del agua
$z$ [-]	= número de filas de cada banda de la Malla Virtual
$\alpha$ [rad o °]	= ángulo del talud de la estructura
$\Delta$ [-]	= $(\rho_r/\rho_w)-1$ , densidad relativa sumergida
$\beta$ [rad o °]	= ángulo de incidencia del oleaje
$\Upsilon$ [-]	= parámetro de apuntalamiento del espectro JONSWAP
$\Upsilon_b$ [-]	= factor de berma
$\Upsilon_{br}$ [-]	= $H_b/h_{br}$ , de rotura del oleaje
$\Upsilon_\beta$ [-]	= factor de oblicuidad del oleaje
$\Upsilon_f$ [-]	= factor de rugosidad del manto
$\Upsilon_v$ [-]	= factor de la existencia de pared vertical
$\lambda_i$ [-]	= (i=2 a 6) coeficientes de la fórmula Ec.2.19
$\xi$ [-]	= $\tan\alpha/(H/L_0)^{0.5}$ , <i>surf similarity parameter</i>
$\xi_m$ [-]	= $\tan\alpha/(H_s/L_m)^{0.5}$ , <i>surf similarity parameter</i> basado en el periodo medio, $T_m$
$\xi_{mc}$ [-]	= parámetro crítico de rotura
$\xi_{m-1,0}$ [-]	= <i>surf similarity parameter</i> basado en el periodo $T_{m-1,0}$
$\xi^*$ [-]	= $m/(H/L_0)^{0.5}$ , <i>surf similarity parameter</i> con la pendiente de fondo $m$
$\xi_0^*$ [-]	= $m/(H_0/L_0)^{0.5}$ , <i>surf similarity parameter</i> en aguas profundas
$\rho_c$ [t/m <sup>3</sup> ] o [g/cm <sup>3</sup> ]	=densidad del hormigón
$\rho_r$ [t/m <sup>3</sup> ] o [g/cm <sup>3</sup> ]	=densidad de la escollera
$\rho_w$ [t/m <sup>3</sup> ] o [g/cm <sup>3</sup> ]	= densidad del agua
$\omega_p$ [s <sup>-1</sup> ]	= frecuencia de pico del oleaje
$\Omega_b$ [-]	= $H_b/H_0$ , índice de altura en rotura
$\nu$ [m <sup>2</sup> /s]	= viscosidad cinemática

**Acrónimos:**

CLNN	= Red Neuronal de CLASH ( <i>CLASH Neural Network</i> )
CB	= Cubos
CF	= Coeficiente de complejidad (base de datos de CLASH)
CP	= Cubípodo
CWD	= distribución Weibull compuesta ( <i>Composite Weibull distribution</i> )
D	= Destrucción
ES	= Escollera
G1	= material del filtro para los modelos físicos 2D ensayados
G2	= material del núcleo para los modelos físicos 2D ensayados
HeP	= Compactación heterogénea del manto ( <i>Heterogeneous Packing Density</i> )
IA	= Inicio de Avería
IAI	= Inicio de Avería de Iribarren
ID	= Inicio de Destrucción
LCS	=Estructuras de baja cota de coronación ( <i>Low-crested structures</i> )
LPC	= Laboratorio de Puertos y Costas de la <i>Universitat Politècnica de València</i>
MSE	= error cuadrático medio ( <i>Mean Square Error</i> )
MSE <sub>w</sub>	= error cuadrático medio ponderado por los WF
NMM	= Nivel medio del mar
NN	=Redes Neuronales ( <i>Neural Network</i> )
PSE	= Error cuadrático medio estimado ( <i>Predicted Square Error</i> )
r	= coeficiente de correlación
RF	= Coeficiente de fiabilidad (base de datos de CLASH)
rMSE	= error medio cuadrático relativo ( <i>Relative Mean Square Error</i> )
rMSE <sub>w</sub>	= error medio cuadrático relativo ponderado por los WF

## Notación

---

UPV = Universitat Politècnica de València

WF = factores de peso

# CAPÍTULO 1

## Introducción



Arrecife (Isla de Lanzarote, Canarias). Diciembre, 2017



## 1.1. Motivación de la investigación

La cota de coronación de un dique en talud o de una protección costera, es un factor fundamental en su diseño por su repercusión directa sobre el consumo de materiales, el coste económico total y las condiciones estéticas de la estructura. En un escenario como el actual donde existen crecientes presiones económicas y sociales por la sostenibilidad, la reducción del consumo de materiales y la disminución del impacto visual, es importante optimizar racionalmente el diseño de las nuevas estructuras marítimas. Además, el cambio climático tiende a elevar el nivel medio del mar (NMM) reduciendo el francobordo de las estructuras ya existentes.

En este contexto, cada vez existen más diques en talud con cota de coronación reducida sometidos a caudales de rebase relevantes y a los riesgos de fallo asociados a este fenómeno. Al mismo tiempo, este tipo de estructuras suelen construirse en zonas cercanas a la costa donde el oleaje está limitado por las condiciones del fondo provocando su rotura.

### 1.1.1. Estructura objeto de estudio: Diques en talud rebasables en condiciones de rotura por fondo.

Dada la importancia de los diques en talud, a lo largo de los años se han desarrollado múltiples estudios para su diseño. Habitualmente, estos estudios se basan en modelos físicos a escala desarrollados para diseñar el manto principal del talud frontal suponiendo un francobordo ( $R_c$ ) lo suficientemente elevado como para no considerar el fenómeno del rebase. Además, debido a la simplicidad de ejecución experimental, suelen centrarse en oleajes sin rotura por fondo.

Por otro lado, se han realizado estudios sobre diques en talud de baja cota de coronación (denominados *Low-crested structures*, LCS), donde el francobordo de la estructura se encuentra próximo a cero y el rebase debido al oleaje se produce de forma continua.

Los diques en talud no rebasables y los diques de baja cota de coronación presentan comportamientos diferentes. En el primero de ellos el talud frontal debe absorber casi toda la energía procedente del oleaje, mientras que cuando el dique es rebasable gran parte de esa energía es disipada por otros mecanismos.

Por otro lado, existen muchos diques que por su diseño cuentan con una cota de coronación algo reducida permitiendo que una parte de la energía del oleaje supere la estructura mediante el fenómeno de rebase. Estos diques podemos denominarlos como rebasables ya que se encuentran sometidos a frecuentes eventos de rebase. El comportamiento de un dique rebasable presenta características intermedias entre los diques no rebasables y los diques de baja cota de coronación, por lo que requieren de un diseño específico e intermedio entre ambas tipologías, no siendo completamente válidas las fórmulas de diseño existentes para diques no rebasables ni tampoco para LCS. La Tabla 1.1 define la denominación de los diferentes tipos de estructuras en función de su francobordo adimensional,  $R_c/H_{m0}$ , utilizada en esta tesis, siendo  $H_{m0}$  la altura de ola significativa espectral.

Rebase	Cota de coronación, $R_c$	$R_c/H_{m0}$
Muy rebasables	Baja cota de coronación (LCS)	$R_c/H_{m0} \leq 0.5$
Rebasables	Cota de coronación reducida	$0.5 < R_c/H_{m0} < 2.0$
No rebasables	Cota de coronación alta	$R_c/H_{m0} \geq 2.0$

**Tabla 1.1.** Definición del tipo de estructura frente al rebase en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ).

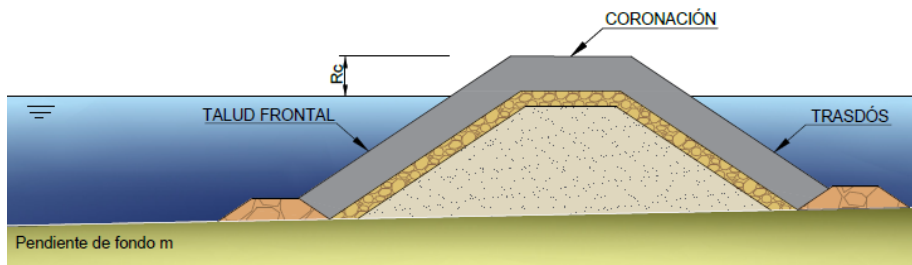
Además, muchos de los diques rebasable se encuentran construidos en zonas donde el tipo de pendiente de fondo existente o las aguas someras provocan la rotura del oleaje en las proximidades del pie de la estructura.



**Figura 1.1.** Dique en talud de protección costera con manto bicapa de cubos ubicado en zona de rompientes (Santa Cruz de la Palma, Isla de la Palma, Canarias).



Esta tesis se centra en estudiar la tipología de diques en talud convencionales rebasables, con francobordos reducidos ( $0.5 < R_c/H_{m0} < 2.0$ ), ubicados en zonas donde se produce la rotura del oleaje debido a las limitaciones del fondo marino. La Figura 1.2 muestra el esquema de la sección tipo de estudio, destacando la división del manto en tres partes fundamentales: talud frontal, coronación y trasdós. Debido a que se trata de estructuras rebasables, la disipación de la energía del oleaje no se produce únicamente a través del talud frontal, sino que además intervienen el manto en coronación y trasdós.



**Figura 1.2.** Sección tipo de estudio: dique en talud convencional con francobordo reducido y oleaje limitado por fondo.

### 1.1.2. Zona de diseño poco estudiada

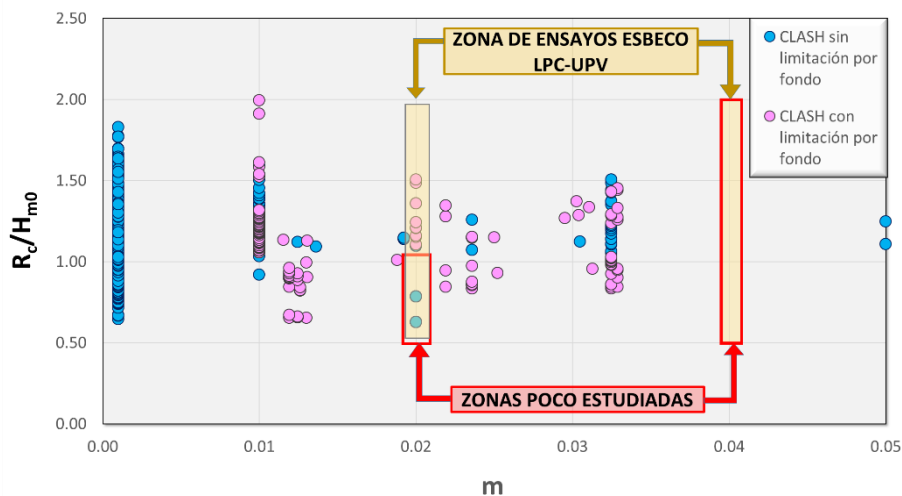
Tras analizar la literatura existente, se ha observado que los diques en talud rebasables con oleaje limitado por fondo no se encuentran bien estudiados ya que la metodología experimental requerida en ensayos con oleaje limitados por fondo es mucho más compleja que la que se utiliza si no hay rotura por fondo. Además, los diques rebasables están relativamente poco estudiados en comparación con los no rebasables (muy estudiados) y los de baja cota de coronación.

En este tipo de estructuras aparece como variable fundamental de estudio la pendiente del fondo marino, ya que provoca cambios bruscos en la profundidad del agua y consecuentemente afecta a la rotura del oleaje. Sin embargo, a pesar de la importancia de esta variable, no existen apenas estudios que relacionen la influencia de la pendiente de fondo sobre la estabilidad del manto principal o el rebase de un dique en talud.

De entre los múltiples métodos y estudios existentes para estimar el caudal de rebase, destaca el proyecto europeo CLASH (De Rouck et al., 2009), que recoge información de más de 10,000 ensayos de rebase de todo el mundo a escala reducida

y escala prototipo, formando una gran base de datos ampliamente utilizada en estudios sobre el caudal de rebase medio de todo tipo de estructuras costeras (diques verticales y en talud).

Analizando la base de datos de CLASH, se ha detectado que existen algunas zonas poco estudiadas y con un rango de datos insuficiente que pueden dar lugar a estimaciones de rebase de menor fiabilidad. Una de estas zonas menos estudiada son los diques en talud convencionales con francobordos adimensionales reducidos donde el oleaje que alcanza la estructura tiene rotura por fondo. La Figura 1.3 muestra el rango de pendientes de fondo ( $m$ ) y francobordos adimensionales ( $R_c/H_{m0}$ ) disponibles en los ensayos de la base de datos de CLASH para la tipología de diques en talud estudiados en esta tesis (ver apartado 1.1.1).



**Figura 1.3.** Rango de pendientes de fondo ( $m$ ) y francobordos adimensionales ( $R_c/H_{m0}$ ) disponibles en la base de datos de CLASH para diques en talud estudiados en esta tesis.

Como se puede observar, no existe una distribución homogénea de ensayos dentro del rango de pendientes de fondo  $0 < m < 0.05$  y  $0.50 < R_c/H_{m0} < 2.00$ , y, además, los ensayos con imitación por fondo ( $H_{m0} > 0.4h$ ) representan solo un 25% del total de ensayos disponibles dentro de esta selección, siendo  $h$  la profundidad en la zona del dique. Así pues, no existen ensayos con pendientes  $m > 0.03$  y para el caso de pendientes suaves ( $m = 0.02$ ), se observa una carencia de ensayos con francobordos reducidos ( $0.50 < R_c/H_{m0} > 1.00$ ) y oleaje con limitación de fondo.

Por este motivo, surge la necesidad de realizar este trabajo y analizar el rebase y la estabilidad hidráulica de diques en talud con cotas de coronación reducidas ubicados en zona de rompientes. Con este objetivo, en el Laboratorio de Puertos y Costas de la *Universitat Politècnica de València* (LPC-UPV) se ha desarrollado durante los años 2015 a 2018 el proyecto ESBECO (Estabilidad hidráulica del manto, bermas y coronación de diques en talud con rebase y rotura por fondo) financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad. Desde junio de 2015 hasta diciembre de 2018, la autora de esta tesis ha trabajado como ingeniero coordinando las tareas a realizar en el LPC-UPV para la consecución de los objetivos definidos en el proyecto ESBECO y ha formado parte del equipo de investigación. En este proyecto se han realizado nuevos ensayos 2D a escala reducida a partir de modelos de dique en talud protegidos con mantos de escollera, cubos y Cubípodos sobre una pendiente de fondo  $m=0.02$  y  $m=0.04$  (ver Figura 1.3).

## 1.2. Objetivos de la investigación

El principal objetivo de esta tesis es estudiar la influencia de la pendiente de fondo ( $m$ ) y la rotura del oleaje sobre los caudales de rebase y la estabilidad hidráulica de mantos con piezas de escollera, cubos y Cubípodos. Concretamente, este trabajo pretende alcanzar los siguientes objetivos:

1. Analizar el estado del conocimiento actual sobre la estabilidad hidráulica del manto principal en diques en talud rebasables ( $0.5 < R_c/H_{m0} < 2.0$ ) en condiciones de rotura del oleaje por fondo ( $H_{m0} > 0.4h$ ).
2. Estudiar los principales métodos para estimar el caudal de rebase medio adimensional de estructuras con cota de coronación reducida y oleaje limitado por el fondo.
3. Desarrollar un modelo de redes neuronales para analizar la influencia de la pendiente de fondo ( $m$ ) sobre el caudal de rebase medio adimensional de diques en talud convencionales con cotas de coronación reducida en condiciones de oleaje limitado por el fondo.
4. Estudiar la estabilidad hidráulica del talud frontal, coronación y trasdós de mantos de escollera, cubos y Cubípodos en estructuras rebasables con pendientes de fondo  $1/50 \leq m \leq 1/25$ .

5. Guías de diseño y modelos de evolución de averías del manto principal de diques en talud rebasables protegidos con escolleras, cubos y Cubípodos.

### **1.3. Estructura de la tesis**

Esta tesis se estructura en 5 capítulos:

En el capítulo 1 se establece la motivación y la tipología de estructura del estudio, los objetivos de la investigación y la estructura de la tesis.

En el capítulo 2 se resume el estado del arte del conocimiento. En primer lugar, se analizan los modos de fallo de un dique en talud, para posteriormente centrarse en los dos objetos de estudio: la estabilidad hidráulica del manto principal y el rebase. Se distingue entre la estabilidad hidráulica del manto principal en diques no rebasables y diques de baja cota de coronación, describiendo los principales estudios existentes en cada tipología. A continuación, se definen los modos de fallo del manto principal y los principales criterios para analizar la avería del manto cualitativa y cuantitativamente. Por otro lado, se analiza el fenómeno del rebase, realizando una revisión histórica de los principales modelos y fórmulas existentes en la literatura, así como los manuales de rebase. Posteriormente, se define con más detalle los modelos predictivos más utilizados para estimar el caudal de rebase de un dique en talud.

En el capítulo 3 se desarrolla la metodología experimental empleada en los ensayos de estabilidad y rebase realizados en el LPC-UPV durante este trabajo. Se describe detalladamente las condiciones de las instalaciones utilizadas y cada uno de los modelos físicos a escala ensayados, definiendo la instrumentación empleada para cada una de las mediciones. Además, se presentan las tablas de ensayos con las principales variables y sus rangos estudiados. Por último, se definen la metodología empleada en el post-procesado de los datos experimentales para la obtención del oleaje incidente, la avería del manto y el caudal de rebase medio.

El capítulo 4 presenta los resultados obtenidos en el estudio, divididos en tres bloques: estimación del oleaje incidente, estimación del caudal de rebase y análisis de la estabilidad hidráulica del manto principal. Se presenta el método combinado, físico y numérico, empleado para la estimación del oleaje incidente cuando existe rotura del oleaje y no es posible emplear metodologías tradicionales. Para analizar el caudal de rebase medio de las estructuras estudiadas se emplean métodos de inteligencia artificial, basados en redes neuronales capaces de relacionar múltiples variables con relaciones complejas. A partir de esta metodología se ha creado un

nuevo modelo predictivo de rebase centrado en la tipología de estructura estudiada, diques rebasables en condiciones de rotura por fondo, obteniéndose muy buenos resultados. Los resultados de estabilidad del manto principal se dividen en dos bloques para cada una de las pendientes de fondo ensayadas. En cada bloque se presentan los resultados de avería del manto en el talud frontal, la coronación y es trasdós de la estructura, proporcionando fórmulas ajustadas para determinar el daño en cada uno de los sectores en función del tipo de pieza. Posteriormente, se analiza la influencia de la pendiente de fondo y del rebase sobre los niveles de avería observados en los ensayos. En base a todos los resultados obtenidos, se propone una sección tipo mejorada para el diseño de este tipo de estructuras rebasables.

Para sintetizar, en el capítulo 5 se resumen todas las conclusiones obtenidas en la tesis, así como las futuras líneas de investigación que derivan del estudio.

Finalmente, se presentan las referencias derivadas del estudio y el Anejo con las publicaciones relevantes de la autora relacionadas con la tesis.



# CAPÍTULO 2

## Estado del arte



Laredo (Cantabria). Agosto 2018.





## 2.1. Introducción

A lo largo de la historia, las necesidades comerciales han provocado el desarrollo de zonas portuarias para la realización de operaciones de carga y descarga de buques en condiciones de seguridad. Para realizar estas actividades portuarias es necesaria la existencia de zonas abrigadas, de forma natural o artificial, donde el oleaje no dificulte o ponga en peligro el atraque de los barcos y sus actividades. Las crecientes necesidades comerciales y la falta de condiciones naturales con estas características han impulsado la construcción de obras de abrigo artificiales capaces de disipar o reflejar la energía del oleaje y proporcionar áreas en calma. Además, las obras de abrigo marítimas también permiten la protección de zonas costeras de la acción del oleaje u otra dinámica marina.

La tipología de obras de abrigo es muy diversa, y pueden clasificarse en función de su colocación en el mar, la configuración en planta, tipología de sección, etc. Tradicionalmente, se han clasificado en tres grandes grupos según su comportamiento frente a la acción del oleaje: (1) diques en talud o rompeolas, (2) diques verticales o reflejantes y (3) diques mixtos. Los diques en talud provocan la rotura de las olas por el ascenso y descenso del agua sobre la estructura, mientras que los diques verticales reflejan el oleaje tras el impacto de este sobre la estructura. Los diques mixtos combinan ambas acciones, la rotura y reflexión del oleaje de forma más compleja.

Este trabajo se centra en el estudio de los diques en talud, que por su sencillez constructiva y funcionamiento han sido los más utilizados históricamente en todo el mundo. Sus características permiten el uso tanto para la creación de grandes puertos o zonas abrigadas como para la corrección de dinámicas litorales mediante estructuras exentas de menor tamaño.

Se construyen a base de materiales sueltos de diferentes granulometrías, de forma que los materiales de menos tamaño se encuentran en el interior y quedan recubiertos por capas de elementos más pesados. Generalmente están formados por un núcleo poco permeable de material de cantera (todo uno), una o varias capas de filtro con piedras de mayor tamaño y la capa externa denominada manto principal. Esta capa puede estar formada por escollera natural, es decir, piedras muy voluminosas, o por escollera artificial, piezas prefabricadas de hormigón.

El manto principal es un elemento crítico en el diseño de un dique en talud ya que sus piezas soportan directamente la acción del oleaje. Además, el resto de elementos

(núcleo, filtro y berma) suelen diseñarse en base al tamaño de la pieza del manto principal. Por tanto, el correcto diseño del manto principal condiciona el coste económico del conjunto de la estructura, el consumo de materiales y el impacto ambiental y visual generado.

La escollera natural debido a la propia limitación de la naturaleza, solo es posible utilizarla en diques parcialmente abrigados y oleajes reducidos o en zonas con poca profundidad. El crecimiento de las instalaciones portuarias hacia zonas más adentradas en el mar debido a la existencia de buques de mayores calados obliga a utilizar cada vez piezas prefabricadas de mayores tamaños. Esto ha supuesto a lo largo de la historia de la ingeniería marítima un gran reto en el diseño de piezas con geometrías muy diversas.

Desde el siglo XIX, en España está muy extendido el uso de bloques cúbicos o paralelepípedicos de hormigón colocados aleatoriamente en dos capas como manto principal. No obstante, en el resto del mundo lo habitual en diques no muy grandes es el uso de piezas prefabricadas especiales colocadas en una o dos capas con el objetivo de optimizar el consumo de hormigón, aumentar la estabilidad hidráulica y reducir el caudal de rebase de las estructuras.

Además de la escollera y del cubo, en esta tesis se estudia una tipología de pieza prefabricada especial, el Cubípodo. Esta pieza, desarrollada en 2005 por Josep R. Medina y M. Esther Gómez-Martín en el LPC-UPV permite la colocación en una sola capa y evita el adoquinamiento típico de los cubos. Además, el Cubípodo tiene una mayor estabilidad hidráulica que las piezas tradicionales aumentando la resistencia de los diques frente al oleaje y disminuyendo los caudales de rebase (ver Gómez-Martín, 2015).



**Figura 2.1.** El Cubípodo, pieza especial para el manto principal.

Como se ha definido en los apartados 1.1.1 y 1.1.2, esta tesis se centra en el estudio de diques en talud rebasables con oleaje limitado por fondo, un área poco estudiada en la literatura existente como se demuestra a lo largo de este capítulo.

En primer lugar, se realiza una revisión de los modos de fallo tradicionales de un dique en talud, centrándose en adelante en dos de ellos: la estabilidad hidráulica del manto principal y el rebase.

En segundo lugar, se realiza una revisión histórica de la estabilidad hidráulica del manto principal de un dique convencional, distinguiendo entre: (1) los que se centran en el talud frontal para diques sin rebase y (2) estructuras de baja cota de coronación o parcialmente emergidas. A continuación, se definen los modos de fallo del manto principal, la evolución de averías y los principales criterios y métodos utilizados para analizar el nivel de daño.

En el tercer apartado se revisa la literatura existente para estimar el caudal de rebase de un dique en talud, así como los diferentes manuales publicados. Posteriormente, se analizan en detalle las principales fórmulas de estimación de rebase y el modelo predictivo desarrollado en el Proyecto europeo CLASH.

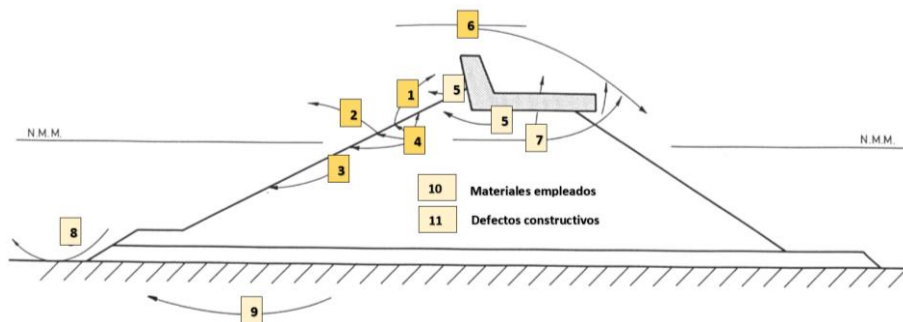
Por último, dada la importancia del fenómeno de rotura en esta tesis, se analizan los principales modos de rotura del oleaje y los métodos para estimar la altura de ola en zona de rompientes.

## **2.2. Modos de fallo de diques en talud**

Para analizar la estabilidad de un dique en talud, en primer lugar, es necesario conocer sus posibles modos de fallo. Bruun (1979) clasifica los posibles modos de fallo de un dique rompeolas en once modos principales (ver Figura 2.2):

1. Extracción de piezas o cantos del manto principal durante el ascenso del oleaje sobre el talud.
2. Extracción de piezas o cantos durante el descenso del oleaje sobre el talud.
3. Deslizamiento global del manto principal por falta de fricción con las capas subyacentes.
4. Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin desplazamientos de su posición media, pero capaces de deteriorar en el tiempo la conformación del manto, ya que el cabeceo de una pieza está ligado a la estabilidad estructural de la misma (rotura por fatiga).

5. Socavación de la base del espaldón.
6. Averías en la coronación o en el manto del lado abrigado del dique por el rebase de las olas.
7. Falta de compacidad en las capas subyacentes, con excesiva transmisión de energía al interior del dique, provocando grandes fuerzas de levantamiento en el espaldón y capas interiores.
8. Erosión de pie o socavación en la parte inferior del dique, posible descalce de la estructura.
9. Asientos y hundimientos del terreno de cimentación.
10. Pérdida de las características mecánicas de los materiales.
11. Defectos o errores de construcción.



**Figura 2.2.** Posibles modos de fallo de un dique en talud (Brunn, 1979).

A estos modos de fallo habría que añadir la compactación heterogénea (HeP) definida Gómez-Martín y Medina (2014) que afecta principalmente a mantos de piezas cúbicas colocados aleatoriamente.

Todos los modos de fallo han sido ampliamente estudiados en la literatura. En esta tesis, se analiza el comportamiento de los diques en talud rebasables, sin espaldón y manto principal continuo en talud frontal, coronación y trasdós del dique. El objetivo principal es analizar la estabilidad hidráulica de las piezas del manto principal frente a la acción del oleaje y el caudal de rebase, englobando los modos de fallo: 1, 2, 3, 4 y 6.

## 2.3. Estabilidad hidráulica de diques en talud

En este apartado se presentan los principales estudios existentes sobre estabilidad hidráulica de un dique en talud y sus fórmulas de diseño. Como se ha comentado anteriormente en el apartado 1.1.1, en esta tesis se analiza la estabilidad hidráulica de diques en talud rebasables ( $0.5 < R_c/H_{m0} < 2.0$ ) en condiciones de rotura del oleaje por fondo ( $H_{m0} > 0.4h$ ). Sin embargo, dado que la mayoría de los estudios han sido desarrollados para condiciones de rebase nulo o diques de baja cota de coronación, se ha dividido la revisión histórica en dos subapartados. En el primero de ellos, el 2.3.1, se describen los principales estudios sobre estabilidad hidráulica de diques no rebasables. En el apartado 2.3.2 se presentan los estudios más importantes sobre estabilidad hidráulica de diques de baja cota de coronación.

Para analizar la estabilidad hidráulica, es ampliamente utilizado el número de estabilidad,  $N_s = H/(\Delta D_n)$ , donde  $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$  es el diámetro nominal o lado del cubo equivalente de las piezas del manto,  $M$  es la masa de la pieza,  $\rho_r$  es la densidad de la escollera,  $\Delta = (\rho_r - \rho_w)/\rho_w$  es la densidad sumergida relativa,  $\rho_w$  es la densidad del agua y  $H$  es la altura de ola utilizada para describir la estabilidad, generalmente la altura de ola significativa ( $H_s$ ).

### 2.3.1. Estabilidad hidráulica del manto principal en diques no rebasables

Hasta el año 1933 no se desarrollaron metodologías relevantes para calcular diques en talud de escollera, por lo que se construía en base a la experiencia adquirida. Desde entonces, se han realizado muchos estudios de estabilidad hidráulica desarrollando fórmulas de estabilidad que permiten diseñar diques en talud en función de sus variables (pendiente del talud, altura de ola de diseño, peso de las piezas, etc.)

De Castro (1933) e Iribarren (1938) fueron los primeros en publicar fórmulas para el diseño de diques, siendo Iribarren el que introdujo un coeficiente que tenía en cuenta si el elemento del manto era de escollera natural o artificial. Años más tarde, Iribarren y Nogales (1950) generalizaron la fórmula de Iribarren en 1938 introduciendo el efecto de la profundidad y el periodo mediante la modificación de la altura de ola para diques de gran profundidad y utilizando un coeficiente de seguridad de 1.5, sin modificar la altura de ola, para diques en zonas de poca profundidad.

En base a resultados experimentales con diferentes tipos de piezas en el manto principal sin rotura del oleaje y los trabajos previos de Iribarren, Hudson (1959) presenta una fórmula de cálculo para diques en talud, con un coeficiente de estabilidad,  $K_D$ , que considera la geometría de la pieza, el número de capas y la localización (tronco o morro):

$$\frac{H}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad [\text{Ec.2.1}]$$

donde  $\cot \alpha$  es el talud de la estructura. Esta fórmula, utilizada en todo el mundo, fue popularizada por SPM (1975) y (1984) que recomendaron el uso de  $H = H_s$  y  $H = H_{1/10} = 1.27H_s$  respectivamente, siendo  $H_s = H_{1/3}$  la altura de ola significativa (la media del tercio de las olas mayores de un temporal) y  $H_{1/10}$  la altura de ola media del décimo de olas mayores. El cambio de  $H$  en 1984 fue consecuencia de las grandes averías registradas en la década anterior, impulsando un mayor coeficiente de seguridad adicional que duplicara los pesos obtenidos con la Ec.2.1 para diques sin limitación por fondo. En estos estudios también se presenta un método para estimar la altura de ola en rotura,  $H_b$ , en función de la profundidad, altura de ola, periodo y pendiente del fondo. Sin embargo, para calcular la estabilidad con la fórmula Ec.2.1, SPM (1975) recomienda utilizar  $K_D = 3.5$  para oleaje en rotura y  $K_D = 4.0$ , mientras que SPM (1984) recomienda  $K_D = 2.0$  para oleaje en rotura y  $K_D = 4.0$  si no existe rotura del oleaje.

Ahrens (1970) estudió la influencia de la rotura de la estabilidad de taludes en rip-rap. Una nueva línea de investigación se creó a partir del trabajo de Battjes (1974) sobre el flujo de agua en taludes lisos, que determina que el tipo de rotura, el ascenso y descenso del agua sobre el talud y la reflexión, están relacionadas únicamente con el número de Iribarren,  $I_r$ :

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad [\text{Ec.2.2}]$$

donde  $\tan \alpha$  es la pendiente del talud,  $L_0 = gT^2/2\pi$  es la longitud de onda en aguas profundas,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $T$  es el periodo de la ola.

Otros estudios como los de Ahrens y McCartney (1975), también resaltan la influencia del periodo concluyendo que el número de Iribarren es un parámetro importante para analizar la estabilidad del manto. Losada y Giménez-Curto (1979a) confirmaron los resultados sobre la aleatoriedad de la respuesta estructural de los diques en talud y, Losada y Giménez-Curto (1979b) proponen un modelo exponencial para estudiar la estabilidad en función del número de Iribarren y curvas de interacción de la estabilidad frente a la altura de ola y periodo. Los mismos autores,

en Losada y Giménez-Curto (1981), ampliaron los trabajos de Battjes (1974) demostrando la influencia del número de Iribarren en el flujo del agua por el talud, la reflexión o el tipo de rotura.

Feuillet et al. (1987) propone un método para tener en cuenta la influencia del asomeramiento en la Ec.2.1, tomando  $H$  en función de la pendiente del fondo ( $m=1/100, 1/20$  y  $1/10$ ), el peralte de la ola, el calado a pie de dique y  $H_{1/10}$  en aguas profundas.

Van der Meer (1988a) propuso dos ecuaciones Ec.2.3a y Ec.2.3b, ampliamente utilizadas, en función del periodo del oleaje, el temporal de cálculo y la permeabilidad del dique. Están basadas en resultados experimentales con ensayos irregulares, la mayoría sin rotura por fondo, sobre estructuras muy diversas (con núcleo impermeable, con núcleo permeable o estructuras homogéneas). Los estudios cubren un amplio rango de pendientes de la estructura ( $\cot \alpha = 1.5, 2, 3, 4$  y  $6$ ), números de estabilidad ( $1 \leq N_s \leq 4$ ), y peralte ( $0.01 \leq s_m = H_s/L_{0m} \leq 0.06$ ), donde  $L_{0m}$  es la longitud de onda correspondiente con periodo medio,  $T_m$ , en aguas profundas. El daño del manto se midió a partir de perfiladores y cada fórmula se refiere a un tipo de rotura de la ola (tipo *Plunging* o tipo *Surging*) sobre el talud del manto, no por la influencia del fondo.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} S^{0.2} P^{0.18} N_z^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \quad \text{si } \xi_m < \xi_{mc} \text{ (Plunging)} \quad [\text{Ec.2.3a}]$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s S^{0.2} P^{-0.13} N_z^{-0.1} (\cot \alpha)^{0.5} \xi_m^P \quad \text{si } \xi_m > \xi_{mc} \text{ (Surging)} \quad [\text{Ec.2.3b}]$$

donde  $\xi_m = \tan \alpha / (2\pi H_s / (g T_m^2)^{0.5})$  es el número de Iribarren o *surf similarity parameter* ( $\xi$ ) basado en  $T_m$ ,  $\xi_{mc} = \left( (c_{pl}/c_s) P^{0.31} (\tan \alpha)^{0.5} \right)^{1/(P+0.5)}$  es el parámetro crítico de rotura,  $c_{pl} = 6.2$ ,  $c_s = 1.0$ ,  $P$  es la permeabilidad nominal de la estructura (varía entre  $0.1 \leq P \leq 0.6$ ) y  $N_z$  es el número de olas.

Las Ec.2.3a y Ec.2.3b solo son válidas para oleaje sin limitación por fondo, sin embargo, en este mismo estudio se realizaron algunos ensayos con oleaje limitando por fondo concluyendo que en estos casos, se debe reemplazar  $H_s$  en Ec.2.3a y Ec.2.3b por  $H_s/1.4$ , valor correspondiente con la distribución Rayleigh. Estos ensayos se realizaron con pendiente del fondo  $m=1/30$ , manto de escollera con  $D_{n50}[\text{cm}] = 3.6$ , pendiente  $\cot \alpha = 2$ , núcleo permeable y dentro de los rangos:  $1.6 \leq N_s \leq 2.5$  y  $3.3 \leq h/(\Delta D_{n50}) \leq 6.5$ .

Medina (1994) estudia la influencia de los grupos de olas en la avería del manto principal, ecuaciones en función del daño adimensional del manto para diques de escolleras a grandes profundidades.

Vidal et al. (1995) propone un nuevo parámetro de altura de ola,  $H_n$ , correspondiente con la media de las  $n$  olas más altas de un estado de mar para caracterizar la estabilidad de diques en talud. Jensen et al. (1996) recomienda utilizar  $H_{1/20}$  para caracterizar el oleaje irregular.

Medina (1996) estudia la evolución del daño en el tiempo, proponiendo un modelo exponencial aplicable a olas individuales de un temporal.

Melby y Kobayashi (1998) tras estudiar la progresión y variabilidad del daño en diques de escollera, presentan métodos para determinar el daño acumulado a lo largo de la vida útil de una estructura. Se basaron en ensayos físicos en condiciones de rotura con una pendiente  $m=1/20$  y profundidades reducidas

Van Gent et al. (2003) modifica las Ec.2.3a y Ec.2.3b basándose en los ensayos de Smith et al. (2002) y en nuevos ensayos donde se estudian dos pendientes de fondo ( $m=1/30$  y  $1/100$ ), dos taludes del manto  $\cot \alpha = 2$  y  $4$  y diferentes configuraciones de la estructura tanto en aguas profundas como reducidas. Las nuevas ecuaciones, válidas para todo tipo de calados y dentro de los rangos:  $0.5 \leq N_s \leq 4.5$  y  $1.5 \leq h/(\Delta D_{n50}) \leq 11$ ; recalibra los coeficientes  $c_{pl} = 8.4$  y  $c_s = 1.3$  y considera la altura de ola  $H_{2\%}$ , excedida únicamente por el 2% de las olas más altas. Además, propone calcular el número de Iribarren a partir del periodo de ola  $T_{m-1,0} = m_{-1}/m_0$ , donde  $m_i$  es el momento de orden  $i$  calculado como  $m_i = \int_0^\infty S(f) f^i df$ , siendo  $S(f)$  el espectro de la ola. Basándose en los mismos ensayos, Van Gent et al. (2003) proporciona una nueva fórmula de estabilidad teniendo en cuenta el tamaño del núcleo.

Hovestad (2005) realizó ensayos con oleaje en rotura para determinar la influencia de la pendiente del fondo sobre la estabilidad. Se ensayaron 2 tipos de pendientes de fondo,  $m=1/30$  y  $1/8$  con modelo de dique convencional con un talud  $\cot \alpha = 2$  y piezas de  $D_{n50}[\text{cm}] = 1.57$ . Muttray y Reedijk (2008) reanalizaron los datos de Hovestad (2005) llegando a la conclusión de que con las mismas condiciones de oleaje en la zona de generación se producía un mayor incremento de daño del manto en los ensayos con pendiente más pronunciada y rotura tipo *plunging*.

Vidal (2006) demostró que la media de las 50 olas más altas que alcanzan la estructura,  $H_{50}$ , es el mejor parámetro para estimar la avería del manto principal



causado por el clima marítimo durante su vida útil, independientemente de la distribución de olas.

CIRIA/CUR/CETMEF (2007) propuso reducir un 10% el número de estabilidad para mantos monocapa cuando sea el caso de oleaje limitado por el fondo y pendientes de fondo suaves.

Prevot et al. (2012) realizó ensayos físicos en con oleaje en rotura y una pendiente de fondo  $m=1/30$  para comparar el daño en diques de escollera con diferentes fórmulas existentes, concluyendo que los mejores resultados se obtenían con las fórmulas de Van Gent et al. (2003).

Herrera et al. (2017) realizaron nuevos ensayos con oleaje en rotura, pendiente de fondo  $m=1/50$  y modelo no rebasable con manto bicapa de escollera y talud  $\cot \alpha = 1.5$ , proponiendo la siguiente fórmula para estimar el daño adimensional:

$$S_e = K \left( \frac{H}{\Delta D_{n50}} \right)^{k_2} \quad [\text{Ec.2.4}]$$

Tras estudiar diferentes parámetros de altura de ola, Herrera et al. (2017) recomiendan utilizar  $H=H_{m0}$  estimado mediante el modelo numérico SwanOne a una distancia tres veces el calado a pie de dique desde el pie de la estructura, siendo en estas condiciones,  $K=0.066$  y  $k_2=6.0$ . Esta fórmula es válida dentro de los rangos:  $0.98 \leq \frac{H_{m0}}{\Delta D_{n50}} \leq 2.5$  y  $3.75 \leq h/(\Delta D_{n50}) \leq 7.50$ .

### 2.3.2. Estabilidad hidráulica en diques de baja cota de coronación

Se considera que una estructura es de baja cota de coronación (LCS) cuando la coronación se encuentra cerca del nivel medio del mar, permitiendo que una gran parte de la energía del oleaje sobrepase la estructura por coronación.

Uno de los proyectos más importantes para el estudio de las estructuras de baja cota de coronación fue el proyecto europeo DELOS (*Environmental design of low crested coastal defence structures*). En él se engloban resultado de múltiples ensayos experimentales en 2D y 3D sobre la estabilidad del tronco y morro de protecciones costeras, identificando la influencia de la oblicuidad del oleaje, la altura de ola, el peralte del oleaje, el francobordo de coronación, el ancho de coronación y la pendiente de la estructura. La mayoría de estos estudios se basan en estructuras cuyo francobordo se encuentra por debajo del nivel del mar  $R_c < 0$ , ó, muy próximo a él.

El comportamiento de una estructura parcialmente emergida como el caso de las LCS estudiadas en el proyecto DELOS es muy diferente al de un dique en talud rebasable sometido a frecuentes situaciones de rebase. Por este motivo, a continuación, únicamente se mencionan los estudios que se han considerado más relevantes y de utilidad para analizar el comportamiento de los diques rebasables estudiados en esta tesis.

Uno de los primeros estudios relevantes fue realizado por Van der Meer (1988b). En él se realizaron ensayos de diques en talud sumergidos y emergidos dentro del rango  $-2.9 < R_c/D_{n50} < 3.6$  y  $-3.70 < R_c/H_s < 1.60$ ; con el fin de compararlos con estructuras no rebasables.

A partir de estos ensayos y otros llevados a cabo por Ahrens (1987) y Powell y Allsop (1985), Van der Meer (1990a) clasifica los diques de baja cota de coronación en tres tipos, determinando que, para aquellos emergidos, a partir de una determinada altura de ola, la reducción del francobordo conlleva un incremento de la estabilidad del manto del talud frontal. Esto es debido a que, en casos de francobordos reducidos, parte de la energía del oleaje es disipada mediante el caudal de rebase que sobrepasa la estructura. Además, a mayor periodo del oleaje, mayor altura de remonte y consecuentemente mayor caudal de rebase. Se determina que la altura límite a partir de la cual empieza la influencia del dique rebasable se obtiene mediante la expresión Ec.2.5:

$$\frac{R_c}{H_s} = 0.13 s_{op}^{-0.5} \quad [\text{Ec.2.5}]$$

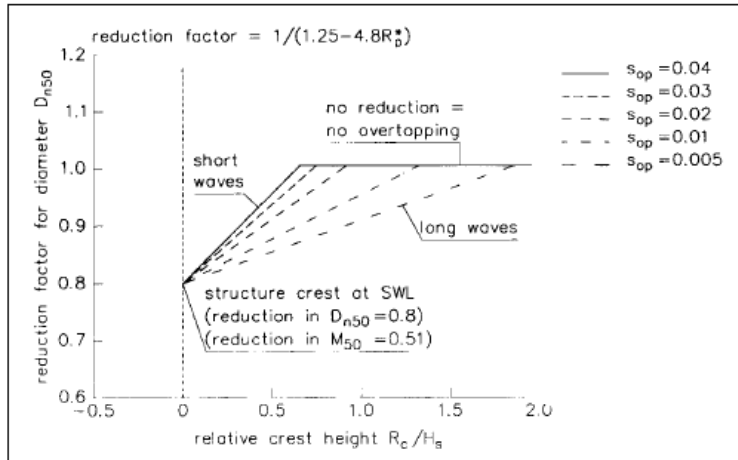
Siendo  $R_c$  el francobordo de la estructura,  $H_s$  la altura de ola significativa,  $s_{op} = 2 \pi H_{m0} / (g T_p^2)$  el peralte del oleaje,  $H_{m0} = 4 m_0^{0.5}$  la altura de ola significativa y  $T_p$  el periodo pico.

En este mismo estudio, Van der Meer (1990) cuantifica el incremento de la estabilidad de una estructura rebasable entre un 20 y un 30%, proponiendo un factor reductor del diámetro nominal para el talud frontal,  $r_D$ :

$$r_D = \frac{1}{1.25 - 4.8 R_p^*} \quad [\text{Ec. 2.6}]$$

Siendo  $R_p^* = \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}}$  el francobordo adimensional introducido por Powell y Allsop (1985) dentro del rango  $0 < R_p^* < 0.052$ .

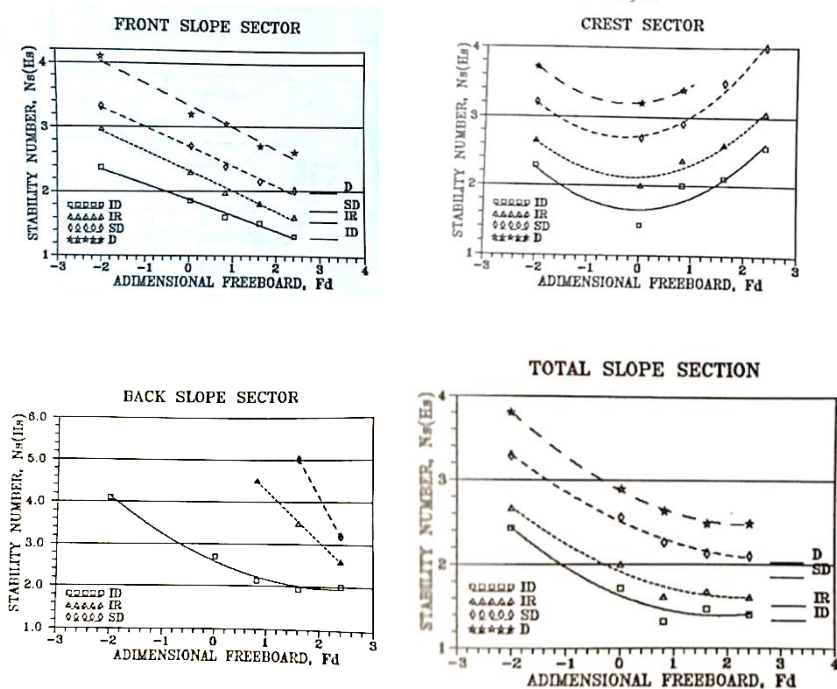
Van der Meer (1994) amplía el estudio sobre la estabilidad hidráulica de mantos de escollera y baja cota de coronación, proponiendo el gráfico de diseño de la Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Gráfico de diseño para el factor de reducción,  $r_D$ , en función del francobordo adimensional y el peralte del oleaje (Van der Meer, 1994).

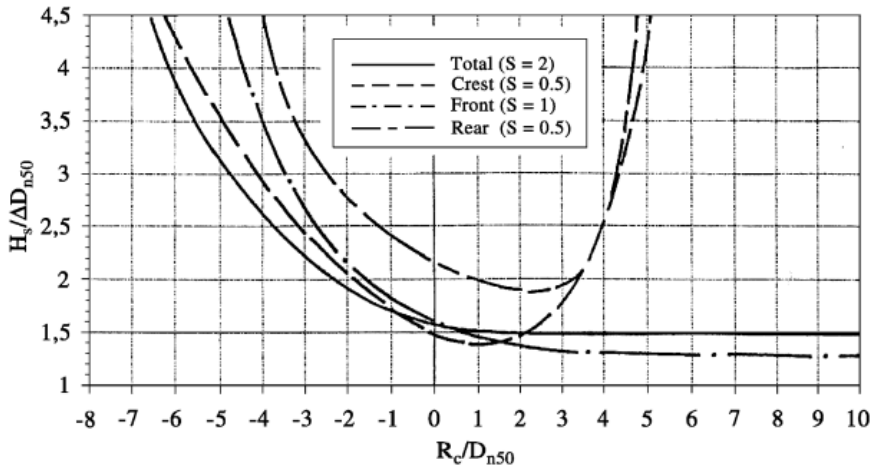
Estos estudios concluyen que la estabilidad hidráulica de diques de baja cota de coronación cuando el francobordo se encuentra emergido puede calcularse de acuerdo con las fórmulas de diseño de diques no rebasables, aplicando el factor de reducción  $r_D$  para las piezas del manto frontal.

Vidal et al. (1992) realizó ensayos físicos con modelos de escollera de baja cota de coronación,  $-2.01 < R_c/D_{n50} < 2.41$  y  $-1.10 < R_c/H_s < 1.33$ , analizando la distribución de daño en cada una de las partes del dique: talud frontal, coronación, trasdós y sección total. En el caso del talud frontal, los resultados muestran una relación lineal entre el francobordo adimensional y el número de estabilidad, siendo la estabilidad más baja cuando se trata de estructuras no rebasables. En la coronación de la estructura, la estabilidad hidráulica de las estructuras emergidas crece con el francobordo adimensional, siendo opuesto el comportamiento del talud del trasdós de la estructura. La Figura 2.4 muestra estos resultados de estabilidad hidráulica en cada sector del manto en función del francobordo adimensional  $F_d = R_c/D_{n50}$ . La medición de daño se obtuvo a partir de inspecciones visuales y perfilado mecánico, estableciendo cuatro niveles de daño.



**Figura 2.4.** Estabilidad hidráulica de los diferentes sectores del manto principal de escollera para distintos niveles de avería (Vidal et al. 1992).

Burger (1995) reanaliza los ensayos realizados por Van der Meer (1988) y Vidal (1992) y describe la estabilidad hidráulica en el talud frontal, coronación y trasdós en el punto de inicio de daño. El estudio concluyó que es la coronación la sección menos estable del dique cuando la estructura está sumergida o ligeramente emergida, mientras que, para diques emergidos es el talud frontal de la estructura la zona menos estable (ver Figura 2.5).



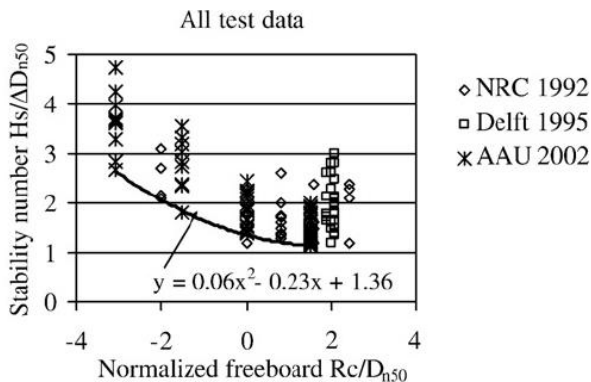
**Figura 2.5.** Estabilidad hidráulica del manto principal correspondiente al inicio de avería para los diferentes sectores del manto (Burger, 1995).

Vidal et al. (1999) a partir de los ensayos de Vidal et al. (1992), propone una fórmula para el inicio de avería de mantos de escollera y diques de baja cota de coronación:

$$N_s = A + BF_d + CF_d^2 \quad [\text{Ec.2.7}]$$

donde  $F_d = R_c/D_{n50}$  es el francobordo adimensional y  $A$ ,  $B$  y  $C$  son coeficientes calibrados en función de la sección del dique y el nivel de daño dentro del rango  $2.01 < F_d < 2.41$ .

Kramer y Burcharth (2003) dentro del proyecto DELOS, desarrolla nuevos ensayos 3D con diques de escollera y baja cota de coronación estudiando la influencia de la altura de ola, la pendiente, ancho de coronación, francobordo y oblicuidad del oleaje. Los autores concluyeron que la influencia del francobordo es más determinante que el ancho de coronación, ya que dentro del rango estudiado el daño se concentra en la zona superior del talud frontal y trasdós en una franja entre  $H_s/2$  en vertical por debajo del nivel del mar y  $H_s/2$  en horizontal desde el extremo de la coronación hacia su eje central. Por este motivo, recomienda que en estos casos el ancho de coronación debe ser de al menos igual a la altura de ola significativa y un mínimo de 3 piezas de escollera. Además, utilizando también los resultados de los ensayos de Vidal et al. (1992), Burger (1995) recalibraron los coeficientes  $A$ ,  $B$  y  $C$  de la Ec.2.7 basándose en la sección menos estable del conjunto de la estructura dentro del rango  $-3 < F_d < 2$  (ver Figura 2.6).



**Figura 2.6.** Estabilidad hidráulica del manto de escollera de un dique de baja cota de coronación para el inicio de avería (Kramer y Burcharth, 2003).

Vidal et al. (2007) realizaron nuevos ensayos a escala reducida con modelos emergidos y sumergidos diferenciando entre cuatro tipos de daños en función del francobordo, siendo el daño tipo I y tipo II referentes a estructuras con francobordo positivo. Posteriormente, plantea diferentes formulaciones tipo variando los coeficientes  $A$ ,  $B$  y  $C$  de la Ec.2.7 para dos tipos de talud frontal, la coronación y el trasdós, dentro del rango de validez  $-4 < F_d < 4$ .

Sector	Ec. 2.7.	Rango
Talud frontal 1/1.15	$N_{s50} = 0.0260 \cdot F_d^2 - 0.277 \cdot F_d + 1.989$	$-4 < F_d < 4$
Talud frontal 1/2	$N_{s50} = 0.043 \cdot F_d^2 - 0.351 \cdot F_d + 2.336$	$-4 < F_d < 4$
Coronación	$N_{s50} = 0.1298 \cdot F_d^2 - 0.0773 \cdot F_d + 1.700$	$-4 < F_d < 4$
Trasdós	$N_{s50} = 0.043 \cdot F_d^2 - 0.351 \cdot F_d + 2.336$	$-4 < F_d < 4$

**Tabla 2.1.** Coeficientes  $A$ ,  $B$  y  $C$  para la Ec.2.7 en función del sector del manto y su rango de validez (Vidal et al. 2007).

Van der linde (2010) llevó a cabo ensayos 2D con estructuras tanto emergidas como sumergidas en el rango  $-0.8 < R_c/H_s < 0.8$  y  $-2.1 < R_c/D_{n50} < 2.1$  con manto de piezas prefabricadas, tipo Xbloc. Posteriormente, Muttray (2012) analizó estos datos estudiando la estabilidad del talud frontal, coronación y trasdós en función del número de estabilidad. Siendo estos estudios los únicos realizados con mantos formados por piezas prefabricadas de hormigón.

Como se observa, las estructuras tipo LCS protegidas con mantos de escollera se encuentran ampliamente estudiadas en la literatura, no ocurriendo lo mismo cuando se trata de mantos con piezas prefabricadas como cubos o Cubípodos.

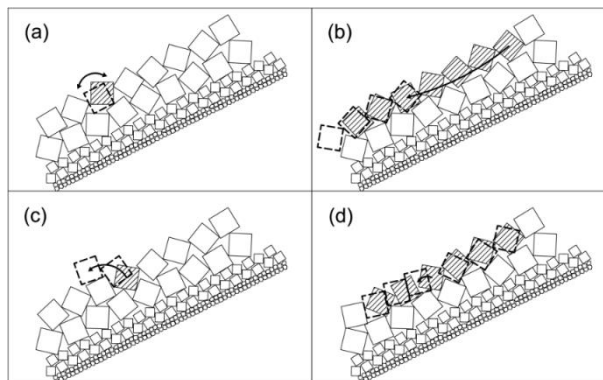
### 2.3.3. Modos de fallo del manto principal

Los diques rompeolas, como su nombre indica, permiten el ascenso y descenso del agua a lo largo de su talud provocando la disipación de la energía de la ola mediante su rotura. El manto principal es la parte del dique en talud más expuesta a esta acción del oleaje y, por tanto, el elemento estructural que protege a sus capas internas evitando su extracción.

Las fuerzas que resisten las piezas del manto dependen de las características hidráulicas del oleaje (altura, periodo y dirección) y de variables estructurales como el grado de inclinación del talud o la permeabilidad del manto y capas inferiores. Cuando las grandes fuerzas del oleaje exceden un cierto límite afectan a la estabilidad hidrodinámica de los elementos del manto, provocando su erosión por los movimientos de las piezas.

Gómez-Martín (2015) propone los siguientes cuatro modos de fallo del manto principal de un dique en talud:

- Cabeceo o giro de las piezas sobre sus apoyos en el manto
- Extracción de las piezas del manto debido a las fuerzas del oleaje
- Deslizamiento global del manto principal
- Compactación heterogénea del manto



**Figura 2.7.** Modos de fallo del manto principal: (a) Cabeceo de piezas, (b) deslizamiento global del manto, (c) Extracción de piezas y (d) Compactación heterogénea del manto (Gómez-Martín, 2015).

El primer modo de fallo, el cabeceo de las piezas, está relacionado con la resistencia estructural y la rotura por fatiga de las piezas del manto. A pesar de la importancia de este modo de fallo y sus posibles consecuencias, no se tiene en cuenta en este estudio ya que se ha considerado garantizada la estabilidad estructural de las piezas ensayadas: escolleras, cubos y Cubípodos.

La extracción de piezas del manto suele ser considerada en la literatura como el modo de fallo más relevante, debido a que la pérdida de piezas en el manto deja expuestas a las capas inferiores a la acción directa del oleaje. Por otro lado, el deslizamiento global del manto está relacionado con la fricción insuficiente entre el manto y su capa inferior y/o con la excesiva inclinación del talud.

La compactación heterogénea del manto, definida por Gómez-Martín y Medina (2014), es habitual en piezas especiales de hormigón, debido a la tendencia de estas piezas de reducir la porosidad en la zona inferior del manto (por debajo del nivel del mar) y aumentarla en la zona superior (alrededor y por encima del nivel del mar). Su impacto depende de cuatro factores principales: (1) la geometría del elemento del manto, (2) la diferencia entre la porosidad inicial y la porosidad mínima que se puede alcanzar, (3) el talud del manto principal y (4) la fricción ente el manto principal y el secundario o filtro. Este modo de fallo determina que el adoquinamiento de los elementos en la parte inferior del talud provoca un aumento significativo de la porosidad en la parte superior sin la necesidad de extracción de elementos.

Los mantos de escollera natural han sido tradicionalmente los más estudiados; así pues, la extracción de piezas ha sido considerada en la literatura como el modo de fallo principal para determinar la erosión del manto y medir su nivel de avería. Sin embargo, Gómez-Martín (2015) determina que la extracción de piezas siempre va acompañada de la compactación heterogénea del manto por lo que los cambios de porosidad a lo largo del talud en el tiempo no deben ser despreciables, sobre todo en el caso de mantos contruidos con piezas.

Por este motivo, para analizar la estabilidad hidráulica del manto en esta tesis, se han tenido en cuenta ambos modos de fallo conjuntamente, la extracción de piezas y la compactación heterogénea.

### **2.3.4. Avería del manto principal**

La erosión o avería del manto principal de un dique en talud puede cuantificarse mediante criterios cualitativos o cuantitativos. En esta tesis ambos han sido utilizados para describir y analizar la estabilidad del manto principal.



### 2.3.4.1. Análisis cualitativo de la avería del manto

Los criterios cualitativos se basan en definir límites cualitativos de daño que describan los cambios más o menos importantes que sufre la morfología del manto por la acción del oleaje. Tradicionalmente, se han empleado dos niveles de daño: Inicio de Avería (IA) e Inicio de Destrucción (ID). IA está referido al límite por debajo del cual las piezas del manto no sufren movimientos significativos; mientras que ID o fallo se refiere al límite de daño a partir del cual se puede producir un fallo progresivo de la estructura.

Habitualmente en la literatura, se diferencia entre criterios para definir el nivel de avería en mantos bicapa y criterios para definir el daño en mantos monocapa.

Losada et al. (1986) y Vidal et al. (1991) definieron cuatro niveles de avería para mantos bicapa de diques en talud:

1. Inicio de Avería (IA): cuando la capa superior del manto ha perdido varias unidades y existen huecos en el manto del tamaño de las piezas claramente visibles (ver Figura 2.8).



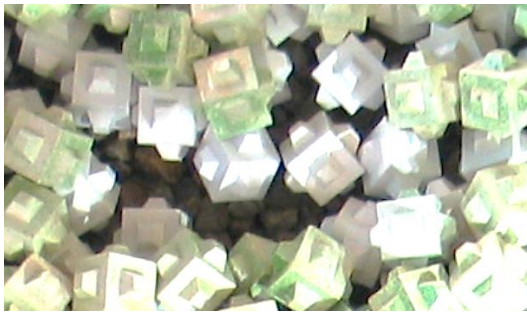
**Figura 2.8.** Ejemplo de IA en manto bicapa de Cubípodos.

2. Inicio de Avería de Iribarren (IAI): cuando el daño en la capa superior del manto se ha extendido y concentrado en un área suficiente como para que piezas de la capa inferior del manto puedan ser extraídas por la acción del oleaje (Iribarren, 1965) (Figura 2.9).



**Figura 2.9.** Ejemplo de IAI en manto bicapa de Cubípodos.

3. Inicio de Destrucción (ID): cuando al menos un elemento de la capa inferior del manto ha sido extraído y el filtro es claramente visible (Figura 2.10).



**Figura 2.10.** Ejemplo de ID en manto bicapa de Cubípodos.

4. Destrucción (D): cuando varias unidades del filtro han sido extraídas y el colapso de la estructura es solo cuestión de tiempo, incluso con un oleaje de menor intensidad del que provocó el nivel de destrucción (ver Figura 2.11).



**Figura 2.11.** Ejemplo de D en manto bicapa de Cubípodos.

Estos niveles de avería se determinan mediante un análisis visual del manto al finalizar un ensayo.

Gómez-Martín (2015) define los niveles de avería para mantos monocapa de Cubípodos. Al existir una única capa,  $IAI$  no existe y debido a la capacidad de auto-reordenación de los Cubípodos se definen tres niveles de avería:

1. Inicio de Avería (IA): cuando el manto principal ha perdido una o algunas unidades aisladas y existen algunos huecos en el manto del tamaño de las piezas (ver Figura 2.12).



**Figura 2.12.** Ejemplo de IA en manto monocapa de Cubípodos.

2. Inicio de Destrucción (ID): cuando varios elementos contiguos han sido extraídos o se ha producido una fisura o grieta en el manto dejando huecos mayores que el tamaño de un elemento en el manto, de forma que el filtro es claramente visible (ver Figura 2.13).



**Figura 2.13.** Ejemplo de ID de un manto monocapa de Cubípodos.

3. Destrucción (D): cuando varias unidades del filtro han sido extraídas y muchas unidades del manto se han desplazado de su posición original, de forma que el colapso de la estructura es cuestión de tiempo incluso con un oleaje de menor intensidad que el que provocó el nivel de Destrucción (ver Figura 2.14).



**Figura 2.14.** Ejemplo de D de un manto monocapa de Cubípodos.

#### **2.3.4.2. Análisis cuantitativo de la avería del manto**

Analizar cuantitativamente la avería del manto de un dique en talud es más complejo que un análisis cualitativo, ya que la expresión matemática para valorar el daño debe englobar variables tan diversas como el número de capas, la tipología de pieza, el tamaño de la pieza, la pendiente de la estructura o la distribución espacial del daño.

Como se ha mencionado en la revisión histórica del apartado 2.3.3, el daño del manto se cuantifica o bien contando las piezas extraídas y desplazadas del manto, o bien midiendo el área erosionada provocada indirectamente por la extracción de piezas.

En la literatura destacan tres definiciones cuantitativas ampliamente utilizadas para medir el daño del manto principal:

- $N_d$  (%) = porcentaje de piezas desplazadas
- $N_{od}$  = daño relativo
- $S$  = daño adimensional del manto

Las dos primeras son más habituales para mantos formados por piezas prefabricadas de hormigón, ya que establecen el nivel de daño a partir del conteo de unidades desplazadas. El CIRIA/CUR/CERMEF (2007) propone utilizar para su obtención las expresiones Ec.2.8 y Ec.2.9.:

$$N_d (\%) = \frac{N}{N_T} \quad [\text{Ec.2.8}]$$

$$N_{od} = \frac{N}{b/D_n} \quad [\text{Ec.2.9}]$$

Donde  $N$  es el número de unidades desplazadas (extracciones o desplazamientos) respecto de su posición original una distancia superior a  $D_n$ ,  $N_T$  es el número de unidades totales existentes dentro de un área de referencia y  $b$  es el ancho de banda del área de referencia.

CIRIA/CUR/CERMEF (2007) proporciona valores típicos de  $N_d$ (%) y  $N_{od}$  para tres niveles de avería: Inicio de Avería, Daño intermedio o Destrucción para diferentes tipos de piezas especiales de hormigón, (ver Tabla 2.2). Cabe destacar que, entre las piezas prefabricadas de hormigón analizadas no se encuentra el Cubípedo, pieza fundamental en este estudio.

Armour type	Damage number	Damage level		
		Start of damage	Intermediate damage	Failure
Cube	$N_{od}$	0.2-0.5	1	2
Tetrapod		0.2-0.5	1	1-5
Accropode		0	-	> 0.5
Cube	$N_d$	-	4%	-
Dolos		0-2%	-	≥ 15%
Accropode		0%	1-5%	≥ 10%

**Tabla 2.2.** Niveles de daño cuantitativos para tres niveles de avería y distintos tipos de piezas prefabricadas (CIRIA/CUR/CERMEF, 2007).

Cuando se trata de mantos formados por escollera natural, estudios como los de Iribarren (1938) y Hudson (1959) definen el año a partir del área media erosionada del manto,  $A_e$ , respecto del área original. Broderick (1983) propuso la definición de daño adimensional  $S$  (Ec.2.10) y, posteriormente, este parámetro para estimar el daño fue popularizado por Van der Meer (1988a):

$$S = \frac{A_e}{D_n^2} \tag{Ec.2.10}$$

Donde  $A_e$  es el área media erosionada en la sección transversal medida con perfilador y  $D_n$  es el diámetro nominal o lado del cubo equivalente.

Habitualmente  $A_e$  se obtiene directamente a partir del perfilado de la sección mediante perfiladores tipo laser o mecánico (Medina et al., 1994). No obstante,  $A_e$  también puede obtenerse a partir del conteo visual de unidades erosionadas asumiendo que la porosidad del manto no varía a lo largo del proceso erosivo, lo cual puede ser razonable en mantos de escollera, pero no en mantos con piezas prefabricadas. Vidal et al. (2006) propone el método de conteo visual a partir del área media erosionada  $A_{ev}$  (Ec.2.11) y el daño adimensional visual  $S_v$  (Ec.2.12):

$$A_{ev} = \frac{N_e D_n^3}{((1-p) b)} \tag{Ec.2.11}$$

$$S_v = \frac{A_{ev}}{D_n^2} \tag{Ec.2.12}$$

Donde  $N_e$  es el número de unidades extraídas del manto que son recolocadas sobre la capa superior,  $D_n$  es el diámetro nominal o lado del cubo equivalente,  $p$  es la porosidad del manto principal y  $b$  es el ancho observado de la sección ensayada.

Los estudios de Vidal et al. (2003 y 2006), Gómez-Martín y Medina (2006) y Lomónaco et al. (2009) analizaron daños en troncos y morros del manto principal cualitativa y cuantitativamente mediante las dos metodologías de obtención del área erosionada: perfilado laser o mecánico ( $A_e$ ) y conteo visual de piezas extraídas ( $A_{ev}$ ). Los resultados concluyeron que si el nivel de extracciones o desplazamientos es reducido, el método visual,  $S_v$ , es más preciso; sin embargo, para niveles de daño elevados es más fiable el uso de perfiladores para estimar la erosión,  $S$ .

Gómez-Martín (2006 y 2014) demuestran que los métodos convencionales de estimación de daño infravaloran el nivel de avería real del manto, ya que no tienen en cuenta la compactación heterogénea como modo de fallo. Cuando se produce la compactación heterogénea del manto, la porosidad no es constante, si no que varía a lo largo del talud, por lo que la Ec.2.11 no es válida. Por este motivo, Gómez-Martín y Medina (2006) propone un nuevo método para determinar el daño adimensional, la Malla Virtual, el cual tiene en cuenta los tres modos de fallo del manto principal: la extracción de piezas, el deslizamiento del manto y la compactación heterogénea.

El método de la Malla Virtual divide el manto en bandas horizontales de ancho  $a = zD_n$  y longitud constante  $b = kD_n$ , siendo  $z$  el número de filas de cada banda. De modo que permite medir el daño en cada una de las bandas,  $S_i$ , considerando así la evolución de la porosidad en el tiempo y espacio. El nivel de daño se determina a partir de integrar el daño adimensional a lo largo del talud, obteniendo el daño adimensional equivalente  $S_e$ :

$$S_e = \sum_{i=1}^l S_i = \sum_{i=1}^l z \left( 1 - \frac{1-p_i}{1-p_{oi}} \right) \quad \forall S_i \geq 0 \quad [\text{Ec.2.13}]$$

Donde,  $l$  es el número de bandas,  $p_i$  es la porosidad tras la acción del oleaje calculada como  $p_i = 1 - N_i D_n^2 / (a * b)$ ,  $N_i$  es el número de unidades cuyo centro de gravedad se encuentra dentro de la banda,  $a$  es el ancho de banda,  $b$  es la longitud de la banda y  $p_{oi}$  es la porosidad inicial del manto antes de la acción del oleaje calculada del mismo modo que  $p_i$ .

En esta tesis, la avería de los mantos de escollera, cubos y Cubípodos se ha cuantificado utilizando el método descrito de la Malla Virtual por ser el método más completo ya que tiene en cuenta los tres modos de fallo del manto principal.

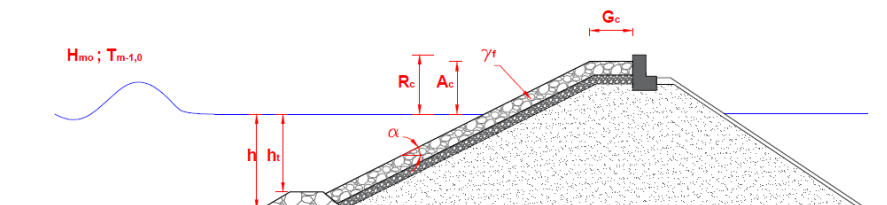
## 2.4. Rebase de diques en talud

### 2.4.1. Introducción

Cuando el oleaje incidente alcanza un dique en talud o una protección costera, se produce el ascenso de la ola a lo largo de su pendiente llegando a sobrepasar la estructura si la cota de coronación no es lo suficientemente elevada. A este fenómeno se le denomina rebase. También existen otras formas de rebase menos relevantes como la salpicadura (*splash*) producida por la rotura de la ola cerca de la zona de coronación o el rocío (*spray*) por la acción del viento.

Tradicionalmente se ha caracterizado la cantidad de rebase a partir de su tasa o caudal medio, aunque existen cada vez más estudios que analizan el volumen de rebase individual ola a ola.

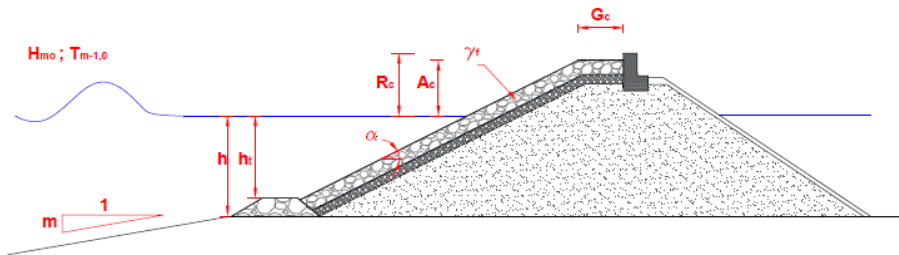
El fenómeno de rebase es un proceso complejo sobre el cual intervienen múltiples parámetros que pueden englobarse en dos grupos: parámetros estructurales y parámetros hidráulicos. La Figura 2.15 muestra de forma esquemática los parámetros más habituales en la literatura para describir el caudal de rebase de una estructura de dique en talud con oleaje incidente perpendicular. Los parámetros estructurales son el francobordo de la estructura respecto del nivel medio del agua (NMM)  $R_c$ , cota de coronación del manto principal respecto al NMM  $A_c$ , ancho de la coronación de la estructura  $G_c$ , la pendiente de la estructura  $\alpha$ , la profundidad o calado a pie de la estructura,  $h$ , la profundidad del agua encima de la berma de pie,  $h_t$ , y la rugosidad del manto del talud frontal,  $\gamma_f$ . En cuanto a los parámetros hidráulicos son la altura de ola espectral incidente,  $H_{m0}$ , y el periodo de la ola espectral,  $T_{m-1,0}=m_{-1}/m_0$ , ambos medidos al pie de la estructura, siendo  $m_{-1}$  el primer momento negativo y  $m_0$  el momento cero del espectro.



**Figura 2.15.** Principales parámetros estructurales e hidráulicos considerados en la literatura (CLASH) para definir el caudal de rebase de un dique en talud convencional.



Como se puede observar, no es habitual considerar la pendiente del fondo marino ( $m$ ) delante de la estructura como variable relevante. Sin embargo, tal como se ha mencionado en el apartado 1.1.2, las condiciones naturales del fondo pueden provocar cambios bruscos de profundidad del agua y consecuentemente, afectar a la rotura del oleaje. Siguiendo uno de los objetivos de esta tesis, se ha añadido un nuevo parámetro, la pendiente de fondo  $m$ , entre las variables a considerar en este estudio (ver Figura 2.16).



**Figura 2.16.** Principales parámetros hidráulicos y estructurales para el estudio del rebase de un dique en talud convencional considerados en esta tesis.

Evaluar y estimar correctamente el caudal de rebase de un dique en talud o protección costera es un aspecto fundamental para optimizar su diseño y su cota de coronación. Más aún cuando se trata de estructuras frecuentemente rebasables como es el caso de este estudio. En este apartado, se presentan las principales formulaciones y métodos de estimación existentes en la literatura actual centrándose en aquellas más relevantes para estudiar la tipología de estructuras objeto de esta tesis (ver apartado 1.1.1).

## 2.4.2. Revisión histórica

A lo largo de los años se han realizado muchos estudios para definir fórmulas empíricas capaces de estimar el caudal de rebase medio en un dique en talud, sin embargo, dada la complejidad de este fenómeno los métodos analíticos resultan insuficientes, siendo necesario métodos y teorías más avanzadas. Las principales fórmulas empíricas se basan en resultados experimentales de modelos físicos a escala reducida en canales de oleaje (ensayos 2D) y tanques de oleaje (ensayos 3D).

Los primeros estudios de Saville y Caldwell (1953) y Saville (1955), fueron realizados en modelos a escala 2D a varias escalas, midiendo el remonte y el caudal de rebase

con diferentes pendientes de la estructura y oleaje regular. Weggel (1976) utilizó estos datos para proponer una fórmula de estimación de rebase con oleaje regular, incluyendo los efectos de escala medidos experimentalmente. Posteriormente, varios autores (Tsuruta y Goda, 1968; Goda, 1971; Battjes, 1974; Ahrens, 1977) extrapolaron los resultados de oleaje regular para estimar el caudal de rebase en oleaje irregular, utilizando el método de Tsuruta y Goda (1968) de suma lineal, el cual asume que el oleaje irregular puede ser descrito a través de la suma de diferentes estados de oleaje regular.

Owen (1980) llevó a cabo ensayos a escala reducida para determinar el caudal de rebase de estructuras con geometrías diversas y oleaje irregular, obteniendo una fórmula para predecir el rebase con forma exponencial válida para oleaje tipo *plunging*.

Douglas (1984) y Douglas (1986) realizaron una revisión de las fórmulas existentes hasta la fecha determinando que eran necesarios más ensayos con oleaje irregular para aumentar la fiabilidad de los estimadores. Además, sugirió la necesidad de ensayos de rebase a gran escala para mejorar las estimaciones y eliminar los efectos de escala.

Durante los siguientes años, los estudios de rebase se centraron en el análisis de la influencia de las condiciones del oleaje (profundidades reducidas, oleaje oblicuo, etc.) y condiciones estructurales (rugosidad del manto, influencia de la berma, ancho de coronación, etc.)

Ahrens y Heimbaugh (1988) realizaron ensayos de rebase centrándose en el talud de la estructura proponiendo una nueva fórmula y concluyendo que pequeños cambios en la geometría tienen gran relevancia en el caudal de rebase medido, por lo que deben tenerse en cuenta en la aplicación de los modelos desarrollados.

Bradbury y Allsop (1988) propusieron un nuevo modelo para describir el rebase en diques en talud de escollera con talud  $\cot \alpha = 2$ , determinando la importancia del francobordo y el ancho de coronación. Posteriormente, Aminti y Franco (1988) ajustaron la ecuación anterior para escollera, cubos y tetrápodos.

Van der Meer (1993) y Van der Meer y Janssen (1994) analizaron el remonte y el rebase de diques impermeables, concluyendo que el volumen máximo de rebase producido por la ola más grande puede ser mil veces mayor que el caudal de rebase medio. Los autores estudiaron el oleaje en condiciones de rotura y de no rotura, incluyendo el efecto de la berma, la profundidad, la rugosidad del talud y la oblicuidad del oleaje. Como conclusión presentaron dos fórmulas para estimar el

caudal de rebase medio en función de la rotura del oleaje ampliamente utilizadas durante años, a partir de la altura de ola espectral,  $H_{m0}$ , el francobordo adimensional  $R_c$ , y coeficientes de calibración en función del tipo de estructura.

Pedersen (1996) ensayó diques en talud con escolleras, cubos y Dolos para oleaje irregular, concluyendo que un incremento del ancho de la berma de coronación reduce el caudal de rebase.

Besley (1999) reanaliza los ensayos disponibles de rebase y añade nuevos ensayos con  $R_c=A_c$  para determinar la influencia del ancho de coronación sobre el caudal de rebase, proponiendo un coeficiente de corrección a aplicar sobre las estimaciones del caudal de rebase.

Entre 2002 y 2004, se desarrolla el proyecto europeo CLASH (De Rouck et al. 2009; Van der Meer et al., 2009) formando una gran base de datos con más de 10,000 ensayos de rebase. El objetivo principal de este estudio fue recoger la información existente de ensayos de rebase tanto a escala reducida como a gran escala, formando un inventario muy amplio y fiable a nivel internacional. La base de datos de CLASH ha sido utilizada como herramienta en múltiples estudios posteriores para obtener modelos de predicción, entre los que destaca la Red Neuronal de CLASH (CLNN) descrita por Van Gent et al. (2007). CLNN es capaz de predecir el caudal de rebase medio y su intervalo de confianza asociado para prácticamente todo tipo de estructuras con geometrías complejas. Este modelo predictivo se encuentra explicado con más detalle en el apartado 2.4.5.

Los estudios de rebase más recientes se han centrado en detectar las zonas menos estudiadas del proyecto CLASH para mejorar el conocimiento.

Victor (2012) obtiene nuevos ensayos de rebase para estructuras de baja cota de coronación y diferentes taludes, utilizados por Victor y Troch (2012b) y Van der Meer y Bruce (2014) para definir nuevas fórmulas de rebase para este tipo de estructuras.

Zanuttigh et al. (2014) desarrollan una nueva red neuronal entrenada a partir de una extensión de la base de datos de CLASH capaz de estimar el caudal de rebase  $q$ , el coeficiente de reflexión  $K_r$  y el coeficiente de transmisión  $K_t$ , de una gran variedad de estructuras. Esta nueva red incluye nuevos inputs o parámetros de entrada a la red, entre los que destaca la variable  $m$ , para representar el efecto de la pendiente de fondo. Posteriormente, Zanuttigh et al. (2016) optimiza la red para tasas de rebase con valores muy bajos a partir de la nueva configuración de variables de entrada.

Molines y Medina (2015) estudiaron la influencia del coeficiente de rugosidad propuesto por los principales estimadores de la literatura, concluyendo que cada

estimador debe especificar los  $\gamma_f$  a utilizar para cada tipo de manto. Este estudio proporciona resultados de los  $\gamma_f$  óptimos calibrados para los principales estimadores de rebase existentes.

Molines y Medina (2016) a partir de una metodología basada en la CLNN desarrollan una nueva fórmula de rebase para diques en talud convencionales con espaldón en condiciones de no rotura del oleaje. Esta nueva fórmula proporciona estimaciones de rebase muy similares a las de la CLNN utilizando únicamente 6 variables explicativas adimensionales a partir de una expresión explícita. De este modo, a diferencia de la CLNN, es posible cuantificar la influencia de cada una de las variables sobre el caudal de rebase.

### 2.4.3. Manuales del rebase

Al igual que en otros aspectos de la ingeniería marítima, el conocimiento y literatura sobre rebase se suele resumir y presentar en forma de manuales. Estos manuales recogen de forma concisa y esquemática el conocimiento existente con el objetivo de facilitar su uso tanto para investigadores como profesionales de la ingeniería marítima.

El primer manual disponible, el *Shore Protection Manual* (SPM, 1973), presentaba el conocimiento existente hasta el momento y en concreto un método para estimar el caudal de rebase con oleaje irregular basado en investigaciones propias. Cuatro ediciones del SPM fueron publicadas desde 1973 hasta 1984.

Posteriormente, el *Coastal Engineering Manual* (CEM, 2002) se presenta como una actualización del SPM. Se trata de un manual de referencia extendido internacionalmente que recoge todo tipo de aspectos de la ingeniería marítima (teorías de oleaje, transformación del oleaje, transporte de sedimentos, etc.).

Otro manual de referencia es el *Rock Manual* (CIRIA/CUR/CETMEF, 2007) en el caso de diseño de diques rompeolas, el cual contiene una visión general del fenómeno de rebase y sus variables más influyentes.

Por otro lado, en Europa se han publicado algunos manuales específicos sobre el fenómeno del rebase. Besley (1999) recogió diversas investigaciones sobre el rebase en estructuras costeras entre las que destacan las realizadas por Owen (1980) y Van der Meer y Janssen (1994).

En Holanda se presenta el *Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes* (TAW, 2002), mientras que en Alemania el EAK (2002).

Con el objetivo de reunir el conocimiento existente en Europa sobre el rebase se publica el EurOtop (2007). Este manual se presenta como guía para el análisis y predicción del caudal de rebase en todo tipo de estructuras costeras bajo la acción del oleaje. A diferencia de otros manuales como el CIRIA, no se presenta como una guía de diseño y construcción de estructuras marítimas. La publicación del manual EurOtop (2007) actualiza los manuales previos Besley (1999), TAW (2002) y EAK (2002).

Una segunda edición del manual, EurOtop (2018), ha sido publicada recientemente incluyendo las nuevas investigaciones sobre el fenómeno del rebase durante la última década.

#### 2.4.4. Principales fórmulas de estimación del rebase medio para diques en talud con cota de coronación reducida

En base a la literatura existente analizada en apartados anteriores, en este apartado se detallan las principales fórmulas de estimación del caudal de rebase medio para el análisis de diques en talud convencionales con cotas de coronación reducida, objeto de estudio de esta tesis.

La fórmula propuesta por Van der Meer y Janssen (1994) se encuentra incluida en el EurOtop (2007) y TAW (2002) siendo una de las más comúnmente utilizadas. La estimación media del caudal de rebase para dique en talud se presenta en la Ec.2.14 (rotura de la ola) y Ec.2.15 (sin rotura de la ola):

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \xi_{m-1,0} \exp\left(-4.75 \frac{R_c}{H_{m0} \xi_{m-1,0} \gamma_f \gamma_b \gamma_v \gamma_\beta}\right) \quad [\text{Ec.2.14}]$$

Con un máximo de:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta}\right) \quad [\text{Ec.2.15}]$$

Siendo  $q$  el caudal de rebase medio,  $H_{m0}$  la altura de ola incidente espectral en el pie de la estructura,  $R_c$  el francobordo adimensional,  $\alpha$  la pendiente de la estructura y  $\xi_{m-1,0}$  el número de Iribarren o *surf similarity parameter*. Los coeficientes  $\gamma_f$ ,  $\gamma_b$ ,  $\gamma_v$  y  $\gamma_\beta$  son coeficientes que tienen en cuenta la influencia de la rugosidad del talud, la presencia de la berma, la presencia de una pared vertical y la oblicuidad del oleaje, respectivamente, cuyos valores son definidos en el EurOtop (2007). Los coeficientes 4.75 y 2.6 de las Ec.2.14 y Ec.2.15 son parámetros estocásticos de distribución normal con una desviación estándar  $\sigma=0.5$  y  $\sigma=0.35$  respectivamente. El rango de aplicación

de las Ec.2.14 y Ec.2.15 es  $1.0 \leq \cot \alpha \leq 4.0$  para el ángulo de la estructura,  $0.5 \leq R_c/H_{m0} \leq 3.5$  para el francobordo adimensional, con  $\xi_{m-1,0} \leq 5$ .

Estudios más recientes mencionados a continuación, presentan nuevas fórmulas ampliando el rango para francobordos adimensionales hasta  $R_c/H_{m0} \geq 0$ .

Victor y Troch (2012b) desarrollaron una nueva fórmula para estimar el caudal de rebase medio en base a los ensayos realizados en Victor (2012) y ensayos procedentes de la base de datos de CLASH. Esta fórmula Ec.2.16, cuenta con dos coeficientes,  $a_{victor}$  y  $b_{victor}$ , en función de la pendiente de la estructura  $\alpha$  y el francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ , tal como indica la Tabla 2.3.

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = a_{victor} \exp\left(-b_{victor} \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad [\text{Ec.2.16}]$$

	$0.0 \leq R_c/H_{m0} \leq 0.8$	$0.8 \leq R_c/H_{m0} \leq 2.0$
<b><math>0.0 \leq \cot \alpha \leq 1.5</math></b>	$a_{victor} = 0.033 \cot \alpha + 0.062$	$a_{victor} = 0.2$
	$b_{victor} = 3.45 - 1.08 \cot \alpha$	$b_{victor} = 4.88 - 1.57 \cot \alpha$
<b><math>1.5 \leq \cot \alpha \leq 2.75</math></b>	$a_{victor} = 0.11$	$a_{victor} = 0.2$
	$b_{victor} = 1.85$	$b_{victor} = 2.6$

**Tabla 2.3.** Coeficientes  $a_{victor}$  y  $b_{victor}$  para la Ec.2.16.

Como se observa, Ec.2.16 mantiene la forma de la Ec.2.15 para oleaje sin rotura, siendo iguales cuando  $1.5 \leq \cot \alpha \leq 2.75$  y  $0.8 \leq R_c/H_{m0} \leq 2.0$ .

Van der Meer y Bruce (2014) determinan que la Ec.2.14 y la Ec.2.15 proporcionan buenos resultados dentro de su rango de validez, sin embargo, sobreestiman el caudal de rebase cuando  $0 \leq R_c/H_{m0} \leq 0.5$ . A partir de los datos ya considerados en el ajuste de estas fórmulas y una ampliación de ensayos con  $R_c/H_{m0} = 0$ , los autores presentan las siguientes expresiones:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = \frac{0.023}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp\left[-\left(2.7 \frac{R_c}{H_{m0} \xi_{m-1,0} \gamma_f \gamma_b \gamma_v \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right] \quad [\text{Ec.2.17}]$$

Con un máximo de:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.09 \cdot \exp\left[-\left(1.5 \frac{R_c}{H_{m0} \gamma_f \gamma_\beta}\right)^{1.3}\right] \quad [\text{Ec.2.18}]$$

Estas nuevas expresiones cuentan con las mismas variables consideradas en las anteriores Ec.2.14 y la Ec.2.15, ampliando su rango de aplicación hasta  $R_c/H_{m0} \geq 0$ .

El EurOtop (2018) recomienda el uso de la Ec.2.18 como fórmula general para estimar el caudal de rebase medio de diques en talud, determinando que para el rango  $R_c/H_{m0} \geq 0.5$ , los resultados de las predicciones proporcionadas por la Ec.2.15 y Ec.2.18 son muy similares.

Por último, Molines y Medina (2016) presentan una nueva fórmula, Ec. 2.19, para estimar el rebase de diques en talud convencionales con espaldón en condiciones de no rotura del oleaje. A partir de una metodología derivada de la CLNN, se desarrolla esta fórmula emulando el funcionamiento de la CLNN, obteniéndose resultados muy similares con la ventaja de ser un estimador explícito.

$$Q = \left( \frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} \right) = \exp \left( \lambda_{.2} \cdot \lambda_{.3} \cdot \lambda_{.4} \cdot \lambda_{.5} \cdot \lambda_{.6} \left[ a_1 + b_1 \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_f \gamma_\beta} \right] \right) \quad [\text{Ec.2.19a}]$$

Con

$$\lambda_{.2} = a_2 + b_2 \cdot (Ir \sqrt{R_c/H_{m0}}) \quad [\text{Ec.2.19b}]$$

$$\lambda_{.3} = a_3 + b_3 \exp(c_3 \cdot R_c/h) \quad [\text{Ec.2.19c}]$$

$$\lambda_{.4} = \max[c_4; a_4 + b_4 \cdot G_c/H_{m0}] \quad [\text{Ec.2.19d}]$$

$$\lambda_{.5} = a_5 + b_5 \cdot A_c/R_c \quad [\text{Ec.2.19e}]$$

$$\lambda_{.6} = \begin{cases} \max[c_6; a_6 + b_6 \cdot R_c/h] & \text{si } B_t > 0 \\ d_6 & \text{si } B_t = 0 \end{cases} \quad [\text{Ec.2.19f}]$$

El valor de cada uno de los parámetros  $a_j$ ,  $b_j$ ,  $c_j$  y  $d_j$  se resumen en la Tabla 2.4.

	$a_j$	$b_j$	$c_j$	$d_j$
<b>1</b>	-1.6	-2.6	0	0
<b>2</b>	1.20	-0.05	0	0
<b>3</b>	1.0	2.0	-35	0
<b>4</b>	0.85	0.13	0.95	0
<b>5</b>	0.85	0.15	0	0
<b>6</b>	1.2	-0.5	1	1

**Tabla 2.4.** Parámetros  $a_j$ ,  $b_j$ ,  $c_j$  y  $d_j$  de la Ec.2.19.

La Ec.2.19 está validada dentro del rango de francobordo adimensional  $0.52 \leq R_c/H_{m0} \leq 3.75$ . A pesar de no estar diseñada explícitamente para estructuras

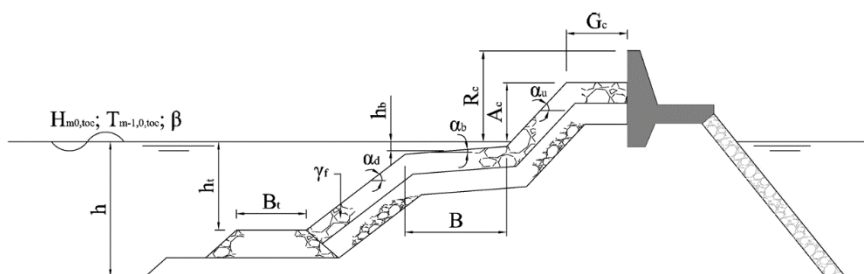
de cota de coronación reducida a rotura por fondo, se considera uno de los estimadores principales a estudiar en esta tesis por ser capaz de emular explícitamente el funcionamiento de la CLNN.

### 2.4.5. La Red Neuronal de CLASH

Además de las fórmulas explícitas mencionadas en el apartado anterior, existen modelos predictivos más complejos desarrollados mediante técnicas de inteligencia artificial entre las que destaca la red neuronal de CLASH, CLNN.

Como se menciona en el apartado 2.4.2, la base de datos de CLASH recoge un total de 10,532 ensayos de rebase, principalmente a escala reducida, aunque también incluye ensayos a gran escala. Para definir cada uno de los ensayos se establecen 30 parámetros, 17 estructurales, 11 hidráulicos y 2 de carácter general. Entre los parámetros estructurales recogidos por la base de datos de CLASH se encuentra la pendiente de fondo  $m$  delante de la estructura. Los parámetros generales RF y CF cuantifican en una escala de 1 a 4 la fiabilidad y complejidad del ensayo respectivamente. Información detallada de la base de datos y los parámetros incluidos se encuentra en Verhaegue (2005).

A partir de la base de datos de CLASH se desarrolla la CLNN, capaz de predecir el caudal de rebase de una gran variedad de estructuras gracias a sus 15 parámetros de entrada a partir de los cuales es posible modelizar configuraciones simples y complejas (ver Figura 2.17). Como se puede observar, entre las variables de entrada consideradas no se encuentra la pendiente de fondo  $m$ .

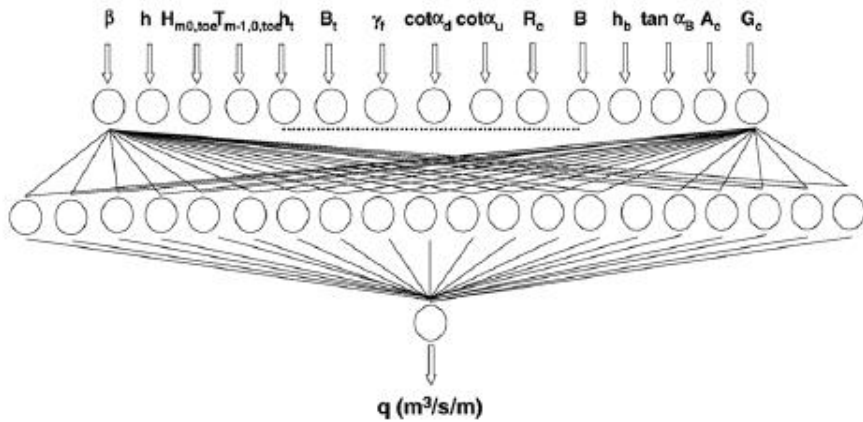


**Figura 2.17.** Variables de entrada (inputs) consideradas para la configuración de la CLNN, (Fuente: Van Gent et al., 2007)

El funcionamiento de la CLNN está basado en redes neuronales multicapa *feed-forward* con aprendizaje supervisado con la configuración esquematizada en la



Figura 2.18. De este modo, es posible encontrar relaciones complejas entre las variables de entrada y la variable objetivo de salida.



**Figura 2.18.** Configuración tipo de las redes neuronales que forman la CLNN  
(Fuente: Van Gent et al., 2007)

Para reducir la incertidumbre de las estimaciones, el modelo predictivo de la CLNN utiliza técnicas de remuestreo (*bootstrapping*) para el entrenamiento y validación de los datos, proporcionando como resultado final de estimación de caudal de rebase el valor medio del conjunto de las 500 redes neuronales entrenadas.

La CLNN proporciona resultados ampliamente contrastados, permitiendo obtener estimaciones muy fiables gracias al gran número de variables consideradas. Dentro del rango de validez de la CLNN destaca su amplio rango de francobordo adimensional  $0.5 \leq R_c/H_{m0} \leq 5.0$ , siendo posible su uso para la predicción de caudales de rebase de estructuras con cotas de coronación reducidas estudiadas en esta tesis.

## 2.5. Oleaje en condiciones de rotura

Antes de alcanzar la estructura marítima, el oleaje sufre un proceso de transformación desde aguas profundas hacia la costa debido a los fenómenos de asomeramiento, refracción, difracción y rotura. En ellos destaca la rotura del oleaje por ser un fenómeno complejo que afecta a gran parte de las estructuras costeras. La turbulencia que se genera durante el proceso de rotura impide que sea posible su caracterización con exactitud, y es todavía un problema a resolver en la dinámica de fluidos.

El proceso de rotura se inicia cuando la ola se vuelve más energética e inestable. Al producirse esa inestabilidad, se pierde el movimiento orbital de las partículas de fluido que caracterizan a la onda, transformándose en un movimiento más caótico.

### 2.5.1. Tipos de rotura del oleaje

En la literatura existente, se definen dos tipos de rotura:

- Rotura por decrestamiento: cuando se excede el peralte de la ola ( $s=H/L$ ).
- Rotura por fondo: cuando se supera el límite de profundidad relativa, ( $H/h$ )

siendo  $H$  la altura de la ola,  $L$  es la longitud de onda y  $h$  es la profundidad de agua. Este estudio se centra en el análisis de la rotura por fondo del oleaje, ya que afecta a multitud de estructuras costeras reales, construidas en zonas con profundidades reducidas.

Iribarren y Nogales (1950) definen uno de los parámetros más importantes para clasificar la rotura del oleaje, el número de Iribarren,  $I_r^*$ , también conocido como *surf similarity parameter*  $\xi^*$  (Battjes, 1974):

$$I_r^* = \xi^* = \frac{m}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}} \quad [\text{Ec. 2.20}]$$

Siendo  $m$  la pendiente del fondo,  $g$  la aceleración de la gravedad,  $L_0 = gT^2/2\pi$  la longitud de onda en aguas profundas y  $T$  el periodo del oleaje.

Se distingue entre cuatro tipos de rotura del oleaje definidos en la Figura 2.19 y la Tabla 2.5.

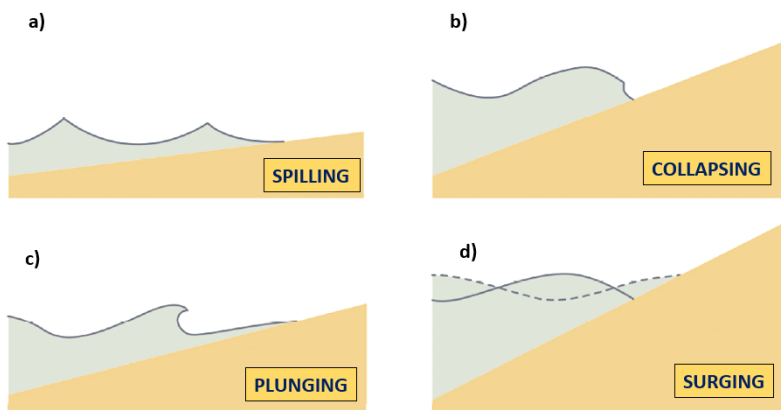


Figura 2.19. Tipos de rotura del oleaje.

Tipo de rotura	$I_r^* = \frac{m}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$
<i>Spilling</i>	$I_r^* < 0.5$
<i>Plunging</i>	$0.5 < I_r^* < 2.5$
<i>Collapsing</i>	$2.5 < I_r^* < 3.0$
<i>Surging</i>	$I_r^* > 3.0$

**Tabla 2.5.** Clasificación de los tipos de rotura del oleaje en función del número de Iribarren,  $I_r^*$ .

La rotura tipo *spilling* se produce con pendientes suaves y olas con peralte relativamente alto, volviéndose inestable la cresta de la ola. Con pendientes de mayor inclinación y peraltes medios se produce la rotura tipo *plunging*. En este caso la cara frontal de la ola va curvándose hacia el frente hasta que finalmente se precipita, zambulléndose como una masa de agua intacta. En este tipo de rotura la altura de la ola se reduce de forma drástica provocando fenómenos de turbulencia y entrada de masas de aire. En el otro extremo se encuentra la rotura tipo *surging* cuando las olas con poco peralte se propagan sobre pendientes muy pronunciadas. Este tipo de rotura empieza de forma similar al tipo *plunging*, aumentando la verticalidad de la cara frontal de la ola, sin embargo, la ola no llega a romper, sino que asciende y desciende por la pendiente de la playa disipándose. La rotura tipo *collapsing* se encuentra entre la rotura tipo *plunging* y *surging*.

A pesar de que esta clasificación es la más extendida, existen otras clasificaciones para describir la rotura del oleaje.

Estudios como los de Smith y Kraus (1991), Mead y Black (2001), Scarfe et al. (2003) y Blenkinsopp y Chaplin (2008), demuestran que cuando la batimetría del fondo marino es muy compleja el número de Iribarren no es un buen estimador para la clasificación del tipo de rotura.

Smith y Kraus (1991) propone otra clasificación utilizando el número de Iribarren en aguas profundas,  $\xi_0^* = m/s_0$ , donde  $s_0 = H_0/L_0$  es el peralte de la ola en aguas profundas con  $H_0$  la altura de ola en aguas profundas. Para fondos marinos irregulares:  $\xi_0^* > 1.2$  para tipo *surging*,  $0,4 < \xi_0^* < 1.2$  para tipo *plunging* y  $\xi_0^* < 0,4$  para tipo *spilling*.

Grilli et al. (1997) propone otra clasificación para describir la rotura de una onda solitaria basada a partir del parámetro  $S_0 = 1.521 m/H_0$ , por lo que no se considera ni la longitud ni el periodo del oleaje por ser teóricamente infinitos en el caso de una onda solitaria. Esta clasificación separa la rotura entre:  $0.30 < S_0 < 0.37$  para tipo *surging* o *collapsing*,  $0.025 < S_0 < 0.300$  para tipo *plunging* y  $S_0 < 0.025$  para tipo *spilling*.

Existen otras clasificaciones en función de la geometría de la ola en el punto de rotura entre los que destaca el realizado por New et al. (1985), en función de  $L_{crest}$  y  $L_{jet}$  definidos en la Figura 2.20. Los autores distinguen entre rotura tipo *spilling* y tipo *plunging* a partir del parámetro  $S_{jet}$  de la Ec.2.21.

$$S_{jet} = \frac{L_{jet}}{L_{crest}} \quad [Ec.2.21]$$

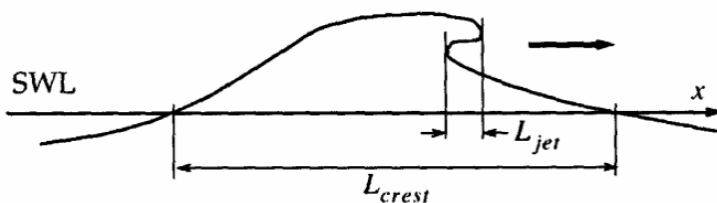


Figura 2.20. Definición de los parámetros de rotura del oleaje (New et al., 1985).

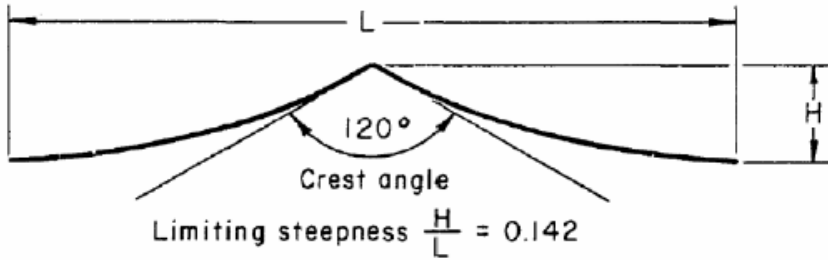
Tipo de rotura	$S_{jet}$
Spilling	$< 3/100$
Plunging	$> 1/10$

Tabla 2.6. Tipos de rotura del oleaje (New et al., 1985).

## 2.5.2. Criterios de rotura del oleaje

### 2.5.2.1. Rotura por decrestamiento

La rotura del oleaje por decrestamiento o exceso peralte tiene lugar principalmente en aguas intermedias y profundas. Michel (1893) determina el criterio límite de peralte en aguas profundas y un ángulo de cresta de  $120^\circ$  (ver Figura 2.21).



**Figura 2.21.** Criterio límite de peralte en aguas profundas (SPM, 1984).

Miche (1944) establece que para  $L_0/2$  el peralte límite de la ola en aguas profundas es de  $(H/L)_{\max} = 0.142 \tanh(2\pi H/L)$ . Danel (1952) propone readaptar el valor de 0.142 definido por Michel (1944) a 0.12 en el caso de fondos horizontales. Ostendorf y Madsen (1979) revisaron la fórmula de Michel (1984) teniendo en cuenta la influencia de la pendiente de fondo en la rotura del oleaje. Otros estudios experimentales establecen el límite como  $H/gT^2 = 0.021$ , mientras que resultados obtenidos a partir de mediciones en el Mar del Norte indican que el límite de rotura se encuentra en  $H/gT^2 = 0.0067$ .

Como se observa, existe una gran variedad de criterios. No obstante, no son objeto de esta tesis, ya que el objetivo principal es analizar la rotura del oleaje por limitación por fondo.

### 2.5.2.2. Rotura por fondo

Para establecer el criterio de rotura en función de la profundidad es ampliamente utilizado el índice de rotura adimensional,  $\gamma_{br}$ , definido como el cociente máximo entre la altura de ola y la profundidad ( $H/h$ ), en el punto de rotura:

$$\frac{H}{L} \geq \gamma_{br} = \left(\frac{H}{h}\right)_{\max} = \frac{H_b}{h_{br}} \quad [\text{Ec.2.22}]$$

Siendo  $H_b$  la altura de ola en rotura a profundidad  $h_{br}$ .

Otro parámetro común para definir la rotura es el índice de altura en rotura,  $\Omega_b$ , definido mediante la siguiente expresión:

$$\Omega_b = \frac{H_b}{H_0} \quad [\text{Ec. 2.23}]$$

Siendo  $H_0$  la altura de ola en aguas profundas.

Uno de los aspectos más inciertos es la definición del punto de rotura ya que varía entre los diferentes autores. Autores como Fenton (1972), Kamphuis (1991) y Rattanapitikon et al. (2003) definen que la rotura se produce cuando la ola alcanza su altura máxima; mientras que otros como Iversen (1952), Seyama y Kimura (1988), Smith y Kraus (1991), Grilli et al. (1997) y Blenkinsopp y Chaplin (2008) define la rotura cuando el frente de la ola se vuelve vertical. Johnson (2009) define el punto de rotura en el instante que la velocidad en la cresta de la ola es igual a la celeridad de la ola. Kraus y Larson (1988) y Haller y Catalan (2005) proponen retrasar el punto de rotura hasta la aparición de la turbulencia en la ola.

Cuando se trata de oleajes regulares y fondos marinos horizontales, McCowan (1894) propuso  $\gamma_{br} = 0.78$  como primer índice de rotura. Sin embargo,  $\gamma_{br}$  no es constante y varía dentro del rango  $0.5 < \gamma_{br} < 1.5$  dependiendo de la pendiente de fondo y el periodo del oleaje incidente. Debido a la gran variedad de criterios, estudios como Rattanapitikon y Shibayama (2000) recogen y compraran los diferentes criterios existentes para estimar los índices de las Ec.2.22 Y Ec.2.23. Robertson et al. (2013) determina que el índice de rotura puede dividirse en seis tipos:

1. Índice de rotura constante
2. Índice de rotura en función de la pendiente de fondo.
3. Índice de rotura en función del número de Iribarren
4. Índice de rotura en función de la tangente hiperbólica de la altura de ola y longitud de onda en rotura
5. Índice de rotura en función de la longitud de onda y altura de ola en aguas profundas y la pendiente de fondo.
6. Índice de rotura en función de la longitud de onda y altura de ola en aguas profundas y la exponencial de la pendiente de fondo.

A continuación, se realiza una breve revisión de los principales estudios y estimadores existentes en la literatura y la relación entre ellos.

Munk (1949) mantuvo el valor de  $\gamma_{br}$  definido anteriormente por McCowan (1894) y añadió el índice de altura en rotura para una onda solitaria,  $\Omega_b = 1/(3.3s_0)^{1/3}$ . Más tarde, Yamanda et al. (1968) aumentó el valor establecido del índice de rotura a  $\gamma_{br} = 0.8261$ .

Los estudios realizados por Camfield y Street (1968), Galvin (1968), Collins y Weir (1969) y Madsen (1976) en base a resultados experimentales, proponen ecuaciones

para estimar  $\gamma_{br}$  en función de la pendiente de fondo. SPM (1984) publicó resultados experimentales que posteriormente fueron analizados por Le Roux (2007), proponiendo otra ecuación a partir del ángulo que forma la pendiente del fondo.

Battjes (1984) propuso la primera ecuación para estimar  $\gamma_{br}$  en función del número de Iribarren, ampliada más tarde por Sunamura (1981). Larson y Kraus (1989) publicaron nuevas ecuaciones mejorando su grado de correlación.

Le Mehaute y Koh (1967) fueron los primeros en incluir la pendiente de fondo y el peralte del oleaje en aguas profundas para estimar  $\gamma_{br}$ . Sunamura y Horikawa (1974) recalibraron esta ecuación a partir de datos de Goda (1970) con resultados muy similares a los que posteriormente obtuvieron Singamsetti y Wind (1980) y Ogawa y Shuto (1984).

Goda (1970) en base a resultados experimentales, determina que existe una dependencia exponencial entre  $H_b$  y  $h_{br}$ , en el rango de pendientes de fondo  $0.05 < m < 0.2$ . Más adelante, Goda (1975) presentó un modelo aleatorio de rotura del oleaje, readaptando la ecuación de oleaje regular para oleaje irregular. Rattanapitikon y Shibayama (2000) modificaron la ecuación propuesta por Goda (1975), la cual fue posteriormente mejorada por Goda (2010). Muttray y Oumeraci (2000) encontraron un mejor ajuste para el coeficiente de la fórmula de Goda para pendientes de fondo por encima de  $m=1/30$ . Tsai et al. (2005) desarrolla nuevas investigaciones de la rotura del oleaje en pendientes fuertes, concluyendo que la fórmula de Goda sobreestima la altura de ola cuando se trata de pendientes pronunciadas.

Weggel (1972) propuso una estimación elevada de la altura de ola en rotura para el diseño de estructuras costeras. Dally et al. (1985) incluyó el efecto de la oblicuidad del oleaje incidente, mientras que Smith y Kraus (1991) recalibraron los coeficientes de la fórmula de Weggel. Carmenen y Larson (2007) compararon varias de las ecuaciones ya existentes concluyendo que ninguna de ellas contaba con una fiabilidad superior al 50%, confirmando la sobreestimación de la fórmula de Weggel y proponiendo una nueva.

Rattanapitikon et al. (2003) encontraron relación entre  $H_o/L_o$  y  $H_b/L_b$  proponiendo una nueva fórmula para estimar  $H_b$ , actualizada años después por Rattanapitikon y Shibayama (2006).

CIRIA/CUR/CETMEF (2007) recomienda el uso de las fórmulas de Goda (1970) y Weggel (1972) para estimar el índice de rotura con oleaje regular incidente y pendiente uniforme. Dada la gran variedad de posibles ecuaciones y relaciones

existente para estimar los parámetros de rotura, en esta tesis se ha considerado como de mayor fiabilidad aquellas avaladas por CIRIA/CUR/CETMEF (2007). La Ec.2.24 presenta la fórmula propuesta por Goda (1970) mientras que la Ec.2.25. la de Weggel (1972):

$$\gamma_{br} = \frac{H_b}{h_{br}} = 0.17 \frac{L_0}{h_{br}} \left[ 1 - \exp \left[ -1.5\pi \frac{h_{br}}{L_0} (1 + 15m^{4/3}) \right] \right] \quad [\text{Ec.2.24}]$$

$$\gamma_{br} = \frac{H_b}{h_{br}} = \frac{b(m)}{1+a(m)\frac{h_{br}}{L_0}} = b(m) - a(m) \frac{H_b}{L_0} \quad [\text{Ec.2.25}]$$

Siendo  $a(m) = 6.96[1 - \exp(-19m)]$  y  $b(m) = 1.56[1 + \exp(-19.5m)]^{-1}$ .

Goda (1975) propuso modificar el valor de 0.17 válido para oleaje regular por valores entre 0.18 y 0.12 cuando se trata de oleajes irregulares. Goda (2010) reajustó la fórmula a partir de resultados de laboratorio con pendientes fuertes, reduciendo el valor de 15 a 11.

Además, CIRIA/CUR/CETMEF (2007) recomienda el criterio propuesto por Rattanapitikon y Shibayama (2000) y la ecuación Ec.2.26 propuesta por Rattanapitikon et al. (2003):

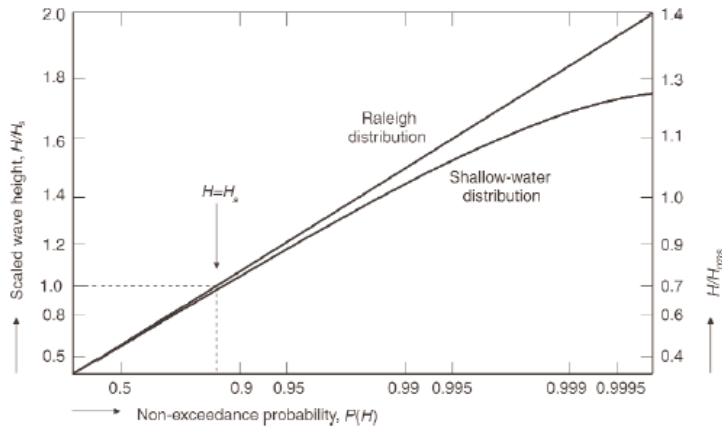
$$\frac{H_b}{L_b} = [-1.40m^2 + 0.57m + 0.23] \left( \frac{H_0}{L_0} \right)^{0.35} \quad [\text{Ec.2.26}]$$

Donde  $L_b$  es la longitud de onda calculada en la profundidad del punto de rotura  $h_{br}$ , mediante la teoría lineal del oleaje.

### 2.5.3. Distribución de alturas de ola en aguas someras

Cuando se trata de aguas profundas, normalmente la superficie libre del agua sigue un proceso Gaussiano y las alturas de ola siguen una distribución tipo Rayleigh (Longuet-Higgins, 1952). Sin embargo, en aguas poco profundas la situación es completamente diferente debido a los procesos de transformación no lineales que sufre el oleaje y a la rotura, dejando de seguir el proceso Gaussiano y alejándose de la distribución Rayleigh (ver Figura 2.22). En la zona de rotura se corresponden con las olas que superan el límite de rotura (ver Goda, 2000).





**Figura 2.22.** Ejemplo de distribución de alturas de ola en aguas profundas y aguas someras (Fuente: CIRIA/CUR/CETMEF, 2007).

Se ha desarrollado varios modelos para determinar la altura de ola en zonas de poca profundidad y condiciones de rotura del oleaje.

Entre los más habituales se encuentran los estudios de Glukhovskiy (1966) y Hughes y Borgman (1987), basados en adaptaciones empíricas y semi-empíricas de la distribución Rayleigh teniendo en cuenta el efecto de la rotura.

Otro modelo frecuentemente utilizado es el propuesto por Battjes y Janssen (1978), basado en la disipación de la energía debido al fenómeno de rotura por las limitaciones de profundidad. Este modelo fue posteriormente modificado por Baldock et al. (1998) proporcionando expresiones explícitas para la fracción de olas rotas y la energía disipada en la zona de rotura.

Autores como Mase y Iwagaki (1982), Dally y Dean (1986) Dally (1990, 1992) y Kuriyama (1996), también presentaron diferentes modelos para la calcular la distribución de altura de ola en aguas someras. Massel y Sobey (2000) realizaron una revisión de las diferentes teorías existentes.

De entre todos ellos, CIRIA/CUR/CETMEF (2007) y otros manuales de ingeniería marítima como EurOtop (2018), recomiendan el uso del método propuesto por Batjjes y Groenendijk (2000) basado en la distribución Weibull compuesta (*Composite Weibull distribution, CWD*) y validado por múltiples experimentos a pequeña y gran escala. El CWD utiliza la función de distribución acumulada presentada en la Ec.2.27 para describir la distribución de olas individuales.

$$F(H) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_1}\right)^{k1}\right] & \text{si } H \leq H_{tr} \\ 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_2}\right)^{k2}\right] & \text{si } H \geq H_{tr} \end{cases} \quad [\text{Ec.2.27}]$$

Siendo  $H_{tr} = (0.35 + 5.8m)h$  la altura de ola de transición la cual depende de la pendiente de fondo  $m$  y la profundidad  $h$ ,  $H_1$  y  $H_2$  los parámetros de escala y  $k1=2.0$  y  $k2=3.6$  los coeficientes de ajuste obtenidos a partir de ensayos de laboratorio con cinco pendientes de fondo distintas. Para aplicar el método es necesario conocer la variación de la superficie libre ( $m_0$ ) o la altura de ola significativa espectral ( $H_{m0}$ ), para estimar la altura de ola cuadrática media  $H_{rms}=[0.6725+0.2025(H_{m0}/h)]$ . Batjjes y Groenendijk (2000) proporcionan tablas con los valores adimensionales:  $H_{1/3}/H_{rms}$ ,  $H_{1/10}/H_{rms}$ ,  $H_{2\%}/H_{rms}$ ,  $H_{1\%}/H_{rms}$  y  $H_{0.1\%}/H_{rms}$ .

Goda (2000) propone las ecuaciones Ec.2.28 y Ec.2.29 para estimar la altura de ola significativa,  $H_s=H_{1/3}$ , y la altura de ola máxima,  $H_{max}$ , en la zona de rotura en función de la altura de ola significativa equivalente en aguas profundas,  $H'_0$ , el coeficiente de asomeramiento,  $K_s=H/H'_0$ , el cociente  $h/L_0$  basado en el periodo significativo de la ola,  $T_{1/3}$ , y la pendiente de fondo,  $m$ . Además, se proporcionan diagramas para obtener directamente  $H_{1/3}$  y  $H_{max}$  para pendientes de fondo  $m=1/10, 1/20, 1/30$  y  $1/100$ .

$$H_{1/3} = \begin{cases} (K_s H'_0) & \text{para } \frac{h}{L_0} \geq 0.2 \\ \min[(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), (\beta_{max} H'_0), (K_s H'_0)] & \text{para } \frac{h}{L_0} < 0.2 \end{cases} \quad [\text{Ec. 2.28}]$$

$$H_{max} = H_{1/250} \begin{cases} (1.8 \cdot K_s H'_0) & \text{para } \frac{h}{L_0} \geq 0.2 \\ \min[(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h), (\beta_{max}^* H'_0), (1.8 \cdot K_s H'_0)] & \text{para } \frac{h}{L_0} < 0.2 \end{cases} \quad [\text{Ec. 2.29}]$$

Siendo los coeficientes  $\beta_0, \beta_1, \beta_{max}, \beta_0^*, \beta_1^*$  y  $\beta_{max}^*$  los mostrados en la Tabla 2.7.

<b>Coefficientes para <math>H_{1/3}</math></b>
$\beta_0 = 0.028(H'_0/L_0)^{-0.38}\exp(20m^{1.5})$
$\beta_1 = 0.52 \exp(4.2m)$
$\beta_{max} = \max\{0.92, 0.32(H'_0/L_0)^{-0.29}\exp(2.4m)\}$
<b>Coefficientes para <math>H_{max}</math></b>
$\beta_0 = 0.052(H'_0/L_0)^{-0.38}\exp(20m^{1.5})$
$\beta_1^* = 0.63 \exp(3.8m)$
$\beta_{max}^* = \max\{1.65, 0.53(H'_0/L_0)^{-0.29}\exp(2.4m)\}$

**Tabla 2.7.** Coeficientes para  $H_{1/3}$  y  $H_{max}$  de acuerdo con Goda (2000).

CIRIA/CUR/CETMEF (2007) describe otro método para determinar la altura de ola significativa espectral,  $H_{m0}$ , en aguas poco profundas basado en Van der Meer (1990). Se proporcionan cinco gráficos de diseño con diferentes peraltes en aguas profundas,  $s_{op}$ , para obtener el cociente  $H_{m0}/h$  en función de  $h/L_{0p}$  para pendientes suaves  $m=1/50$ , siendo  $L_{0p}$  la longitud de onda en aguas profundas para el periodo pico,  $T_p$ .

Caires y Van Gent (2012) calibraron el modelo CWD para obtener mejores coeficientes de ajuste con la distribución Rayleigh cuando se trata de aguas profundas.



# CAPÍTULO 3

## Metodología experimental



Canal de ensayos del Laboratorio de Puertos y Costas de la *Universitat Politècnica de València*. Julio, 2016.

### 3.1. Introducción.

Para analizar la estabilidad hidráulica y el caudal de rebase de diques en talud con cotas de coronación medias bajo la acción del oleaje en rotura, se han realizado ensayos físicos en 2D en el canal de ensayos del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV). Este capítulo describe la metodología seguida en estos ensayos.

En primer lugar, se detalla la instalación donde se realizan los ensayos y el sistema empleado para la generación del oleaje. A continuación, se describen los modelos físicos utilizados, las características de los materiales empleados para su construcción y toda la instrumentación disponible en el LPC-UPV para la ejecución de los ensayos. Se detallan también las características fundamentales de todos los ensayos realizados, así como su nomenclatura y variables principales consideradas.

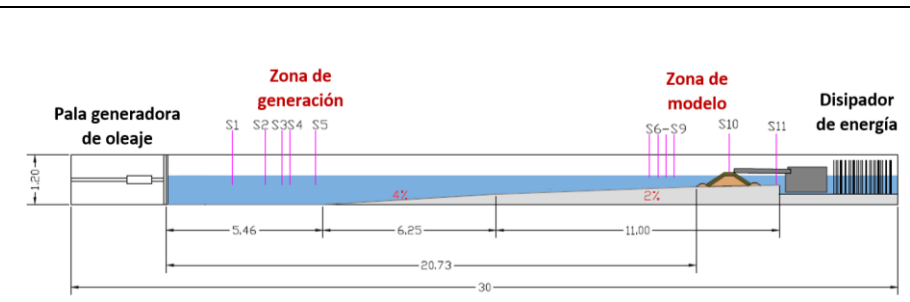
Por último, se explica el procesado de la información disponible tras la realización de los ensayos y las herramientas informáticas utilizadas para ello.

### 3.2. Descripción del canal de oleaje.

Los ensayos 2D de este estudio han sido realizados en el canal de oleaje y viento del LPC-UPV de 30 m de longitud, 1.2 m de ancho y 1.2 m de altura. Este canal cuenta con una pendiente de fondo variable, siendo posible estudiar en él la propagación del oleaje desde aguas profundas en la zona de generación a aguas someras donde se ubica el modelo físico.

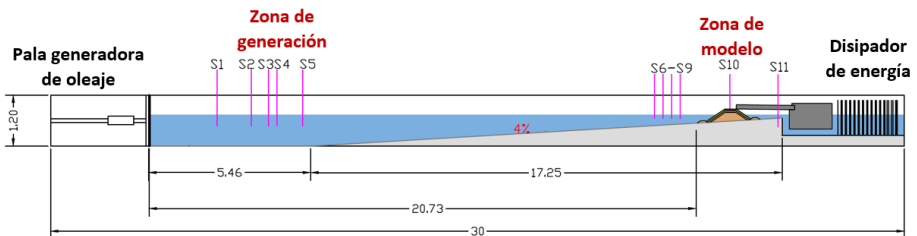
Dado que uno de los objetivos principales de este estudio es la influencia de la pendiente del fondo sobre la estabilidad y el rebase de diques en talud, se han realizado ensayos con dos tipologías de fondo distintas: una pendiente del 2% ( $m=1/50$ ) y una pendiente del 4% ( $m=1/25$ ).

La Figura 3.1 muestra la sección longitudinal del canal LPC-UPV con pendiente  $m=1/50$ . En la zona de generación, el fondo es plano durante los primeros 5.46 m, donde da comienzo una primera rampa del 4% y 6.25 m de longitud. A continuación, existe una segunda rampa del 2% de 11 m de longitud sobre la cual se ubica el modelo físico a ensayar.



**Figura 3.1.** Sección del canal LPC-UPV con pendiente de fondo  $m=1/50$ . Cotas en metros.

La segunda configuración del canal LPC-UPV se detalla en la Figura 3.2. En este caso, la rampa del 4% ubicada desde la zona de aguas profundas se alarga en toda la longitud del canal hasta la zona donde se ubicará el modelo a ensayar



**Figura 3.2.** Sección del canal LPC-UPV con pendiente de fondo  $m=1/25$ . Cotas en metros.

En uno de los extremos del canal se ubica el sistema de generación de oleaje, mientras que en el extremo opuesto se encuentra la zona de modelo, el dissipador de energía y la entrada del sistema de recirculación de agua del canal. El canal cuenta con un falso fondo en la zona opuesta a generación para evitar sobre elevaciones de la lámina de agua en ese extremo. Este fondo tiene una altura de 25 cm por el que discurre la corriente de retorno que estabiliza el nivel medio en el canal.

El sistema dissipador de energía ubicado en el extremo opuesto a la pala generadora está formado por 5 grupos de paneles metálicos ranurados, o rejas con perfiles angulares de 5 cm de lado (ver Figura 3.3).

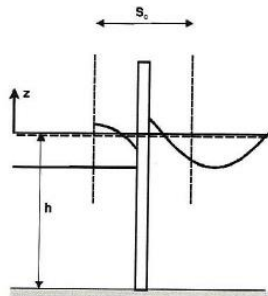


**Figura 3.3.** Sistema disipador de energía del oleaje del canal LPC-UPV.

Las paredes del canal están formadas por módulos metálicos reforzados con viguetas en “doble T” en toda su longitud. Únicamente en la zona donde se ubican los modelos, las paredes son de cristal para facilitar la visualización de los ensayos.

### 3.2.1. Sistema de generación de oleaje

En uno de los extremos del canal LPC-UPV, se ubica el equipo generador de oleaje formado por una pala tipo pistón con un *stroke* máximo de 90 cm (ver Figura 3.4).



**Figura 3.4.** Pala generadora de oleaje tipo pistón.

La Figura 3.5 muestra el pistón y la pala generadora de traslación horizontal del sistema de generación del canal LPC-UPV. La pala está formada por una chapa metálica vertical y una estructura con cuatro rodamientos de bronce. Este material se adapta mejor a los raíles y disminuye las vibraciones debidas a la rodadura. Los rodamientos se deslizan sobre dos barras longitudinales de acero pulidas y



engrasadas frecuentemente que son soportadas sobre una estructura metálica muy rígida.



**Figura 3.5.** Pistón y pala generadora de oleaje del canal del LPC-UPV.

El sistema de generación de oleaje además, está equipado con el sistema de absorción activa DHI AWACS (*Active Wave Absortion Control System*) para evitar multireflexiones dentro del canal. El AWACS es el dispositivo electrónico interfaz entre el actuador y el ordenador de control en el que se ejecuta el software *DHI Wave Synthesizer*. Este sistema permite absorber el oleaje reflejado registrado en la zona de generación y simultáneamente ajustar el nuevo movimiento de la pala para generar el movimiento deseado en función de la serie temporal. Para ello, la pala cuenta con dos sensores de oleaje en la propia estructura de la pala permitiendo, en tiempo real, realizar las correcciones necesarias sobre el movimiento del pistón para evitar re-reflexiones que puedan producirse en el canal.

### 3.3. Modelación física a escala

Siguiendo los objetivos del proyecto ESBECO, todos los modelos físicos ensayados para el desarrollo de esta investigación se corresponden con secciones tipo de diques en talud con coronación reducida y, por tanto, rebasables.

#### 3.3.1. Secciones tipo ensayadas

Se han ensayado tres tipologías de diques en talud diferentes en función de la pieza de protección del manto empleada: Cubípodos (CP), Cubos (CB) y Escollera (ES). Estas tres tipologías de modelos han sido ensayadas para los dos grupos de ensayos del

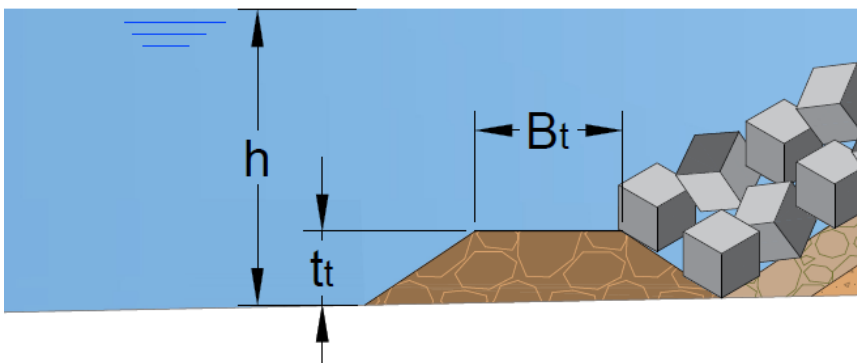
estudio: pendiente fondo  $m=1/50$  (E2) y pendiente de fondo  $m=1/25$  (E4). De este modo, los ensayos realizados quedan divididos en seis modelos diferentes:

- **E2ES:** Sección escollera bicapa con pendiente  $m=1/50$ .
- **E4ES:** Sección escollera bicapa con pendiente  $m=1/25$ .
- **E2CB:** Sección cubos bicapa con pendiente  $m=1/50$ .
- **E4CB:** Sección cubos bicapa con pendiente  $m=1/25$ .
- **E2CP:** Sección Cubípodos monocapa con pendiente  $m=1/50$ .
- **E4CP:** Sección Cubípodos monocapa con pendiente  $m=1/25$ .

En todos los casos, son secciones tipo de dique en talud convencional, sin espaldón en coronación donde es el manto el que protege la estructura de forma continua desde el lado mar hasta la cara no expuesta a la acción del oleaje.

Debido a la simetría que presentan estas secciones, ambos taludes, con  $\cot \alpha=1.5$ , están protegidos por una berma de pie que ejercen de soporte del manto principal.

Los mantos de piezas prefabricadas suelen estar apoyados en una berma de pie de sección tipo mostrada en la Figura 3.6, siendo  $h$  el calado de agua en el pie de la estructura. Los parámetros fundamentales de diseño de la berma son, el ancho de berma  $B_t$  y el espesor o altura de berma  $t_t$ . Siguiendo las recomendaciones de BSI (1991) y CIRIA/CUR/CETMEF (2007), se han diseñado las bermas con 4 piedras de escollera en la parte superior y 2 piezas de espesor. Debido a la influencia de la pendiente de fondo sobre la estabilidad de la berma, se ha aumentado el tamaño de la escollera de la berma lado mar en los ensayos con  $m=1/25$ .



**Figura 3.6.** Sección tipo de berma de pie de un dique en talud convencional.

### 3.3.1.1. Sección tipo Cubípodos monocapa

Las dos secciones tipo con manto principal de Cubípodos monocapa con pendiente de fondo  $m=1/50$  (E2CP) y  $m=1/25$  (E4CP) se muestran en la Figura 3.7. Las piezas del manto empleadas tienen un  $D_n[\text{cm}]=3.79$  colocados con una porosidad inicial  $p=40\%$  según las recomendaciones de Medina y Gómez-Martín (2015).

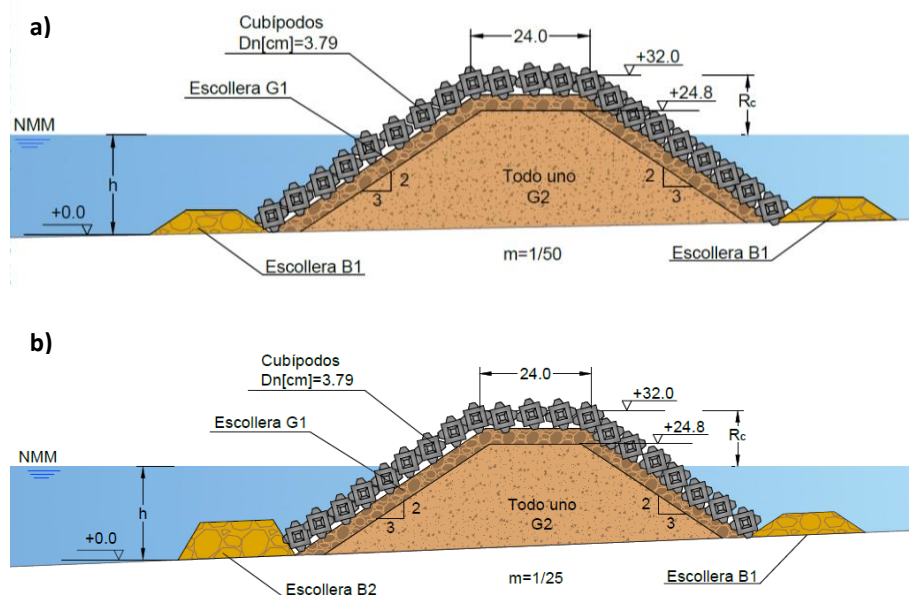


Figura 3.7. Sección tipo a escala de los modelo monocapa de Cubípodos: (a) E2CP y (b) E4CP. Cotas en centímetros.

### 3.3.1.2. Sección tipo Cubos bicapa

Las series de ensayos E2CB y E4CB de mantos bicapa de cubos se han realizado con piezas de  $D_n[\text{cm}]=3.97$  colocadas aleatoriamente a lo largo del talud, coronación y trasdós con una porosidad inicial media de  $p=41\%$  (ver Figura 3.8).

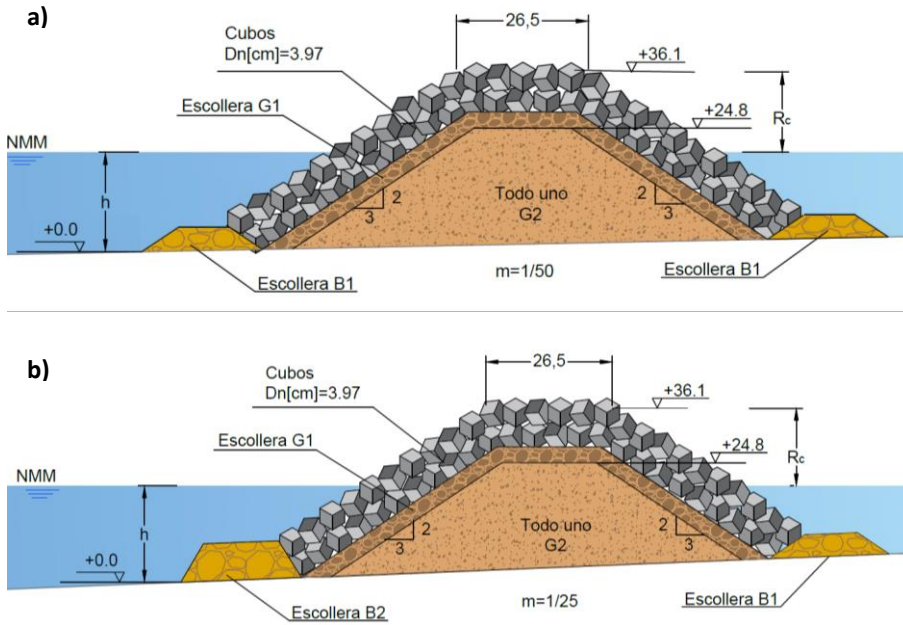
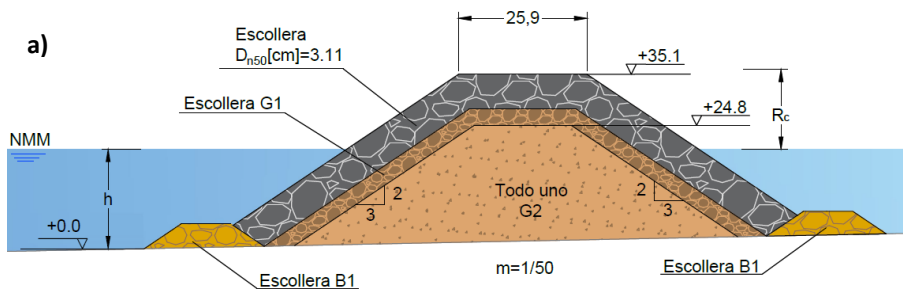
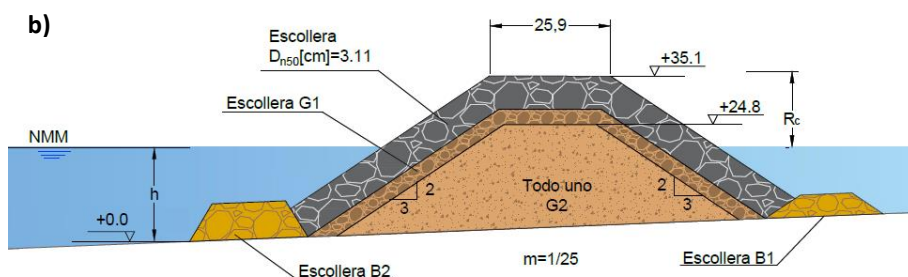


Figura 3.8. Sección tipo a escala de los modelo bicapa de Cubos: (a) E2CB y (b) E4CB. Cotas en centímetros.

### 3.3.1.3. Sección tipo Escollera bicapa

Los dos modelos de manto bicapa de escollera ensayados, E2ES y E4ES, están formadas por piezas de  $D_{n50}[cm]=3.11$  colocadas aleatoriamente a lo largo del manto principal con una porosidad inicial media del  $p=37\%$  (ver Figura 3.9).





**Figura 3.9.** Sección tipo a escala de los modelo bicapa de escollera: (a) E2ES y (b) E4ES. Cotas en centímetros.

### 3.3.2. Características de los materiales empleados

Los modelos ensayados son en todos los casos diques en talud permeables formados por un manto principal (CP, CB o ES), el filtro de grava G1 y el núcleo de grava G2. Además, dos bermas de pie de escollera (B1 o B2) protegen el manto por ambos lados. Las características granulométricas de estos materiales se muestran en la Tabla 3.1, donde  $\rho_r$  es la densidad de la pieza,  $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$  es el diámetro nominal de las piezas prefabricadas o lado del cubo equivalente,  $M$  es la masa de las piezas,  $D_{n50}$  es el diámetro nominal de las piezas granulares correspondiente al 50% del material que pasa por el tamiz y  $M_{50}$  es su masa correspondiente.

Material	$M_{50}$ [g]	$D_{n50}$ ó $D_n$ [cm]	$\rho_r$ [g/cm <sup>3</sup> ]
CP	121.06	3.79	2.22
CB	141.51	3.97	2.27
ES	81.11	3.11	2.66
G1	15.40	1.78	2.73
G2	0.86	0.68	2.72
B1	33.19	2.31	2.61
B2	153.14	3.86	2.63

**Tabla 3.1.** Características de los materiales empleados en la construcción de los modelos físicos.

Las características de los materiales del núcleo y el filtro son comunes para los distintos modelos de manto ensayados.

Se han empleado dos tipologías de berma de pie: B1 y B2 en función de la pendiente sobre la que se ubica. La escollera de la berma B1, se ha empleado en la berma delantera y trasera de todos los ensayos con la pendiente  $m=1/50$  y en la berma trasera con la pendiente  $m=1/25$ . Sin embargo, en el caso de la berma delantera con la pendiente ensayada  $m=1/25$  para evitar movimientos y deslizamiento del manto principal, se empleó una berma de mayor tamaño, B2. Las características de ambas tipologías de berma se detallan en la Tabla 3.1.

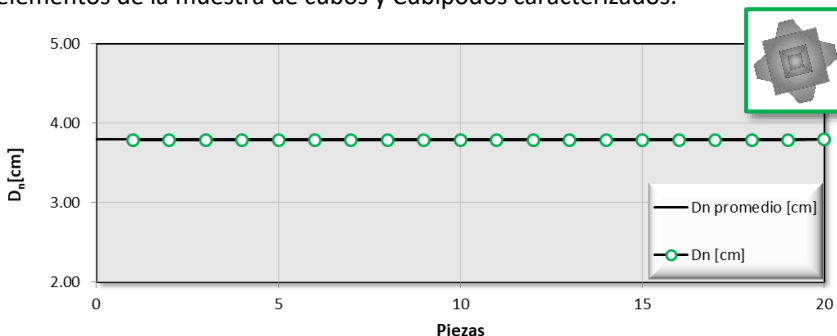
La Figura 3.10 muestra algunos de los cubos, Cubípodos y escollera empleados en los ensayos realizados. Todas las piezas del manto principal se pintan de diferentes colores para facilitar la visualización de los movimientos de estas piezas durante la acción del oleaje.



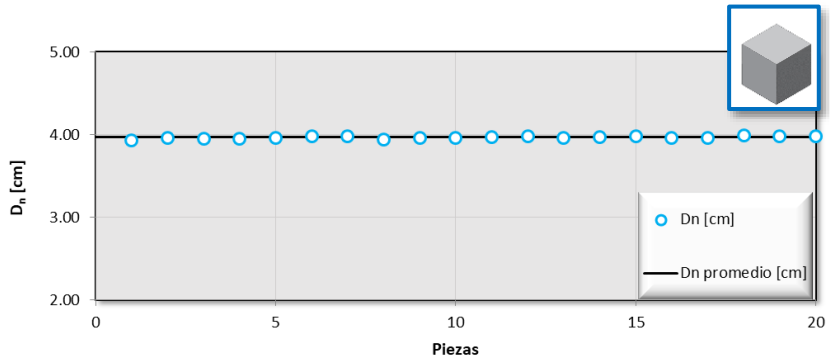
**Figura 3.10.** Cubos, Cubípodos y escollera utilizados en el manto principal de los ensayos.

Para caracterizar los cubos y Cubípodos del manto, se ha seleccionado de forma aleatoria una muestra de 20 elementos y se han pesado cada uno de ellos mediante una balanza de precisión en la que se obtiene el peso y la densidad de cada elemento.

Las Figura 3.11 y Figura 3.12 presentan los resultados obtenidos para cada uno de los elementos de la muestra de cubos y Cubípodos caracterizados.



**Figura 3.11.** Diámetro nominal de los Cubípodos.



**Figura 3.12.** Diámetro nominal de los Cubos.

Para seleccionar la muestra de elementos a caracterizar en el caso de la escollera se ha utilizado un cuarteador. Tomando de partida todo el conjunto de elementos de escollera del manto, se seleccionan mediante el cuarteador una muestra más pequeña y aleatoria que permiten caracterizar las piezas del manto de manera representativa.

La Figura 3.13 muestra el proceso de selección llevado a cabo en el LPC para caracterizar el material de escollera, y en la Figura 3.14 se muestran los resultados obtenidos de la muestra.



**Figura 3.13.** Proceso de selección de una muestra de escollera mediante cuarteador.

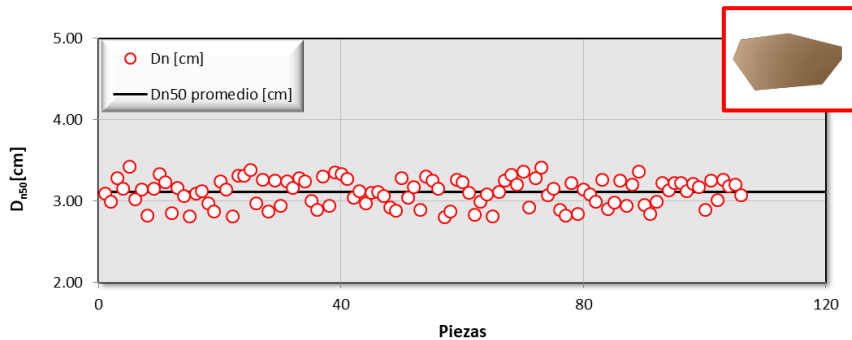


Figura 3.14. Diámetro nominal de la muestra de piedra natural del manto.

### 3.3.2.1. Proceso constructivo

En primer lugar, se deberá acondicionar el canal LPC-UPV para la realización de los ensayos. Para ello, se procede a la impermeabilización de las paredes interiores del canal y la colocación de una lechada de mortero en el fondo sobre la que se construye el modelo. Colocando esta superficie rugosa, se evita que la superficie metálica lisa del fondo influya en el deslizamiento de las piezas de la berma y del manto.

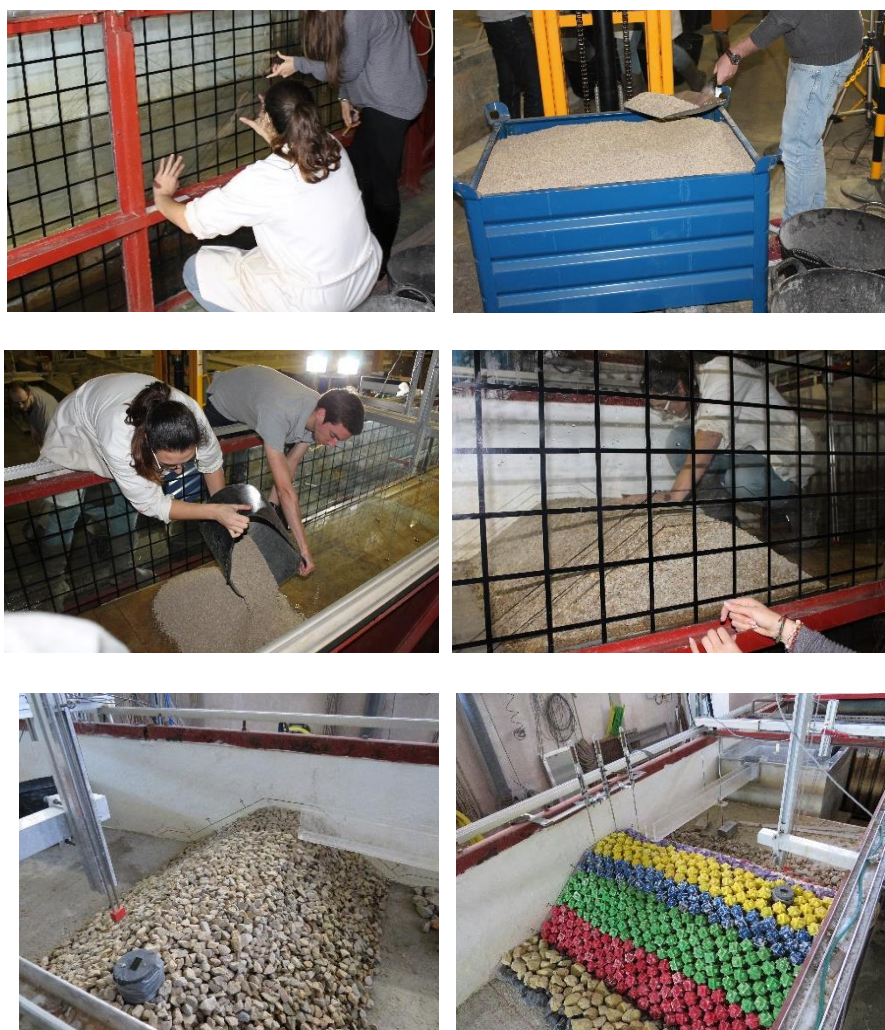
El siguiente paso es dibujar la sección tipo a ensayar en ambas paredes del canal. Para ello, en primer lugar, se imprime a escala 1:1 el plano del modelo para su colocación en el interior del canal permitiendo así el marcado de los puntos más significativos del dibujo tanto en el lado de la pared como en el cristal del canal.

Una vez definida completamente la sección dentro del canal, se procede al vertido del material del núcleo G2 hasta su línea correspondiente. Este material deberá compactarse y nivelarse correctamente ya que supone el soporte de toda la estructura.

A continuación, se coloca el filtro de escollera G1, de 3.3 cm de espesor. Este proceso se realizará desde la parte inferior del talud hasta llegar a coronación, cuidando que la superficie del talud sea constante a lo largo de su longitud. Posteriormente, se colocan ambas bermas de pie siguiendo el dibujo ya marcado en las paredes.

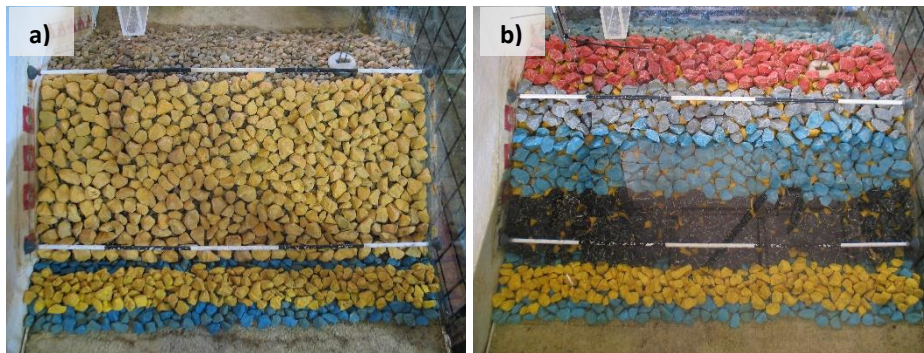
Finalmente se colocará el manto principal del dique. Cada pieza tiene un proceso de colocación diferente. Sin embargo, todas ellas deben colocarse de forma aleatoria, dejando caer las piezas sobre el talud del mismo modo que se haría en obra, evitando así colocaciones concertadas o encajes de piezas predeterminados.





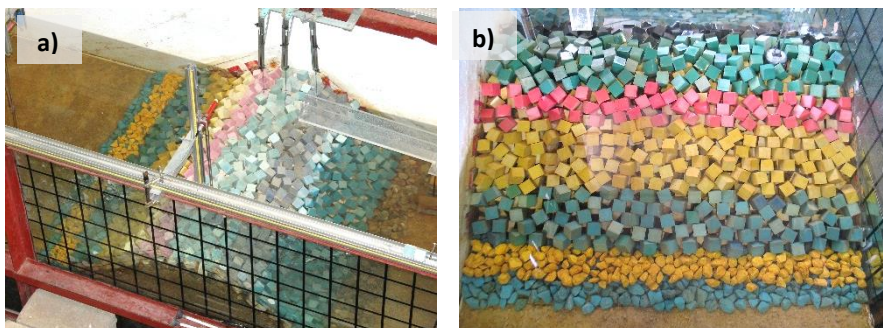
**Figura 3.15.** Proceso constructivo de un modelo de dique en talud en el LPC-UPV.

En el caso del manto de escollera, las piezas se colocarán en 2 capas. La primera de ellas será de un color uniforme en ambos lados (amarillo), mientras que la segunda capa se colocará en bandas de colores (ver Figura 3.16). El volumen de piezas empleadas se ajustará para obtener la porosidad inicial del manto requerida en los ensayos, en este caso del 37%.



**Figura 3.16.** Modelo con manto de escollera: (a) Primera capa y (b) segunda capa.

El manto de cubos también se colocará en dos capas, siendo importante en este caso la colocación irregular de las piezas ya que una colocación regular de las mismas tendría un comportamiento diferente al deseado y no se asemejaría a la realidad. Igual que en el caso de la escollera, la primera capa del manto de cubos se colocará de un color uniforme (blanco) mientras que en la segunda capa los cubos se colocarán en bandas de colores (ver Figura 3.17).



**Figura 3.17.** Modelo manto de cubos bicapa: (a) Vista general y (b) talud frontal.

El modelo de Cubípodos se construye en una sola capa por lo que las piezas se colocarán en bandas de colores directamente sobre el filtro (ver Figura 3.18).



**Figura 3.18.** Modelo de manto monocapa de Cubípodos. (a) Vista lateral y (b) vista del talud frontal.

El número de piezas que forman el manto principal de cubos y Cubípodos depende de la porosidad de este. Para obtener el número exacto de piezas, se utiliza la siguiente expresión:

$$N_t = (1 - p) b / D_n \quad [\text{Ec.3.1}]$$

donde,  $N_t$  es el número de unidades a colocar por fila,  $p$  es la porosidad,  $b$  es el ancho del canal y  $D_n$  es el diámetro nominal de la pieza. Para las porosidades de diseño, y dado que el número de piezas debe ser un número entero, se determina colocar filas alternas con 17 y 18 unidades en el caso de los cubos y 18 y 19 para el caso de los Cubípodos.

Manto	1 Fila	$b$ [cm]	$p$ [%]	$D_n$ [cm]	$N_t$
Cubos	$D_n$	120	41	3.97	17/18
Cubípodos	$D_n$	120	41	3.79	18/19

Tabla 3.2. Número de unidades colocadas en cada fila del manto de cubos y Cubípodos.

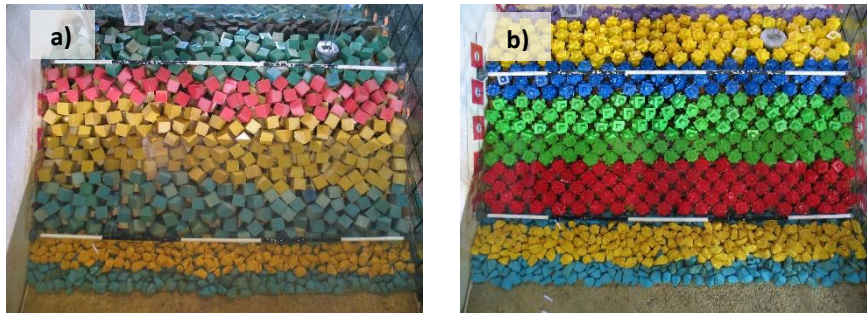


Figura 3.19. Talud frontal del manto principal: (a) cubos y (b) Cubípodos.

### 3.3.3. Instrumentación

#### 3.3.3.1. Sensores de nivel

Para registrar el oleaje generado, se han empleado sensores de nivel capacitivos a lo largo del eje longitudinal del canal. Los sensores de nivel DHI, tienen longitudes variables en función de la zona de canal donde se ubiques (0.30 m, 0.5 m, 0.6 m y 0.8 m). Están formados por dos electrodos de acero inoxidable en paralelo capaces de medir la conductividad del volumen de agua entre ellos, es decir la altura de la ola. La señal de salida analógica de voltaje es registrada por el equipo *Wave Amplifier* DHI 102E con una frecuencia de 20 Hz. Las características principales del oleaje, altura de ola y periodo, pueden calcularse analizando la señal registrada por estos sensores.



**Figura 3.20.** Sensores de capacidad utilizados en el LPC-UPV.

Los sensores se han distribuido en dos grupos principales: sensores en la zona de generación y sensores en la zona próxima al modelo. Además, se han colocado dos sensores aislados, en la coronación y el trasdós del modelo. El primero de ellos se encuentra dentro de un tubo embebido en el núcleo de forma que es capaz de registrar la lámina de agua que sobrepasa el modelo en cada instante de tiempo. El segundo, se ubica dentro del canal detrás de la estructura para controlar el nivel de agua en la parte trasera del modelo. La Figura 3.21 muestra imágenes consecutivas en un ensayo rebasable con modelo de Cubípodos, observándose la función de los sensores de coronación y trasdós de la estructura.

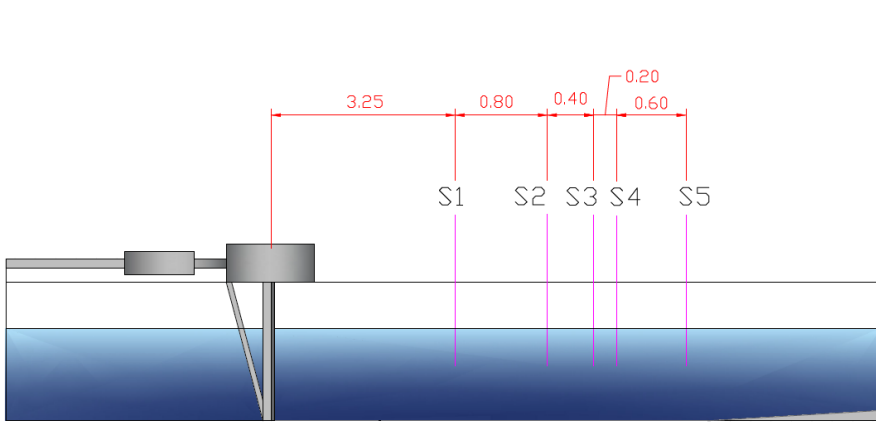


**Figura 3.21.** Secuencia de imágenes de un ensayo rebasable con modelo de Cubípodos.

La distancia de separación entre los sensores de la zona de generación se ha seleccionado en función de la longitud de onda según el criterio Mansard y Funke (1980):

$$\left. \begin{array}{l} d_1 \approx \frac{L}{10} \\ \frac{L}{6} < d_1 + d_2 < \frac{L}{3} \\ d_1 + d_2 \neq \frac{L}{5} \\ d_1 + d_2 \neq \frac{3L}{10} \end{array} \right\} \quad [\text{Ec.3.2}]$$

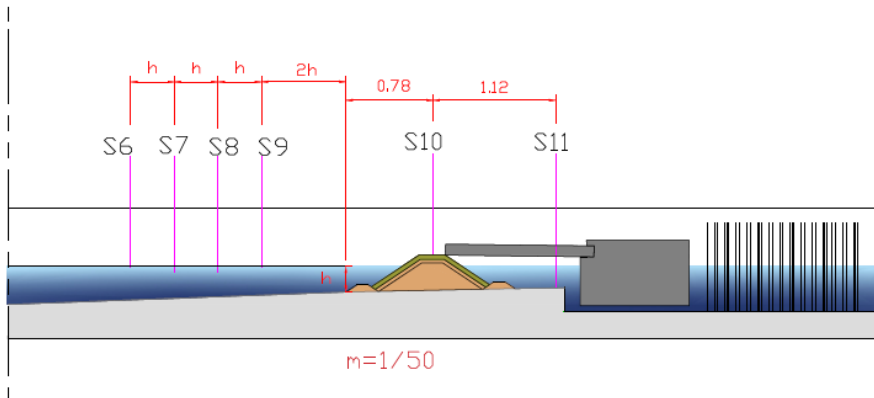
Estas distancias deben establecerse en función de las condiciones del oleaje del ensayo. Sin embargo, no es posible cambiar la distribución de sensores en el canal LPC-UPV para la longitud de onda de cada uno de los ensayos por el considerable tiempo que supone. Por este motivo, se han colocado cinco sensores de nivel cuyas distancias sean tales que cumplan las condiciones del conjunto de los periodos de ola que se van a ensayar.



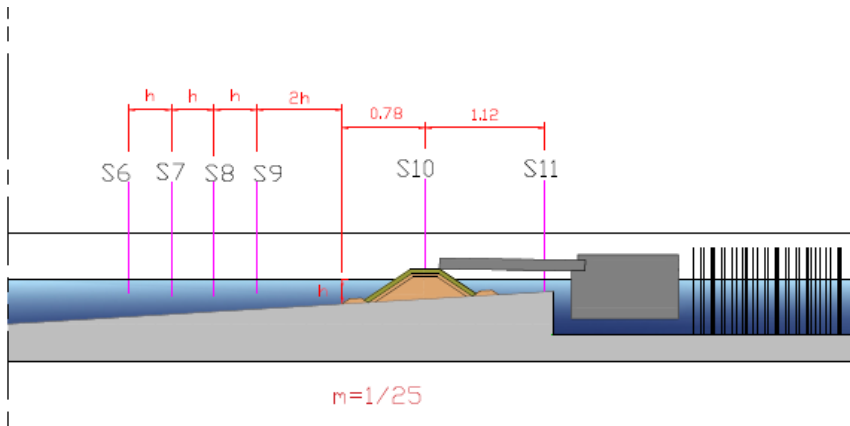
**Figura 3.22.** Separación sensores de nivel en la zona de generación.

Por otro lado, en la zona de modelo, debido a las condiciones de rotura del oleaje resulta poco fiable el uso de sensores de nivel para la separación del oleaje incidente y reflejado. Por este motivo, siguiendo las recomendaciones de Herrera et al (2017), los sensores de la zona de modelo se han colocado a distancias proporcionales al calado a pie de dique de la estructura:  $2h$ ,  $3h$ ,  $4h$  y  $5h$ .

Las Figura 3.23 y Figura 3.24 muestran la sección longitudinal del canal LPC-UPV con la disposición de los sensores de nivel en la zona de rotura del oleaje para los ensayos con modelo y pendientes de fondo  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .

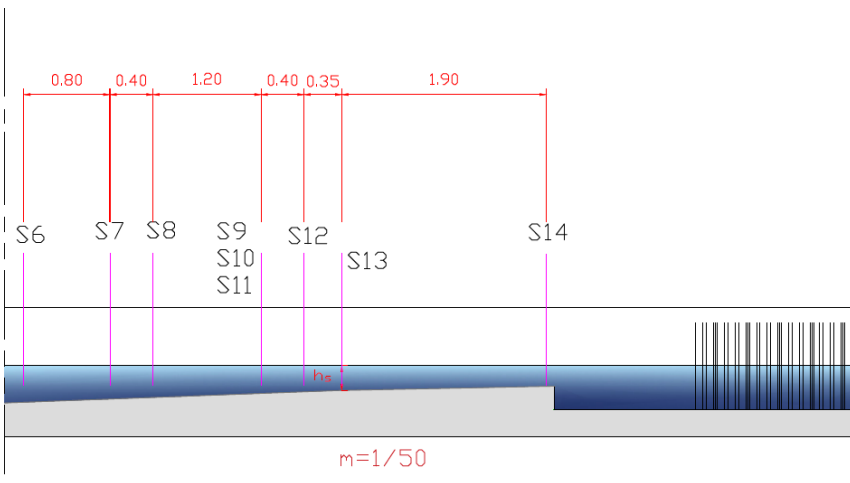


**Figura 3.23.** Ubicación de sensores en la zona de modelo con pendiente  $m=1/50$ .



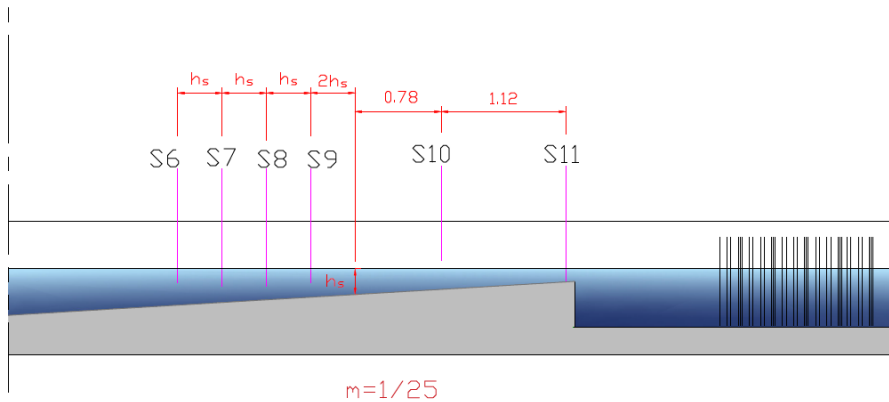
**Figura 3.24.** Ubicación de sensores en la zona de modelo con pendiente  $m=1/25$ .

En los ensayos en vacío, los sensores de la zona de generación se colocaron siguiendo la disposición mostrada en la Figura 3.22, mientras que en la zona de modelo la disposición de sensores se muestra en las Figura 3.25 y Figura 3.26.



**Figura 3.25.** Ubicación de los sensores en la zona de rotura del oleaje en los ensayos en vacío con pendiente  $m=1/50$ .





**Figura 3.26.** Ubicación de los sensores en la zona de rotura del oleaje en los ensayos en vacío con pendiente  $m=1/25$ .

### 3.3.3.2. Equipo de medición de Rebase

Existen diferentes metodologías para medir el rebase, pero todas ellas se basan en medir en el tiempo el caudal de rebase que sobrepasa la estructura y queda recogido en un recipiente en su trasdós. En la literatura se recogen tres técnicas principales para medir este caudal: sensores de nivel, sensores de presión o báscula de pesaje. En este caso se ha utilizado la tercera de ellas para registrar el caudal de rebase de los ensayos.

El equipo de medida está formado en primer lugar por una canaleta de 5 cm ubicada en el final de la coronación de la estructura, punto a partir del cual se registra el caudal de rebase. Esta canaleta recoge el agua que sobrepasa la estructura y la conduce hasta un recipiente o depósito estanco donde se va acumulando el agua recogida con un volumen máximo de aproximadamente 60 litros. Este recipiente se encuentra en el interior de un recipiente de mayor tamaño de acero inoxidable y elevado peso para aislar el equipo de medida del agua del canal. Bajo el depósito de recogida de agua, se ubica una báscula de pesaje capaz de registrar la masa de agua acumulada en cada instante de tiempo durante el ensayo con una frecuencia de 5 Hz y una precisión de 0.01 Kg. Esta báscula se encuentra directamente conectada al sistema de adquisición de datos del canal. Antes de cada uno de los ensayos, la báscula se tara para establecer el peso inicial.

Para la evacuación del agua del depósito, se dispone de un equipo de aspiración que permite el vaciado del depósito cuando se alcanza el nivel máximo. La Figura 3.27, muestra el equipo de rebase y las diferentes partes que lo componen.

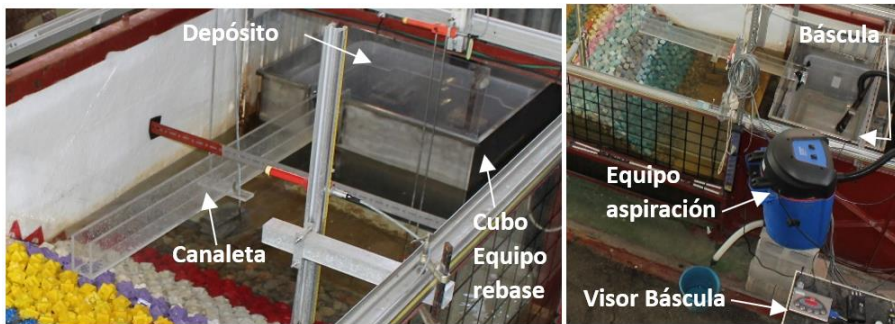


Figura 3.27. Equipo de captación y evacuación del caudal de rebase del LPC.

### 3.3.3.3. Velocímetros

Se han dispuesto tres velocímetros o *propellers* en la coronación y trasdós de la estructura con el objetivo de poder registrar las velocidades del flujo del caudal de rebase. Estos velocímetros están formados por unas hélices de PVC que giran únicamente en contacto con el agua y permiten registrar su movimiento en forma de pulsos, lo que posteriormente se transforma en velocidad del agua.

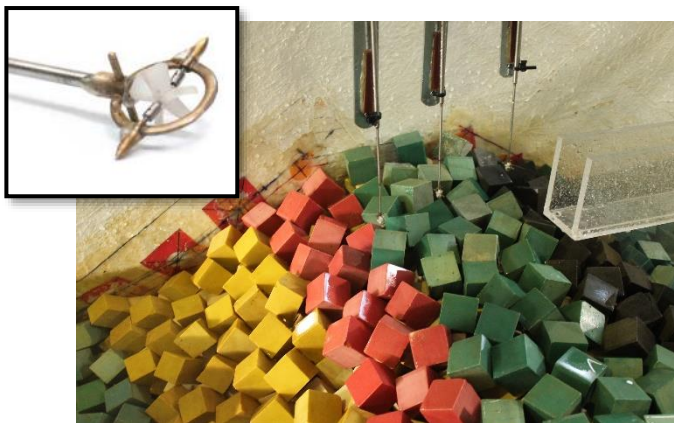


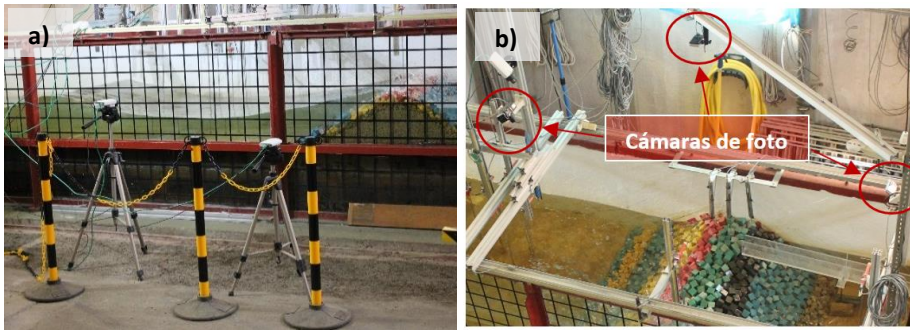
Figura 3.28. *Propellers* y ubicación en coronación sobre un modelo de manto cubos bicapa.

### 3.3.3.4. Soporte audiovisual

Para la captación y almacenaje visual de los ensayos, el LPC dispone de cámaras de video y fotos digitales. La Figura 3.29a muestra dos de las cámaras de vigilancia instaladas durante los ensayos perpendiculares al canal para el registro del oleaje en la zona de modelo, así como los movimientos y la evolución del daño en el talud y

berma frontal. Además, el almacenamiento de los ensayos permite su posterior análisis, verificación y/o comprobación de posibles datos anómalos, etc.

Por otro lado, se han colocado tres cámaras de foto perpendiculares a cada una de las partes en las que se divide el manto principal: talud frontal, coronación y trasdós (Figura 3.29b). Estas cámaras permiten realizar una foto antes y después de cada uno de los ensayos con el fin de disponer de información gráfica para el posterior análisis y tratamiento de imágenes para analizar la avería del manto del dique.



**Figura 3.29.** Equipos audiovisuales utilizados en los ensayos del LPC-UPV: (a) videocámaras y (b) cámaras de fotos.

### 3.4. Ensayos realizados en el LPC-UPV

Para alcanzar los objetivos de la investigación definidos en el Capítulo 1, se han identificado los principales parámetros de oleaje y estructurales que influyen en los caudales de rebase y la estabilidad de diques en talud rebasables. Los parámetros fundamentales estudiados han sido: el francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ , la pendiente del fondo  $m$ , la profundidad relativa  $H_{m0}/h$ , el periodo de la ola  $T$ , y la tipología de manto.

En base a estos cinco parámetros se ha diseñado el programa de ensayos experimentales a realizar variando el valor de las principales variables dentro de un rango que permita alcanzar los objetivos fijados.

#### Pendiente de fondo, $m$

La pendiente de fondo es un parámetro estructural que define la rotura del oleaje por fondo y por tanto afecta a las características de la ola que alcanza la estructura.

Se han realizado dos grupos de ensayos con dos pendientes de fondo distintas: una pendiente suave  $m=1/50$  y una pendiente fuerte  $m=1/25$ .

Siguiendo los criterios definidos en el apartado 2.5.1, la rotura del oleaje se caracteriza en función del número de Iribarren,  $I_r^*$  (Ec. 2.20). Para definir el tipo de rotura del oleaje, se ha calculado el número de Iribarren a partir de la pendiente de fondo del canal de ensayos y las características del oleaje.

Series Ensayos	Pendiente de fondo	$I_r^*$	Tipo de rotura
E2	1/50	0.09-0.15	Spilling
E4	1/25	0.18-0.30	Spilling

**Tabla 3.3.** Definición de la rotura de los ensayos realizados.

Para poder estudiar la influencia de la rampa del fondo, se han repetido los ensayos con las mismas características de modelo y de oleaje con ambas pendientes.

#### Francobordo adimensional $R_c/H_{m0}$

Como se observa en la literatura, este parámetro adimensional es el más relevante para definir el caudal de rebase sobre cualquier tipo de estructura costera. Además, la Tabla 1.1 clasifica las estructuras en función de  $R_c/H_{m0}$  en diques de baja cota de coronación, coronación reducida o coronación elevada. El objetivo principal de este estudio es analizar los diques de coronación reducida, sin embargo, se han realizado ensayos en un rango mucho más amplio para entender mejor el funcionamiento de estas estructuras, seleccionando dos francobordos,  $R_c$ , para cada uno de los modelos ensayados y un amplio rango de alturas de ola  $8 \leq H_{m0}[\text{cm}] \leq 24$  en la zona de generación.

#### Profundidad relativa $H_{m0}/h$

Este parámetro se encuentra directamente relacionado con el francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ , ya que el francobordo  $R_c$  es la diferencia entre la cota de coronación de la estructura y la profundidad de agua a pie de ella. Además, la profundidad de agua  $h$ , afecta a las condiciones de rotura por fondo del oleaje. Se han realizado ensayos con tres calados diferentes a pie de dique,  $h[\text{cm}] = 20, 25$  y  $30$ , en función de la altura del modelo.

#### Periodo de la ola, $T_p$

Otro parámetro con importancia sobre el caudal de rebase es el periodo pico del oleaje,  $T_p$ . Con el objetivo de abarcar un mayor número de periodos, en cada serie

de ensayos se ha mantenido constante el número de Iribarren  $I_r=3$  y 5, a partir del oleaje en aguas profundas.

$I_r$	$T_p$
3	1.02–1.76
5	1.70–2.68

**Tabla 3.4.** Rango de periodos ( $T_p$ ) del oleaje en aguas profundas correspondientes a los ensayos realizados en el LPC.

### Tipología de manto

Se han realizado ensayos con tres tipos de piezas distintas (ver Figura 3.30). Para poder comparar la estabilidad hidráulica entre las tres piezas, se realizan series de ensayos con las mismas características hidráulicas para los tres mantos. Además, las principales variables estructurales se han mantenido constante para los tres tipos de modelo ensayados (ubicación del pie, cota de núcleo y filtro e inclinación del talud frontal y del trasdós)



**Figura 3.30.** Tipologías de manto ensayadas: (a) Cubipodos monocapa, (b) cubos bicapa y (c) escollera bicapa.

### 3.4.1. Escala del modelo

La construcción de todos los modelos físicos se ha realizado siguiendo el principio de semejanza de Froude ya que las fuerzas predominantes son debidas a la inercia y gravedad. Para verificar que los efectos de escala son despreciables y no afectan a la estabilidad del manto, el número de Reynolds ( $Re$ ) debe ser mayor que el valor crítico  $Re_{crit}=3 \cdot 10^{-4}$  (ver Dai y Kamel, 1969).

$Re$  se define como:

$$Re = \frac{U \cdot D_n}{\nu} \quad [\text{Ec.3.3}]$$

siendo  $U = \sqrt{g \cdot H_s}$  es la velocidad del agua característica,  $D_n$  es el diámetro nominal equivalente y  $\nu$  es la viscosidad cinemática. La Tabla 3.5 resume el rango de  $Re$  obtenido para cada tipo de ensayo realizado.

Tipo de pieza	$Re \times 10^{-4}$
Cubípodos	3.7-6.5
Cubos	3.9-6.8
Escollera	3.1-5.3

**Tabla 3.5.** Rango de número de Reynolds,  $Re$ , obtenido en los ensayos para cada tipo de pieza.

### 3.4.2. Ensayos irregulares con $m=1/50$

#### 3.4.2.1. Ensayos con modelo

En la primera fase de los ensayos, con pendiente  $m=1/50$ , se realizaron series de ensayos irregulares de 1000 olas de duración siguiendo el espectro tipo JONSWAP ( $\gamma=3.3$ ) en aguas profundas. Se ensayaron los tres tipos de manto definidos en este estudio: Cubípodos (CP), escollera (ES) y cubos (CB). Para cada modelo se realizan 4 series de ensayos agrupadas en función del calado a pie de dique  $h[\text{cm}] = 20, 25$  ó  $30$  y el número de Iribarren constante  $Ir = \tan \alpha / (2\pi H_{m0} / g T_p^2)^{0.5} = 3$  o  $5$ , siendo  $\tan \alpha = 2/3$  la pendiente del talud frontal,  $T_p$  el periodo pico y  $H_{m0}$  la altura de ola significativa en generación a partir del espectro,  $H_{m0} = 4(m_0)^{0.5}$ . En cada serie se realizaron un determinado número de ensayos ( $N_{en}$ ), incrementando en cada uno de ellos la altura de ola  $H_{m0}$  es escalones de 1 cm dentro del rango  $8 \leq H_{m0}[\text{cm}] \leq 24$ , desde daño nulo en el manto hasta que se alcanza un elevado daño o se supera el límite de generación de la pala. La Tabla 3.6 resume las características principales de los ensayos realizados considerando el oleaje en generación, siendo  $s_{op} = 2\pi H_{m0} / (g T_p^2)$  el peralte del oleaje.

Serie	Manto Principal	$h$ (cm)	$lr_p$	$S_{op}$	$H_{mo}$ (cm)	$T_p$ (s)	$R_c$ (cm)	$N_{en}$
E2CP1	Cubípodos 1C	20	3	0.049	8–24	1.02–1.76	12	17
E2CP2	Cubípodos 1C	20	5	0.018	8–20	1.70–2.68	12	13
E2CP3	Cubípodos 1C	25	3	0.049	8–24	1.02–1.76	7	17
E2CP4	Cubípodos 1C	25	5	0.018	8–20	1.70–2.68	7	13
E2ES1	Escollera 2C	20	3	0.049	8–16	1.02–1.44	15.11	9
E2ES2	Escollera 2C	20	5	0.018	8–13	1.70–2.16	15.11	6
E2ES3	Escollera 2C	25	3	0.049	8–16	1.02–1.44	10.11	9
E2ES4	Escollera 2C	25	5	0.018	8–13	1.70–2.08	10.11	6
E2CB3	Cubos 2C	25	3	0.049	8–24	1.02–1.76	11.11	17
E2CB4	Cubos 2C	25	5	0.018	8–20	1.70–2.68	11.11	13
E2CB5	Cubos 2C	30	3	0.049	8–24	1.02–1.76	6.11	17
E2CB6	Cubos 2C	30	5	0.018	8–14	1.70–2.25	6.11	7

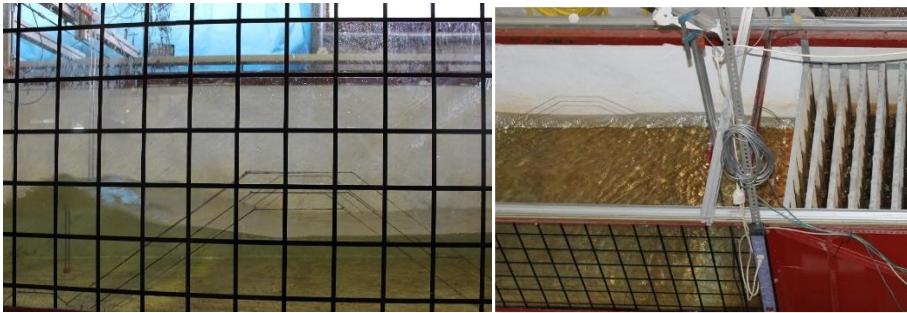
Tabla 3.6. Matriz de ensayos con modelos de Cubípodos, escollera y cubos con pendiente de fondo  $m=1/50$ .

#### 3.4.2.2. Ensayos en vacío

Dado que gran parte de los ensayos cuentan con oleaje limitado por el fondo, los ensayos con modelo se repitieron posteriormente en vacío, es decir, sin ningún modelo. De este modo, se tiene información del registro del oleaje incidente de los ensayos sin la reflexión del modelo, absorbiendo la energía del oleaje mediante el dissipador de energía ubicado en el extremo opuesto del canal. La Tabla 3.7 muestra el resumen de las características de los ensayos realizados con pendiente  $m=1/50$ .

Series	Manto Principal	$h$ (cm)	$S_{op}$	$H_{mo}$ (cm)	$T_p$ (s)	$N_{en}$
E2VA1	Sin modelo	20	0.049	8–24	1.02–1.76	17
E2VA2	Sin modelo	20	0.018	8–20	1.70–2.68	13
E2VA3	Sin modelo	25	0.049	8–24	1.02–1.76	17
E2VA4	Sin modelo	25	0.018	8–20	1.70–2.68	13
E2VA5	Sin modelo	30	0.049	8–24	1.02–1.76	17

Tabla 3.7. Matriz de ensayos en vacío con pendiente de fondo  $m=1/50$ .



**Figura 3.31.** Ensayos en vacío de una serie E2VA realizados en el LPC.

### 3.4.3. Ensayos irregulares con $m=1/25$

#### 3.4.3.1. Ensayos con modelo

En la segunda fase de ensayos con la pendiente fuerte  $m=1/25$ , se emplea la metodología de la fase anterior con  $m=1/50$ , realizando ensayos con las mismas características tanto en geometría del modelo como parámetros hidráulicos. En el caso del modelo de cubos, con la pendiente fuerte se realizaron las series de ensayos 1 y 2, en lugar de la 5 y 6 realizada con  $m=1/50$ , para ampliar el rango de estudio. La Tabla 3.8 resume las principales características de los ensayos realizados con la pendiente fuerte.



Serie	Manto Principal	$h$ (cm)	$Ir_p$	$S_{op}$	$H_{m0}$ (cm)	$T_p$ (s)	$R_c$ (cm)	$N_{en}$
E4CP1	Cubípodos 1C	20	3	0.049	8–24	1.02–1.76	12	17
E4CP2	Cubípodos 1C	20	5	0.018	8–18	1.70–2.55	12	11
E4CP3	Cubípodos 1C	25	3	0.049	8–24	1.02–1.76	7	17
E4CP4	Cubípodos 1C	25	5	0.018	8–20	1.70–2.68	7	13
E4ES1	Escollera 2C	20	3	0.049	8–20	1.02–1.61	15.11	13
E4ES2	Escollera 2C	20	5	0.018	8–14	1.70–2.25	15.11	7
E4ES3	Escollera 2C	25	3	0.049	8–17	1.02–1.48	10.11	10
E4ES4	Escollera 2C	25	5	0.018	8–15	1.70–2.32	10.11	8
E4CB1	Cubos 2C	20	3	0.049	8–24	1.02–1.76	16.11	17
E4CB2	Cubos 2C	20	5	0.018	8–20	1.70–2.68	16.11	13
E4CB3	Cubos 2C	25	3	0.049	8–24	1.02–1.76	11.11	17
E4CB4	Cubos 2C	25	5	0.018	8–20	1.70–2.68	11.11	13

Tabla 3.8. Matriz de ensayos con modelos de Cubípodos, escolleras y cubos con pendiente de fondo  $m=1/25$ .

### 3.4.3.2. Ensayos en vacío

Por el mismo motivo que en la fase anterior, se realizaron los ensayos en vacío con la pendiente  $m=1/25$  resumidos en la Tabla 3.9.

Series	Manto Principal	$h$ (cm)	$S_{op}$	$H_{m0}$ (cm)	$T_p$ (s)	$N_{en}$
E4VA1	Sin modelo	20	0.049	8–24	1.02–1.76	17
E4VA2	Sin modelo	20	0.018	8–20	1.70–2.68	13
E4VA3	Sin modelo	25	0.049	8–24	1.02–1.76	17
E4VA4	Sin modelo	25	0.018	8–20	1.70–2.68	13

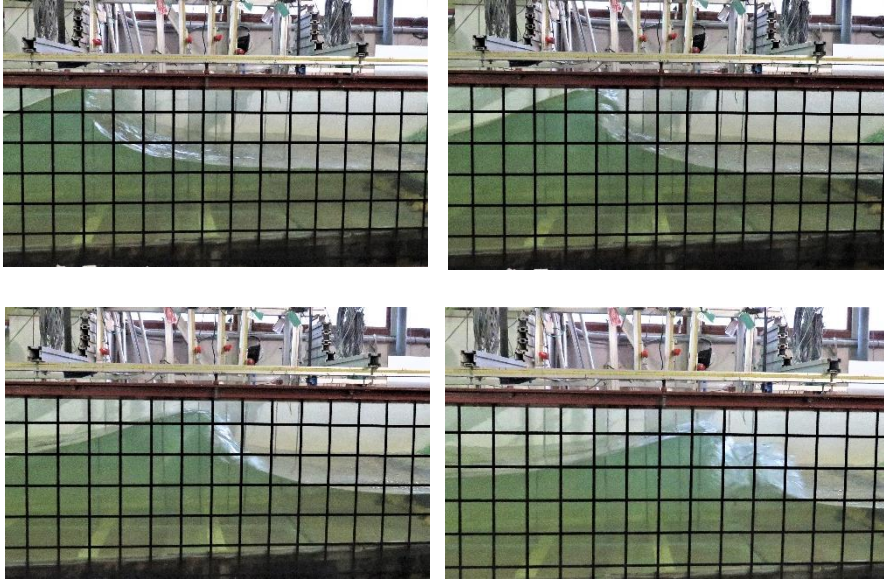
Tabla 3.9. Matriz de ensayos en vacío con pendiente de fondo  $m=1/25$ .

## 3.5. Procesado de los datos experimentales

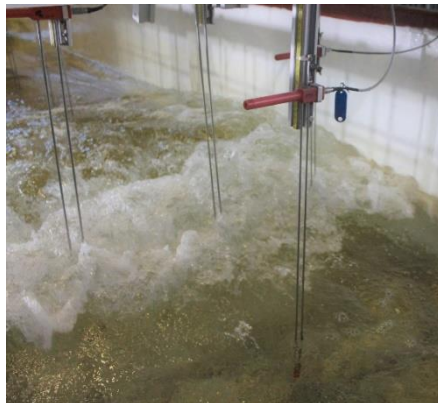
### 3.5.1. Separación del oleaje incidente y reflejado

La mayor parte de los ensayos realizados en este estudio se encuentran en condiciones de rotura del oleaje por fondo. Cuando la ola rompe por limitación de

fondo, los sensores ubicados cerca de modelo pueden dar mediciones erróneas debido al efecto de la turbulencia y aire ocluido que se produce durante la rotura de la ola (ver Figura 3.32 y Figura 3.33)



**Figura 3.32.** Secuencia de imágenes de rotura del oleaje en los sensores de la zona de modelo.



**Figura 3.33.** Sensores de oleaje en la zona de modelo durante un ensayo con rotura.

Además, los métodos existentes para separar el oleaje incidente y reflejado a partir de estos sensores en rotura no son fiables. Por este motivo, para separar el oleaje incidente y reflejado en la zona de modelo se ha empleado la metodología desarrollada por Herrera et al. (2017). Esta metodología, combina la separación del oleaje incidente y reflejado mediante los sensores de la zona de generación (donde no existe rotura por fondo) con el uso de simulaciones numéricas SwanOne.

La separación del oleaje incidente y reflejado en la zona de generación se ha realizado mediante el método LASA-V. Una vez obtenidas las características del oleaje incidente de los ensayos en generación y con las condiciones de fondo del canal del LPC, se han realizado simulaciones numéricas de los mismos ensayos mediante el software SwanOne para estimar las condiciones del oleaje en la zona de modelo.

### 3.5.1.1. Método LASA-V

Se ha utilizado el método LASA-V (Figueres y Medina, 2004) para separar el oleaje incidente y reflejado utilizando el grupo de sensores en la zona de generación S1, S2, S3, S4 y S5 (ver Figura 3.22).

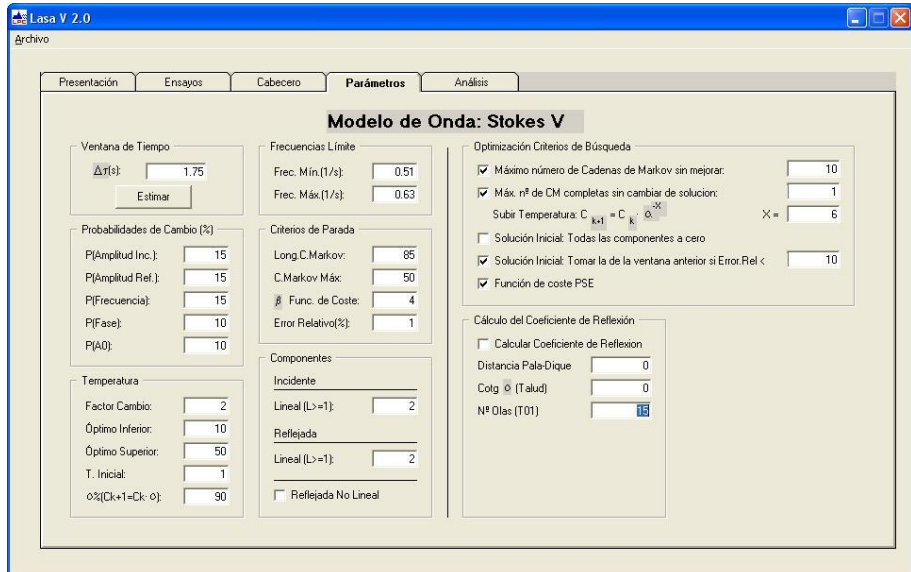


Figura 3.34. Ventana de parámetros del software LASA-V utilizado en los ensayos.

El método LASA (*Local Approximation using Simulated Annealing*) analiza el oleaje incidente y reflejado en el dominio del tiempo, a diferencia de otros métodos como

el 2-point de Goda y Suzuki (1976) que realiza el análisis en el dominio de la frecuencia, sin respetar el principio de causalidad. La metodología de funcionamiento de aproximación local para separar el oleaje incidente y reflejado se basa en tres etapas:

- Eliminación del ruido.
- Establecimiento de ventanas para la estimación de puntos centrales.
- Definición de un modelo de aproximación local.

El método LASA se basa en el uso de ventanas triangulares con superposición lineal. Inicialmente el modelo LASA propuesto por Medina (2001), se basaba en un modelo de onda utilizando componentes lineales y Stokes II para trenes de onda incidentes y reflejados. A continuación, se presentan las ecuaciones de onda que gobiernan el movimiento de onda local 2 + 2:

$$z_{le}(x, t, m \Delta \tau) = A_0 + A1_{1m} \cos(k_{1m}x - \omega_{1m}t + \varepsilon_{1m}) + A1_{2m} \cos(k_{2m}x - \omega_{2m}t + \varepsilon_{2m}) + CNI \quad [\text{Ec.3.4}]$$

$$CNI = A2_{1m} \cos[2(k_{1m}x - \omega_{1m}t + \varepsilon_{1m})] + A2_{2m} \cos[2(k_{2m}x - \omega_{2m}t + \varepsilon_{2m})] \quad [\text{Ec.3.5}]$$

$$z_{Re}(x, t, m \Delta \tau) = A1_{3m} \cos(k_{3m}x + \omega_{3m}t + \varepsilon_{3m}) + A1_{4m} \cos(k_{4m}x + \omega_{4m}t + \varepsilon_{4m}) + CNR \quad [\text{Ec.3.6}]$$

$$CNR = A2_{3m} \cos[2(k_{3m}x + \omega_{3m}t + \varepsilon_{3m})] + A2_{4m} \cos[2(k_{4m}x + \omega_{4m}t + \varepsilon_{4m})] \quad [\text{Ec.3.7}]$$

Las pulsaciones  $\omega_{im}$  y los números de onda  $k_{im}$  están relacionados por la fórmula de dispersión lineal:

$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad [\text{Ec.3.8}]$$

Ec.3.4 a Ec.3.8, describen las ecuaciones del modelo de aproximación lineal con 17 parámetros a estimar en cada ventana temporal. Los 17 parámetros deben ser optimizados en cada ventana minimizando el error observado por los sensores. Para ello, se utiliza el criterio de minimización del error cuadrático medio. Además, el LASA utiliza la cristalización simulada para optimizar de forma más eficiente, sin estancarse en mínimos locales, y dotando al método de una mayor robustez. El método necesita por tanto la definición de una función de coste y de un mecanismo de generación. La función de coste evalúa, mediante el error cuadrático medio, la validez de cada solución, mientras que el mecanismo de generación obtiene una nueva solución en el entorno de cualquier otra solución conocida. Este algoritmo es desarrollado en serie, manteniendo la solución encontrada o saltando a otra hasta que el proceso “cristaliza”, es decir, converge al óptimo global.

El LASA-V se puede aplicar en las mismas condiciones que el LASA y, además, está indicado para oleajes muy peraltados y asimétricos, es decir, permite la separación

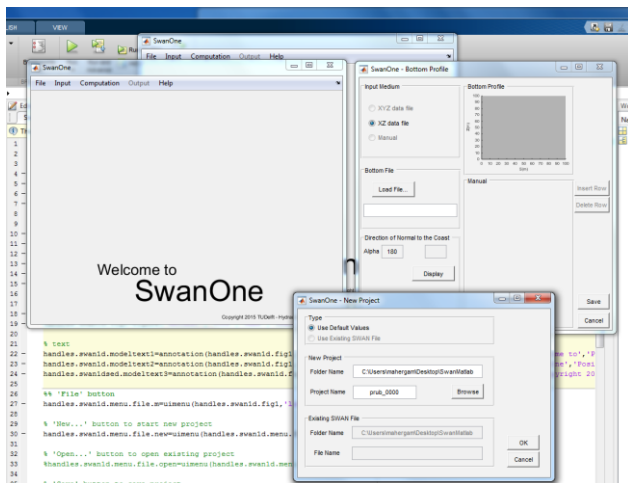
de oleajes no lineales y no estacionarios. Este tipo de oleaje no lineal se da tanto en modelos físicos a escala como en la realidad, y tiene lugar en situaciones con alturas de ola grandes en relación con su longitud de onda (ondas peraltadas) o en relación con su profundidad (condiciones de profundidad intermedia o reducida).

Para el registro de estos oleajes no lineales muy peraltados, se necesita un modelo de onda superior al Stokes II propuesto por el LASA original. Por ello, el LASA-V utiliza un modelo de onda empírico tipo Stokes-V, el cual permite un mejor ajuste para oleajes con asimetría.

### **3.5.1.2. SwanOne**

SwanOne es un modelo numérico en 1D que permite la propagación del oleaje considerando el fenómeno de rotura por fondo (ver Verhagen et al, 2008). Este software ha sido desarrollado por *Delf University of Technology* simulando los siguientes fenómenos:

- Propagación del oleaje en tiempo y espacio, asomeramiento, refracción debido a las corrientes y la profundidad, cambios de frecuencia debido a corrientes y profundidad no estacionaria.
- Generación de oleaje por viento.
- Interacciones no lineales entre olas.
- Rotura por fondo del oleaje.
- Influencia de las corrientes sobre el oleaje.

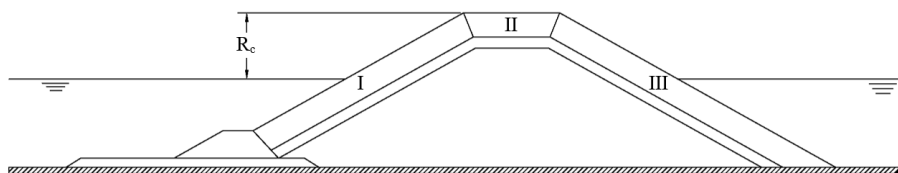


**Figura 3.35.** Ventana del software SwanOne utilizado en los ensayos para estimar el oleaje en rotura.

Todos los ensayos definidos en las Tabla 3.6, Tabla 3.7, Tabla 3.8 y Tabla 3.9 han sido simulados en SwanOne con las mismas condiciones del fondo del canal del LPC-UPV y las características del oleaje incidente obtenido en la zona de generación a partir del método LASA. SwanOne proporciona resultados de  $H_{m0}$ ,  $T_p$ ,  $T_m$ ,  $T_{m-1,0}$  en los puntos donde se ubican los sensores de nivel en los ensayos físicos. De este modo, mediante el SwanOne se han estimado las características del oleaje incidente en la zona cercana al modelo.

### 3.5.2. Determinación de la avería del manto

Uno de los objetivos fundamentales de este proyecto es analizar la estabilidad de diques rompeolas de cota de coronación reducida sometidos a frecuentes eventos de rebase. Las estructuras que se han analizado en el estudio no cuentan con espaldón en coronación y el manto de protección es el mismo en ambas partes de la estructura (lado mar y trasdós). Por este motivo se ha analizado la estabilidad de la estructura en las tres partes del dique: talud frontal, coronación y trasdós. En la Figura 3.36 se muestran las tres partes en las que el manto ha sido dividido para analizar la estabilidad.



**Figura 3.36.** División del manto principal en tres partes: (I) talud frontal, (II) coronación y (III) trasdós.

### 3.5.2.1. Método de la Malla Virtual

Se ha determinado el daño de manto después de cada uno de los ensayos realizados, considerándose que la avería del manto se corresponde con el daño total acumulado durante una serie de ensayos con  $h$  e  $lr$  constante. La avería se ha cuantificado a partir de las fotografías tomadas perpendicularmente al manto en las tres partes del dique (talud frontal, coronación y trasdós), antes y después de cada ensayo.

Como se ha comentado en el apartado 2.3.4.2, los métodos convencionales de determinación de daño no tienen en cuenta el modo de fallo de compactación heterogénea, considerando porosidad constante e infravalorando la avería real. Sin embargo, en ensayos con escolleras artificiales, especialmente en mantos bicapa de cubos, este método de fallo es muy relevante. Por ello, en este estudio se ha utilizado el método de la Malla Virtual, ya que tiene en cuenta los tres modos de fallo fundamentales del manto: extracción de piezas, deslizamientos globales y compactación heterogénea.

El método de la Malla virtual consiste en proyectar sobre cada fotografía tomada, una malla o cuadrícula de forma que el manto quede dividido en bandas horizontales de ancho y largo constante. En cada una de las bandas, se contabiliza el número de piezas cuyo centro de gravedad se encuentre dentro de ellas,  $N_i$ , y se obtiene la porosidad de la banda antes y después del ensayo mediante la Ec.3.9, donde  $a$  es el ancho banda,  $b$  es la longitud de banda y  $D_n$  es el diámetro nominal de la pieza.

$$p_i = 1 - \frac{N_i D_n^2}{(a \cdot b)} \quad [\text{Ec.3.9}]$$

Consecuentemente, el daño adimensional de cada una de las bandas ( $S_i$ ) se calcula mediante la Ecuación Ec.3.10, donde  $z$  es el número de filas de cada banda,  $p_i$  la porosidad de la banda  $i$  al finalizar el ensayo y  $p_{0i}$  la porosidad inicial de la banda  $i$ , previa al ensayo.

$$S_i = z \left( 1 - \frac{1-p_i}{1-p_{0i}} \right) = z \left( \frac{p_i-p_{0i}}{1-p_{0i}} \right) \quad [\text{Ec.3.10}]$$

Finalmente, integrando los daños adimensionales del número total de bandas existentes,  $l$ , se obtiene el daño adimensional equivalente,  $S_e$ , mediante la Ec.3.11:

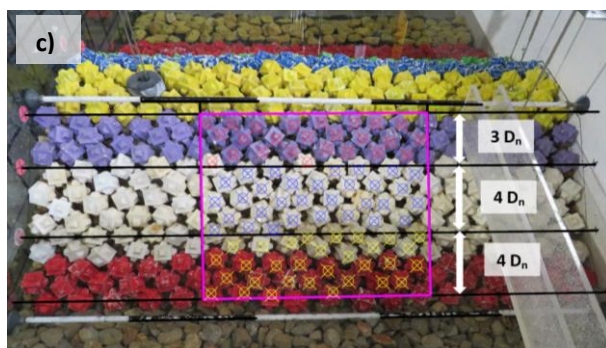
$$S_e = \sum_{i=1}^l S_i \quad \forall S_i \geq 0 \quad [\text{Ec.3.11}]$$

Para cada una de las tipologías de manto, se ha empleado una distribución de bandas y malla virtual diferente, en función del número de elementos totales existentes.

La Figura 3.37 muestra la distribución de bandas empleada en el caso del manto monocapa de Cubípodos para las tres partes del manto. En el talud frontal se divide el manto en 3 bandas horizontales de  $3D_n$  y una banda en la parte inferior de  $4D_n$ . En la coronación de la estructura el daño se mide en una sola banda de  $6D_n$  de ancho, mientras que en el trasdós se utiliza una banda superior de  $3D_n$  y dos bandas de  $4D_n$ .



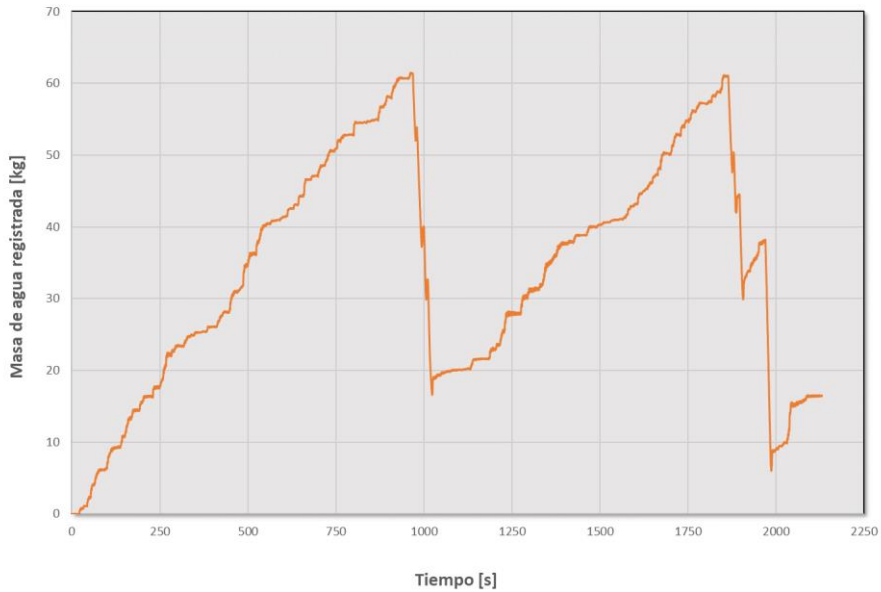




**Figura 3.37.** Ejemplo de Malla Virtual utilizada en los ensayos para medir la avería del manto monocapa de Cubípodos: (a) Talud frontal, (b) coronación y (c) trasdós.

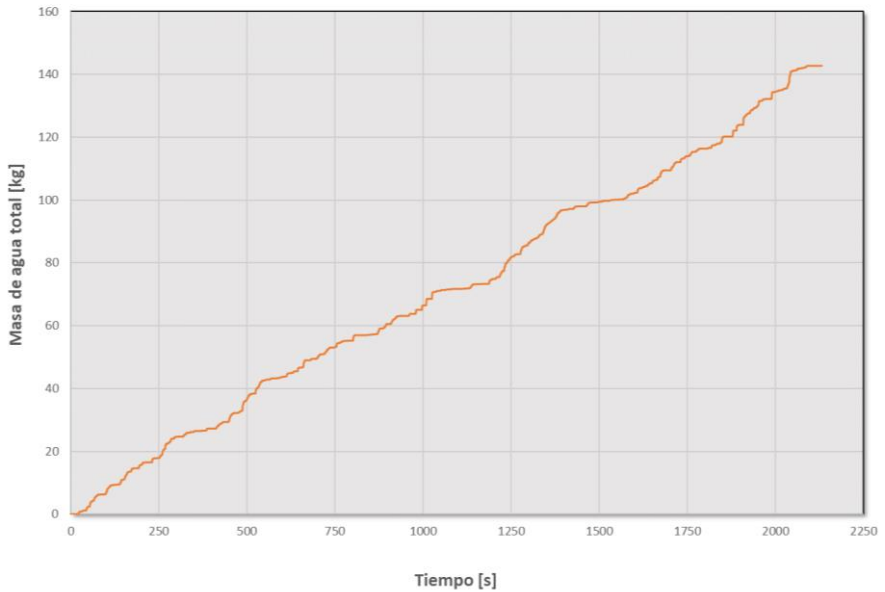
### 3.5.3. Determinación de los caudales de Rebase

El caudal medio de rebase se ha calculado a partir del registro de masa de agua obtenido en la báscula de pesaje utilizada en los ensayos. La Figura 3.38 muestra el registro de salida de uno de los ensayos de la serie E4CP4. En este caso, se ha activado el equipo de aspiración hasta en tres ocasiones, dos de ellas al alcanzar la capacidad máxima del cubo de registro. Cuando se produce una aspiración de agua se produce una rápida bajada de cantidad de masa registrada en un corto espacio de tiempo. Estos registros no representan la masa de agua de rebase total, por lo que deben transformarse en registros de masa absolutos.



**Figura 3.38.** Masa de agua registrada con la báscula de rebase durante la duración del ensayo.

La transformación a registro absoluto se realiza eliminando la fase de aspiración y acumulando la masa de agua relativa tras la aspiración a la masa de agua previa a ella. De este modo, la Figura 3.39 muestra el registro final de masa de agua acumulada para el mismo ensayo tras el procesado de los datos, eliminando los eventos de succión.



**Figura 3.39.** Masa de agua total, acumulada durante la duración del ensayo.

Una vez determinada la cantidad total de agua registrada en cada ensayo, se ha calculado el caudal medio unitario de rebase (l/s/m) mediante la expresión:

$$q[\text{l/s/m}] = \frac{Q_t[\text{l}]}{t[\text{s}] \cdot c[\text{m}]} \quad [\text{Ec. 3.12}]$$

donde  $t$  es la duración del ensayo en segundos,  $c$  es el ancho de la canaleta (0.05 m) y,  $Q_t$  es el caudal total de rebase medido en litros.



# CAPÍTULO 4

## Análisis de los resultados experimentales



Castro Urdiales (Cantabria). Agosto, 2018.



## 4.1. Introducción

Los resultados obtenidos en la investigación se analizan en este capítulo divididos en tres bloques.

En primer lugar, se presenta la metodología empleada para la obtención del oleaje incidente con ensayos con limitación por fondo.

En segundo lugar, se analiza la influencia de la pendiente de fondo sobre los caudales de rebase desarrollando una nueva metodología basada en técnicas de inteligencia artificial. En base a los resultados experimentales obtenidos en los ensayos del LPC se analizan los principales estimadores existentes en la literatura, proponiendo finalmente un nuevo estimador para diques en talud rebasables con oleaje limitado por fondo.

En la tercera parte de este capítulo, se desarrollan los resultados experimentales obtenidos de estabilidad hidráulica del manto diferenciando entre las dos pendientes de fondo ensayadas. Posteriormente, se establece la influencia de la pendiente de fondo y el rebase sobre la estabilidad hidráulica del manto principal de diques rebasables con rotura por fondo. Por último, en base a la experiencia experimental adquirida, se presenta una solución óptima con mantos monocapa de Cubípodos defendiendo futuras líneas de investigación.

## 4.2. Análisis del oleaje incidente en condiciones de rotura por fondo

En esta tesis, se han realizado un total de 298 ensayos con modelo de dique en talud rebasable con mantos de escollera, cubos y Cubípodos. 144 del total de ensayos han sido realizados con una pendiente del fondo del canal  $m=1/50$ , y el resto, 154 ensayos, con una pendiente de mayor inclinación  $m=1/25$ . Así pues, con el objetivo de estudiar la influencia de la rotura del fondo sobre la estabilidad y el rebase de estas estructuras, el 70% de los ensayos realizados cumplen la condición de rotura del oleaje  $H_{m0}>0.4h$ .

En estas condiciones de rotura del oleaje por fondo, los datos experimentales obtenidos mediante los sensores de nivel pueden proporcionar datos poco precisos debido a la turbulencia y el aire ocluido que se produce cuando la ola rompe sobre el sensor. Además, los métodos existentes para separar el oleaje incidente y reflejado, como el LASA utilizado en este estudio, no proporcionan resultados fiables

cuando el oleaje medido se encuentra en la zona de rotura. Por este motivo, para caracterizar el oleaje incidente que alcanza la estructura en los ensayos realizados, se ha utilizado la metodología desarrollada por Herrera et al. (2017). Este método propone medir el oleaje incidente en aguas profundas, donde no existe rotura y es posible aplicar el método LASA, y propagarlo mediante el modelo numérico SwanOne, ya que como se determina en el apartado 3.5.1.2, este software tiene en cuenta el fenómeno de rotura por fondo.

Para verificar esta metodología, se realizaron todos los ensayos en vacío, es decir, sin modelo. Un total de 137 test sin modelo, 77 con la pendiente de  $m=1/50$  y 60 ensayos con  $m=1/25$  realizados con las mismas características de oleaje que los posteriores ensayos con modelo. En el extremo opuesto a la pala generadora de oleaje se ubica el disipador de energía, permitiendo considerar que, en ausencia de modelo físico, el oleaje registrado por los sensores de nivel se corresponde con el oleaje incidente del ensayo. Los resultados obtenidos muestran que el coeficiente de reflexión en la zona de generación varía entre  $15.8 < C_R [\%] < 23.9$ , lo cual supone que el porcentaje de energía reflejada de los ensayos en vacío oscila entre el  $2.5 < E_r [\%] < 5.7$ , siendo:

$$C_R = \frac{H_{mor}}{H_{m0i}}, \quad [\text{Ec.4.1}]$$

$$E_r = C_R^2 \quad [\text{Ec.4.2}]$$

donde  $H_{mor}$  y  $H_{m0i}$  son las alturas de ola reflejada e incidente en la zona de generación, respectivamente.

Las Figura 4.1y Figura 4.2 presentan el ajuste entre el oleaje incidente registrado en la zona de modelo en los ensayos en vacío y el oleaje incidente estimado por el modelo numérico SwanOne. En los ensayos con pendiente de fondo  $m=1/50$  tanto la  $H_{m0i}$  sin modelo, como la  $H_{m0i}$  estimada por el modelo SwanOne se ha obtenido como promedio en los puntos de los sensores S12 y S13 (ver Figura 3.25). En el caso de los ensayos con pendiente de fondo  $m=1/25$ , ambas alturas de ola han sido obtenidas como promedio de los sensores de modelo S6 a S9 (ver Figura 3.26)

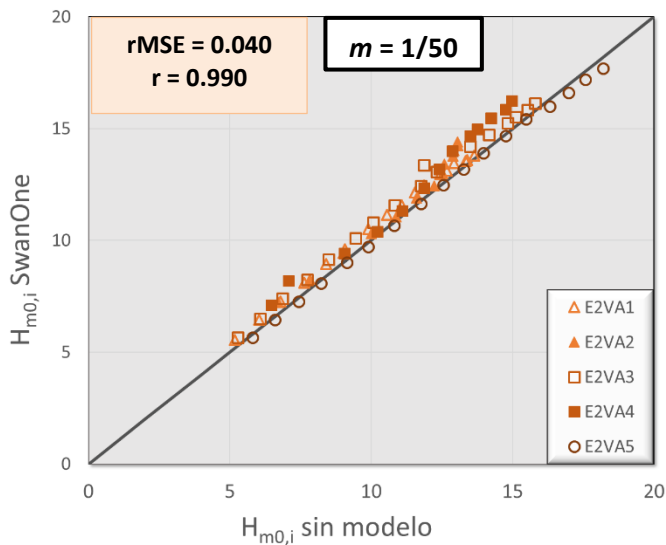
Para estimar el ajuste, se ha calculado el error medio cuadrático relativo, rMSE (*Relative Mean Square Error*) y el coeficiente de correlación  $r$ , mediante las expresiones:

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N \frac{(o_i - e_i)^2}{Var(o_i)} \quad [\text{Ec.4.3}]$$

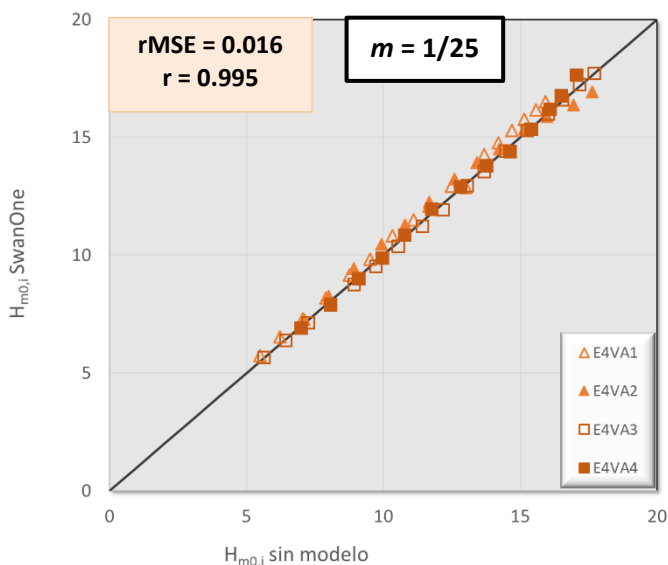


$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (o_i - \bar{o})(e_i - \bar{e})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (o_i - \bar{o})^2 \sum_{i=1}^N (e_i - \bar{e})^2}} \quad [\text{Ec.4.4}]$$

donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la varianza del valor observado de la variable,  $N$  es el número de datos,  $o_i$  es el valor observado de la variable,  $e_i$  es el valor estimado de la variable,  $\bar{o}$  es la media de los valores observados y  $\bar{e}$  es la media de los valores estimados.  $0 \leq r_{\text{MSE}} \leq 1$  estima el porcentaje de varianza no explicada por el modelo, es decir, cuanto menor es el valor de  $r_{\text{MSE}}$ , mejor es el estimador. El coeficiente de correlación  $0 \leq r \leq 1$ , estima la relación lineal entre dos variables, a mayor valor de  $r$  mayor grado de correlación.



**Figura 4.1.** Comparación entre la altura de ola incidente medida en los ensayos en vacío con pendiente  $m=1/50$  y la altura de ola estimada mediante SwanOne, en los sensores S11 y S12.



**Figura 4.2.** Comparación entre la altura de ola incidente medida en los ensayos en vacío con pendiente  $m=1/25$  y la altura de ola estimada mediante SwanOne, en los sensores S6 a S9.

Como se puede observar, el valor rMSE es muy bajo para todas las series de datos. Por tanto, se puede considerar como válida la metodología empleada para estimar el oleaje incidente en la zona de modelo mediante la propagación con el modelo numérico SwanOne a partir del oleaje incidente registrado en aguas profundas.

Dados los buenos resultados de la metodología desarrollada por Herrera et al. (2017), para estimar el oleaje incidente en la zona de rotura de los ensayos realizados con modelo, se ha separado el oleaje incidente y reflejado en la zona de generación mediante el LASA de cada ensayo con modelo y posteriormente, se ha propagado el oleaje incidente obtenido con el SwanOne. Las estimaciones de las características del oleaje obtenidas mediante el modelo numérico en los puntos donde se ubican los sensores físicos han sido utilizadas en los análisis de estabilidad hidráulica del manto principal y caudales de rebase de este capítulo.

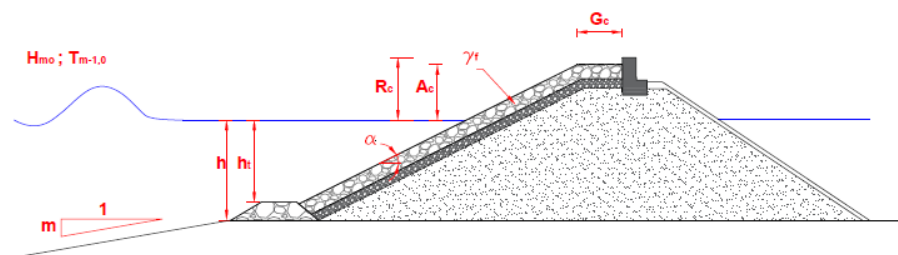
### 4.3. Análisis y resultados del caudal de rebase medio

#### 4.3.1. Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase de un dique en talud mediante redes neuronales

Como se menciona en el apartado 1.2, uno de los objetivos definidos en esta tesis es el análisis de la influencia de la variable pendiente de fondo sobre los caudales de rebase de un dique en talud convencional. Tras la revisión histórica del apartado 2.4.2, se observa que entre las variables explicativas habituales utilizadas por los principales métodos para estimar el caudal de rebase no se encuentra la pendiente de fondo,  $m$ . En este apartado, se desarrolla un nuevo modelo predictivo de rebase mediante redes neuronales incluyendo la pendiente de fondo como variable fundamental y poder así analizar su influencia sobre el fenómeno de rebase (ver Argente et al., 2015).

Debido a la fiabilidad y el reconocimiento internacional con el que cuenta, el nuevo modelo predictivo ha sido desarrollado en base a la metodología empleada para la creación de la red neuronal de CLASH (CLNN). Como se muestra en la Figura 2.17, a partir de las 15 variables de entrada de la CLNN es posible modelizar una gran variedad de estructuras, sin embargo, la pendiente de fondo no está considerada como variable de entrada.

Para crear el nuevo modelo predictivo, se han seleccionado las 10 variables dentro de los parámetros de la base de datos de CLASH, consideradas más influyentes sobre el rebase de un dique en talud convencional:  $H_{m0, toe}$ ,  $T_{m-1,0 toe}$ ,  $R_c$ ,  $A_c$ ,  $G_c$ ,  $\gamma_f$ ,  $\cot \alpha_d$ ,  $h$ ,  $h_t$  y  $m$ . La Figura 4.3 muestra la sección tipo de un dique en talud convencional considerado en el estudio y las variables seleccionadas por su mayor influencia, destacando como novedad la inclusión de la pendiente de fondo  $m$ .

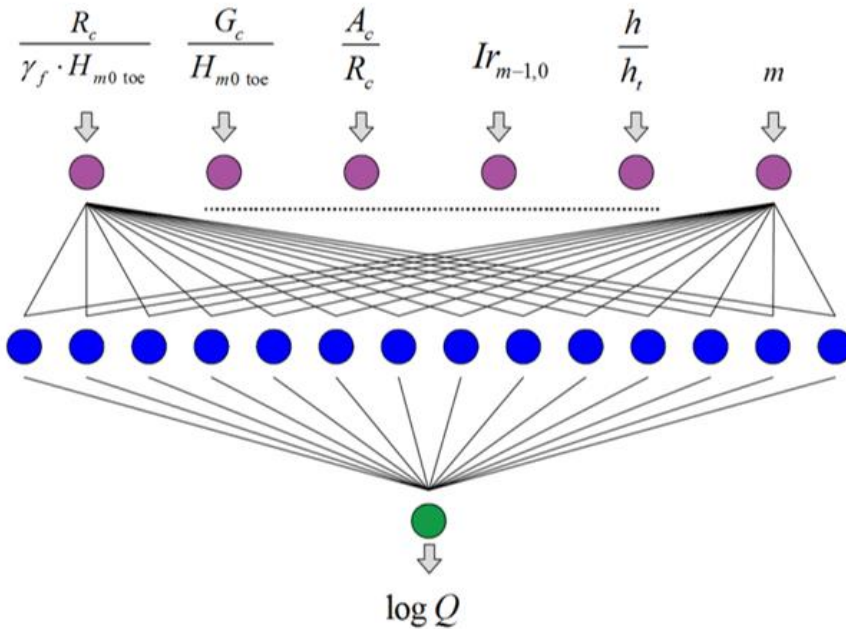


**Figura 4.3.** Variables influyentes sobre el caudal de rebase seleccionadas como entradas al nuevo modelo predictivo.

Para la configuración del nuevo modelo se adimensionalizan las 10 variables seleccionadas utilizando expresiones coherentes con la literatura (Molines y Medina, 2016 y EurOtop, 2018). Las expresiones definidas como inputs o variables de entrada

al modelo son:  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}}, \frac{G_c}{H_{m0\ toe}}, \frac{A_c}{R_c}, Ir_{m-1,0} = (1/\cot \alpha_d) / \left( \sqrt{\frac{H_{m0\ toe}}{\frac{g \cdot T_{m-1,0\ toe}^2}{2\pi}}} \right), \frac{h}{h_t}$  y  $m$ .

Utilizando la misma metodología empleada en el proyecto europeo CLASH para obtener la CLNN se ha creado este nuevo modelo predictivo, formado por 500 redes neuronales (NN) multicapa *feed-forward* con aprendizaje supervisado con la configuración mostrada en la Figura 4.4.



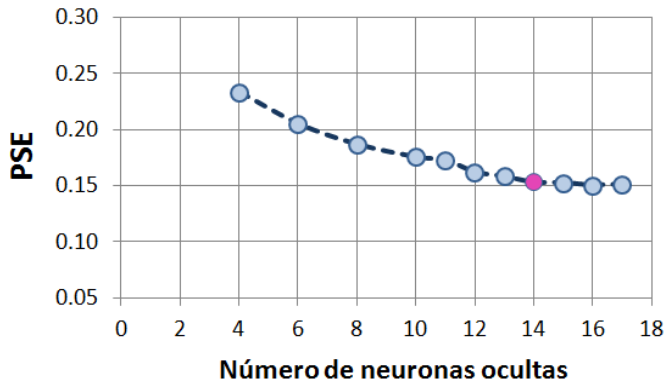
**Figura 4.4.** Configuración de la NN del nuevo modelo predictivo de rebase con 6 entradas, 14 neuronas en la capa intermedia y una variable de salida.

La capa de entrada está formada por seis neuronas (*inputs*) con las variables adimensionales mencionadas anteriormente; mientras que la capa de salida la forma una única variable o neurona (*output*) correspondiente con el rebase adimensional  $\log Q$ , siendo  $Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0\ toe}^3}}$ . Para el buen dimensionamiento de la NN se ha

optimizado el número de neuronas de la capa intermedia empleando la función de coste error cuadrático medio estimado, PSE (*Predicted Squared Error*) de Ec.4.5.:

$$PSE = MSE \cdot \left(1 + \frac{2N}{N-n}\right) \quad [\text{Ec.4.5}]$$

donde  $N$  es el número de datos totales,  $n$  el número de parámetros y MSE el error cuadrático medio. La Figura 4.5 muestra la variación del PSE con diferentes configuraciones de neuronas en la capa intermedia de la NN, optando finalmente por 14 neuronas como número óptimo ya que un aumento del número de neuronas no disminuye significativamente el error.



**Figura 4.5.** PSE obtenido por la NN con diferentes configuraciones de neuronas en la capa intermedia.

Para la creación del modelo se ha utilizado una selección de ensayos dentro de la base de datos de CLASH, ya que esta incluye el valor de los 10 parámetros de entrada para sus más de 10,000 ensayos de rebase. Se han fijado las condiciones del estudio limitando el valor de los siguientes parámetros:  $\beta = 0$ ,  $\cot \alpha_d = \cot \alpha_u$ ,  $1.2 < \cot \alpha_d < 4$ ,  $B = 0$ ,  $h_b = 0$  y  $\tan \alpha_b = 0$ . Además, para eliminar posibles datos anómalos se aplicaron los filtros:  $RF \leq 3$ ,  $CF \leq 3$  y  $Q > 10^{-6}$ . Tras este proceso de selección se dispone de un total de 3392 ensayos de rebase de dique en talud convencional para entrenar el nuevo modelo. La Tabla 4.1 presenta los valores máximos y mínimos de cada una de las variables adimensionales de entrada en base a los datos con los que ha sido entrenado el modelo.

VARIABLE DE ENTRADA	MÍNIMO	MÁXIMO
$\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}}$	0.51	8.75
$\frac{G_c}{H_{m0\ toe}}$	0.00	13.17
$\frac{A_c}{R_c}$	0.05	4.51
$Ir_{m-1,0}$	1.00	10.48
$\frac{h}{h_t}$	1.00	5.88
$m$	0	0.17

**Tabla 4.1.** Rango de las variables de entrada al nuevo modelo.

Para el entrenamiento de la red, se adoptaron los coeficientes de rugosidad recomendados por Coeveld et al. (2005) para cada tipo de pieza, dando lugar a la red neuronal CLNN\*, correspondiente a resultados no optimizados. Actualmente (ver <https://www.deltares.nl/en/software/overtopping-neural-network/>) se propone optimizar la CLNN con los coeficientes de rugosidad propuestos por Molines y Medina (2015).

Debido a la gran diversidad de los ensayos utilizados, se ha optado por asignar a cada uno de los ensayos una ponderación o factor de peso WF (*Weight Factor*) en función de sus coeficientes CF y RF según indica la Tabla 4.2.

RF / CF	1	2	3
1	9	6	3
2	6	4	2
3	3	2	1

**Tabla 4.2.** Asignación de WF para cada ensayo en función de CF y RF.

El proceso de entrenamiento de la NN, al igual que para la CLNN, se ha realizado mediante la técnica de re-muestreo de datos *bootstrapping*. A partir de la muestra de datos original de  $L$  datos, se crean 500 submuestras de  $L$  datos. Cada uno de los datos de las diferentes submuestras se selecciona aleatoriamente y de forma

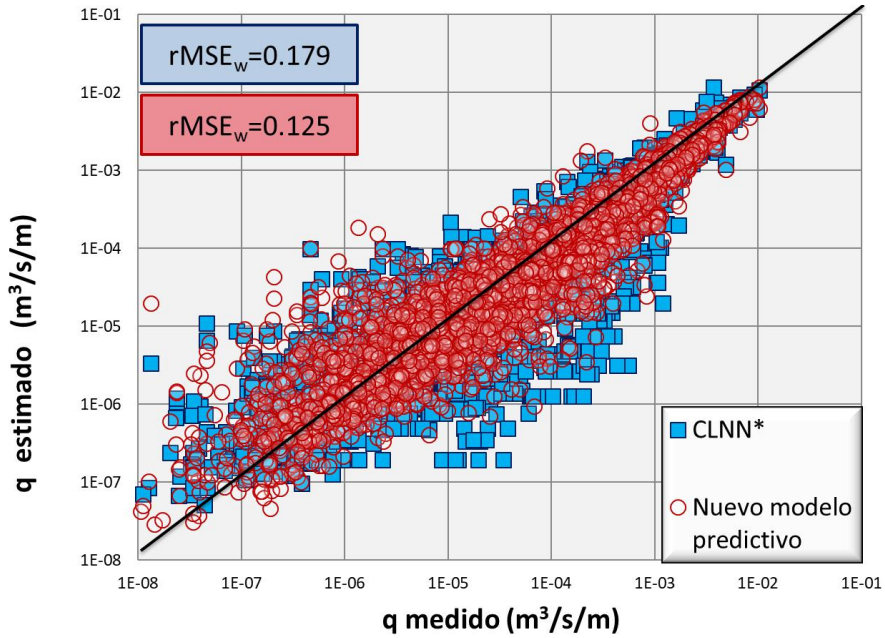
completamente independiente, por lo que la probabilidad de selección de cada uno de ellos es de  $1/L$  respecto a la muestra original. Para cada una de las submuestras creada, se entrena una NN con los datos que forman esa submuestra, mientras que aquellos datos de la muestra original no presentes en la submuestra se utilizan para la validación de la red. El resultado es un modelo formado por 500 NN entrenadas cada una con diferentes datos tomados a partir de una misma muestra original. Por tanto, cada ensayo introducido en el modelo cuenta con 500 predicciones de rebase, una por NN creada, siendo el valor medio de las 500 predicciones la estimación final que proporciona el modelo.

Los resultados obtenidos por el nuevo modelo se analizan utilizando el error medio relativo (rMSE), ponderado por los coeficientes de peso (WF) asignados a cada ensayo,  $rMSE_w$ , calculado mediante las expresiones Ec.4.6 y Ec.4.7.:

$$MSE_w = \frac{\sum_{i=1}^N WF_i \cdot (o_i - e_i)^2}{(\sum_{i=1}^N WF_i)} \quad [Ec. 4.6]$$

$$rMSE_w = \frac{MSE_w}{\sigma^2(t)} \quad [Ec. 4.7]$$

donde  $MSE_w$  es el error cuadrático medio ponderado por los WF,  $N$  el número de datos de la muestra,  $o_i$  valor de la salida observada experimentalmente (objetivo),  $e_i$  valor de la predicción media obtenida por el modelo (estimación) y  $\sigma^2$  la varianza de los valores de rebase medidos. De este modo,  $rMSE_w$ , ( $0 < rMSE_w < 1$ ), proporciona una estimación de la varianza no explicada por el modelo, a menos  $rMSE_w$  mejor estimación obtenida. La Figura 4.6 muestra los resultados de ajuste de ambos modelos, CLNN y el nuevo modelo propuesto, para los mismos datos experimentales, observándose una mejora del nuevo modelo predictivo con un  $rMSE_w = 12.5\%$ .



**Figura 4.6.** Comparación entre los valores medidos experimentalmente y las estimaciones proporcionada por la CLNN\* y por el nuevo modelo predictivo.

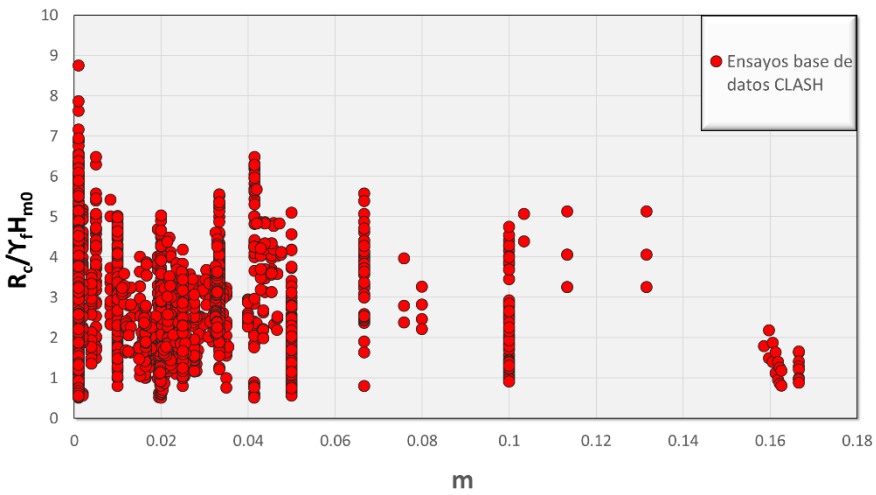
A partir del nuevo modelo predictivo, es posible estudiar la influencia de alguna de las variables de entrada sobre la variable de salida. Se ha optado por fijar constantes todos los valores de entrada para un valor característico de un dique en talud convencional, y variar únicamente la variable a estudiar,  $m$ , dentro de su rango de entrenamiento.



Parámetro	Valor
$\beta$	0.00
$h$	0.20
$H_{m0\ toe}$	0.10
$T_{m-1,0\ toe}$	1.50
$h_t$	0.20
$B_t$	0.00
$\gamma_f$	0.47
$\cot\alpha_d$	1.50
$\cot\alpha_u$	1.50
$R_c$	0.15
$B$	0.00
$h_b$	0.00
$\tan\alpha_B$	0.00
$A_c$	0.15
$G_c$	0.10
$m$	Variable

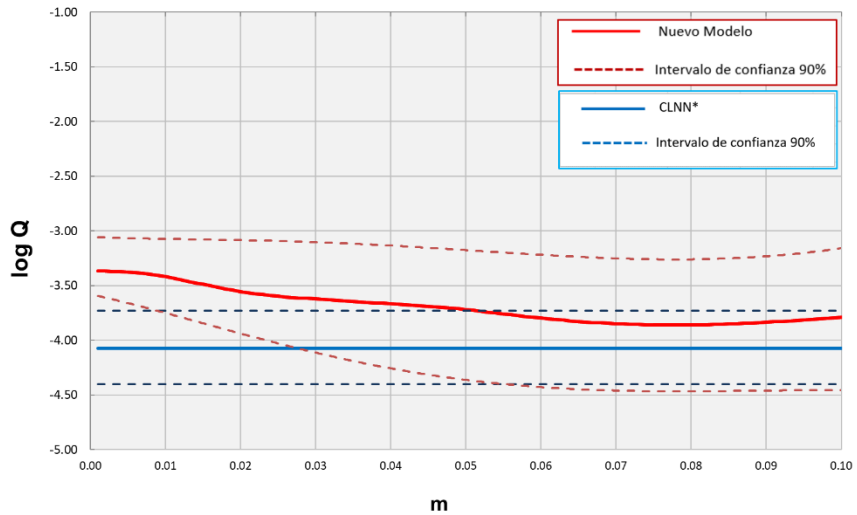
**Tabla 4.3.** Valores asignados a los parámetros de entrada fijos en la simulación realizada con el nuevo modelo.

Cabe destacar que a pesar de que los datos de entrenamiento presentan el rango general  $0 < m < 0.167$ , no se dispone de una distribución representativa del conjunto del rango, ya que únicamente el 3% de los ensayos de entrenamiento cuentan con  $m > 0.1$ , siendo el 95% de ellos con pendientes comprendidas en el rango  $0 < m < 0.05$  (ver Figura 4.7).



**Figura 4.7.** Distribución de los ensayos de entrenamiento de la base de datos de CLASH por pendiente y el francobordo adimensional,  $R_c / \gamma_f H_{m0}$  *toe*

La Figura 4.8 muestra los resultados obtenidos de estimación de rebase con ambos modelos para distintas pendientes de fondo. En el caso de la CLNN\* debido a la no incorporación de la variable  $m$  entre los inputs no existe una variación, mientras que con el nuevo modelo si es posible analizar su influencia dentro del rango establecido  $0 < m < 0.1$ .



**Figura 4.8.** Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase a partir de las estimaciones de la CLNN\* y el nuevo modelo predictivo de rebase.

Como muestra la Figura 4.8, ambos modelos presentan una dispersión de su estimación representada mediante los intervalos de confianza del 90% para cada uno de ellos.

En base a estos resultados obtenidos, se observa que la tasa media de rebase estimada por el nuevo modelo decrece ligeramente con el aumento de la pendiente de fondo existente delante de un dique en talud convencional. Sin embargo, estos resultados están condicionados debido a la distribución de ensayos dentro del rango de entrenamiento de la pendiente de fondo y a los pocos ensayos existentes con pendientes fuertes dentro de la base de datos de CLASH con la que se ha entrenado este modelo.

#### 4.3.2. Validación de la red neuronal de CLASH para diques de cota de coronación reducida a rotura por fondo

En el apartado 2.4.5 se describe en detalle la red neuronal de CLASH (CLNN). Dada la gran variedad de parámetros de entrada con los que cuenta (ver Figura 2.17), este modelo permite representar todo tipo de estructuras, entre ellas las que son objeto de este estudio, diques en talud convencionales con cotas de coronación reducidas en condiciones de rotura por fondo. En este apartado se verifica la fiabilidad de esta

herramienta, ampliamente utilizada, para la estimación del caudal de rebase medio en la tipología de estructuras estudiadas en esta tesis (ver Argente et al., 2017).

En primer lugar, se ha utilizado la base de datos de CLASH para extraer una selección de ensayos de rebase que cumplan las mismas condiciones fijadas en los ensayos experimentales realizados en esta tesis, y posteriormente, comprobar el ajuste de las estimaciones de rebase proporcionadas por CLNN respecto a los caudales de rebase medios medidos experimentalmente. En este caso, se han utilizado para ello los coeficientes de rugosidad,  $\gamma_f$ , propuestos por Molines y Medina (2015) tal como recomienda la CLNN.

Se han seleccionado de la base de datos de CLASH únicamente aquellos que cumplen las condiciones de dique en talud con sección convencional sin espaldón y cotas de coronación reducidas, limitando los valores de los parámetros:  $\beta=0$ ,  $B=h_b=0$ ;  $cot\alpha_d=cot\alpha_u$ ,  $1.2 < cot\alpha < 4$ ,  $A_c=R_c$  y  $G_c/H_{m0\ toe} \geq 1$ . Para aumentar la fiabilidad de los ensayos seleccionados se han tomado únicamente aquellos con rebase significativo,  $Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0\ toe}^3}} \geq 10^{-6}$ , cuyo origen es conocido. Además, se han limitado los

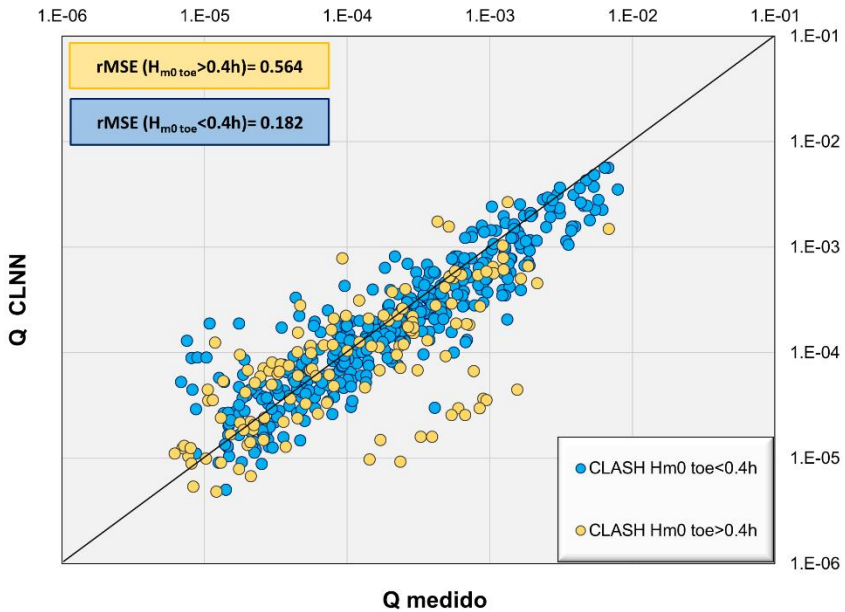
factores de fiabilidad y complejidad:  $RF \leq 3$  y  $CF \leq 2$ . Un total de 554 ensayos han sido seleccionados dentro de los rangos representados en la Tabla 4.4

	Mínimo	Máximo
$R_c / H_{m0\ toe}$	0.6	2.0
$H_{m0\ toe} / h$	0.1	0.6
$G_c / H_{m0\ toe}$	1	3.7

**Tabla 4.4.** Valores mínimos y máximos de las principales variables adimensionales de los ensayos seleccionados de CLASH.

Tomando el criterio de rotura  $H_{m0\ toe} > 0.4h$ , se ha observado que solo el 25% del total de los ensayos de la base de datos de CLASH se encuentra en condiciones de rotura por fondo.

La Figura 4.9 muestra el ajuste de la CLNN para los 554 ensayos seleccionados de la base de datos de CLASH diferenciando aquellos que cumplen el criterio de rotura por fondo  $H_{m0\ toe} > 0.4h$ .



**Figura 4.9.** Ajuste de la CLNN para los ensayos seleccionados de la base de datos de CLASH con y sin rotura por fondo.

Como se observa, en general el ajuste proporcionado por la CLNN para el conjunto de ensayos de dique en talud convencional seleccionados proporciona buenos resultados. No obstante, destaca la diferencia entre el ajuste de los ensayos sin rotura del oleaje por fondo, respecto a aquellos con limitaciones por fondo. Esta diferencia es debida a que el 75% de los ensayos con los que ha sido entrenada la CLNN para este tipo de estructuras no presentaban limitaciones del oleaje por fondo, alejándose de la realidad de muchas de estas protecciones costeras.

#### 4.3.3. Ajuste de los resultados experimentales y los principales modelos predictivos.

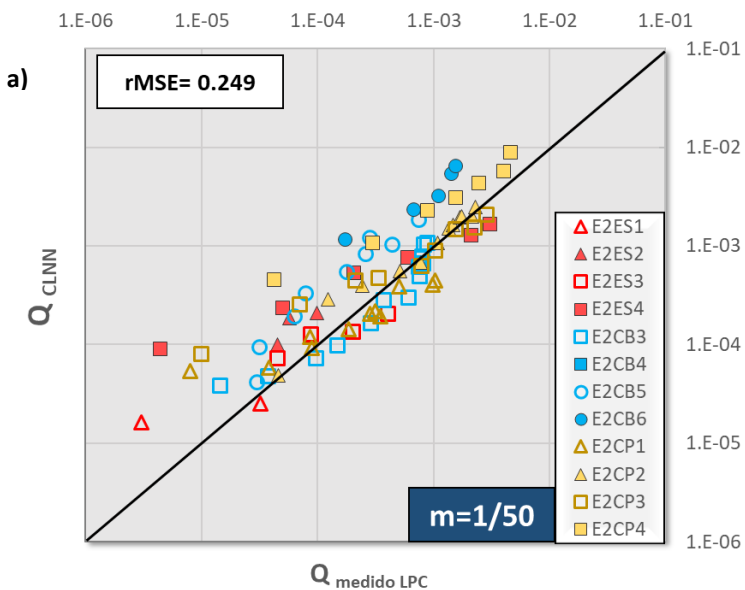
De acuerdo con la literatura del apartado 2.4.2, se han seleccionado los principales estimadores de caudal de rebase medio: CLNN, Ec.2.18 (EurOtop, 2018) y Ec.2.19 (Molines y Medina, 2016).

Tras cada uno de los ensayos realizados en el LPC-UPV definidos en las Tabla 3.6 y Tabla 3.8, se determinó la tasa de rebase media,  $q$ , siguiendo la metodología definida

en el apartado 3.5.3, y posteriormente, el caudal adimensional  $Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{mo}^3}}_{toe}$ , a partir de la altura de ola  $H_{mo}$  incidente estimada en el pie de la estructura mediante el método definido en el apartado 4.2.

Con el objetivo de validar la fiabilidad de cada uno de los estimadores mencionados anteriormente, las Figura 4.10, Figura 4.11 y Figura 4.12 muestran la comparación entre el caudal de rebase adimensional medio medido experimentalmente en los ensayos de esta tesis y la estimación proporcionada por cada uno de ellos, distinguiendo entre las dos pendientes de fondo analizadas,  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .

Se han utilizado los coeficientes de rugosidad,  $Y_f$ , recomendados por cada estimador. El manual EurOtop (2018) proponen tablas propias, la CLNN (ver <https://www.deltares.nl/en/software/overtopping-neural-network/>) recomienda el uso de los coeficientes de rugosidad optimizados propuestos por Molines y Medina (2015), mientras que la Ec.2.19 proporciona los coeficientes de rugosidad a utilizar calibrados para cada tipo de pieza.



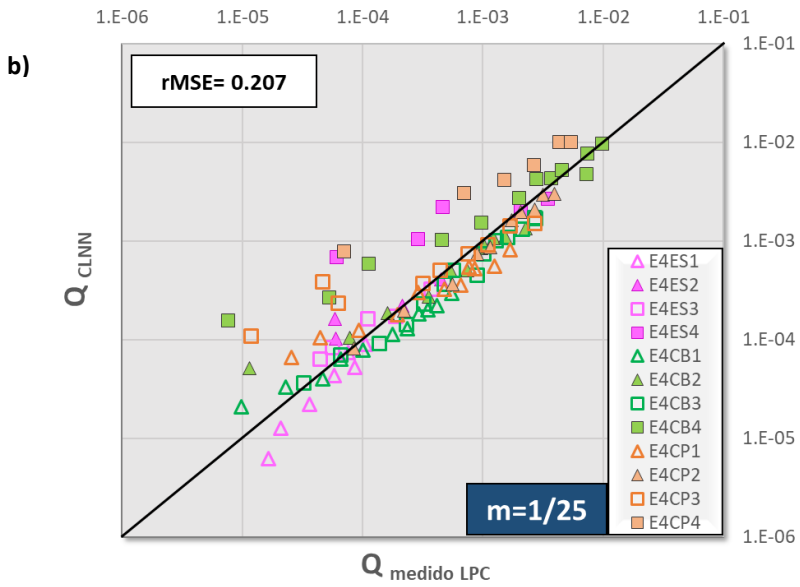
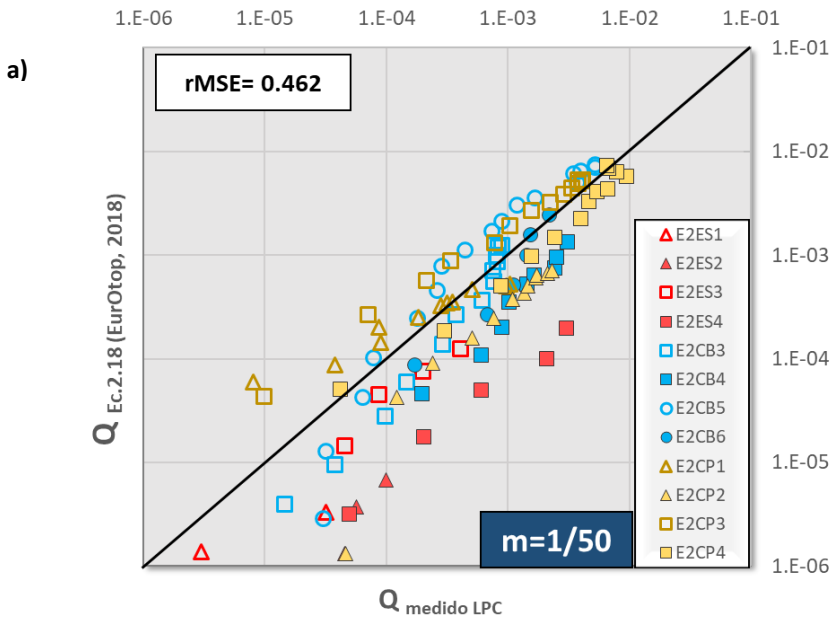


Figura 4.10. Ajuste de la CLNN con los ensayos del LPC: (a) Ensayos con  $m=1/50$ , (b) Ensayos con  $m=1/25$ .



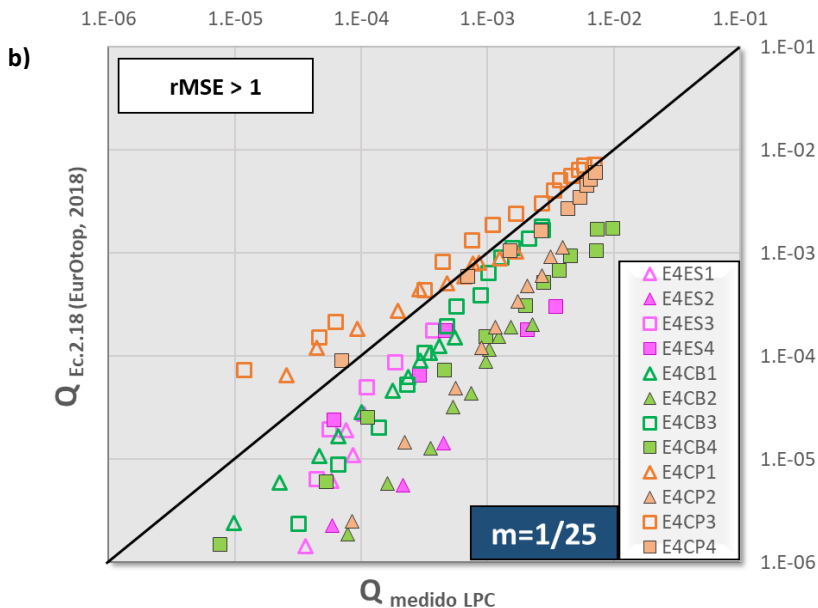
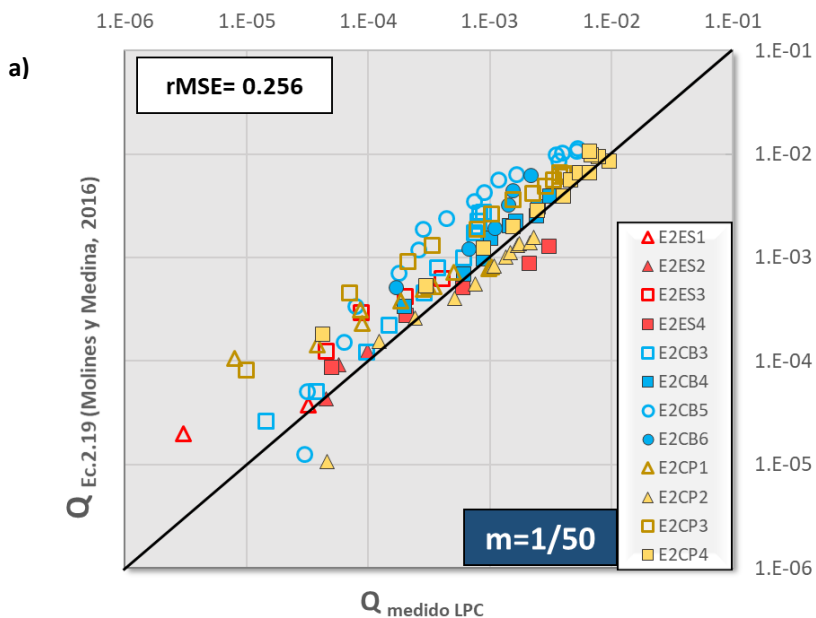
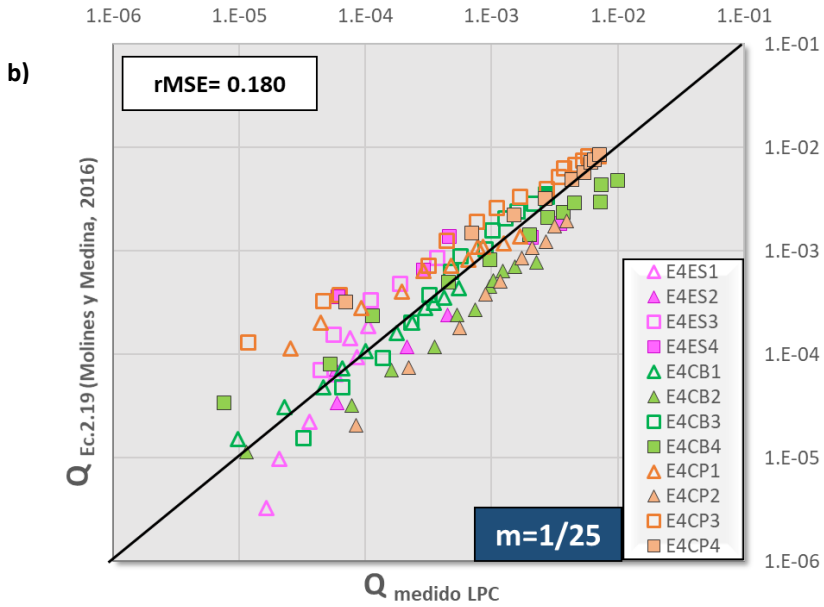


Figura 4.11. Ajuste de la Ec.2.18 (EurOtop, 2018) con los ensayos del LPC: (a) Ensayos con  $m=1/50$ , (b) Ensayos con  $m=1/25$ .







**Figura 4.12.** Ajuste de la Ec.2.19 (Molines y Medina, 2016) con los ensayos del LPC: (a) Ensayos con  $m=1/50$ , (b) Ensayos con  $m=1/25$ .

Los resultados, resumidos en la Tabla 4.5, muestran un mejor ajuste de las estimaciones proporcionadas por la CLNN y la Ec.2.19 respecto a las estimaciones de la fórmula propuesta por el EurOtop (2018).

Estimador	rMSE	
	$m=1/50$	$m=1/25$
<b>CLNN</b>	0.249	0.207
<b>Ec.2.18 EurOtop 2018</b>	0.462	> 1
<b>Ec.2.19 Molines y Medina, 2016</b>	0.256	0.180

**Tabla 4.5.** Resultados de ajuste obtenidos con los principales estimadores de rebase para los ensayos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$  realizados en el LPC.

La CLNN, tal como se ha verificado en el apartado 4.3.2, proporciona estimaciones fiables cuando se trata de diques rebasables con oleaje en rotura a pesar de no contar entre su base de datos de entrenamiento con muchos ensayos en estas condiciones. Se trata de un modelo ampliamente contrastado, el cual considera

entre sus 15 variables de entrada las principales características geométricas e hidráulicas que intervienen en el fenómeno del rebase.

Por otro lado, destaca el buen ajuste que proporciona la Ec.2.19, tanto para los ensayos con pendiente suave como para los ensayos con pendiente fuerte. Esta fórmula ha sido obtenida tomando como referencia la CLNN, entrenando a la red con ensayos procedentes de la base de datos de CLASH más una ampliación con datos muy fiables para diques en talud convencionales sin rotura del oleaje por fondo. Aunque los ensayos realizados en esta tesis se encuentran condicionados por la rotura del oleaje por fondo, y por tanto fuera de rango de aplicación, la fórmula Ec.2.19 resulta un buen estimador también para diques en talud con cotas de coronación medias y oleaje limitado por fondo. Cabe destacar que, a diferencia de la CLNN, la Ec.2.19 es una fórmula explícita donde es posible identificar relaciones entre variables, mientras que la CLNN es un modelo de inteligencia artificial, el cual funciona como una “caja negra” y no es fácil extraer la relación generada entre las variables de entrada y de salida.

Por último, la Ec.2.18 del EurOtop (2018), proporcionan resultados aceptables cuando se trata de ensayos con pendiente suave,  $m=1/50$  y estimaciones muy alejadas de las mediciones experimentales cuando los ensayos se realizaron con pendiente fuerte  $m=1/25$ . Como se observa en su definición, esta fórmula considera un menor número de variables respecto al modelo predictivo de la CLNN y la Ec.2.19.

Como conclusión, los modelos derivados del uso de redes neuronales, CLNN y Ec.2.19, proporcionan estimaciones de caudal de rebase medio muy ajustadas a las mediciones experimentales de esta tesis, destacando el buen ajuste de la Ec.2.19 explícita.

#### **4.3.4. Nuevo modelo predictivo de rebase para diques con cota de coronación reducida en condiciones de rotura por fondo**

En base a los resultados obtenidos en los apartados anteriores, se ha creado un modelo predictivo capaz de mejorar los resultados de estimación de caudal de rebase medio dentro de las condiciones establecidas en esta tesis.

Este modelo predictivo, definido en el apartado 4.3.1, ha sido creado en base a la CLNN y cuenta con 6 variables adimensionales de entrada y el caudal de rebase adimensional como variable objetivo de salida (ver Figura 4.4).

En este caso, se seleccionan para entrenar la NN los ensayos disponibles de dique en talud convencional con cotas de coronación reducida y oleaje limitado por fondo. Así pues, se han considerado los 554 ensayos de la base de datos de CLASH descritos en el apartado 4.3.2 añadiendo 228 nuevos ensayos realizados en el LPC-UPV para la realización de esta tesis.

Del mismo modo que en los datos de CLASH, de entre los datos experimentales realizados en el LPC se seleccionan únicamente aquellos con rebase relevante, es decir,  $Q \geq 10^{-6}$ . Además, debido al conocimiento sobre la ejecución y la fiabilidad de estos ensayos, se les asigna factores  $RF=1$  y  $CF=1$ . Finalmente, se dispone de una base de datos con un total de 782 ensayos dentro del rango de las variables de entrada mostrados en la Tabla 4.6.

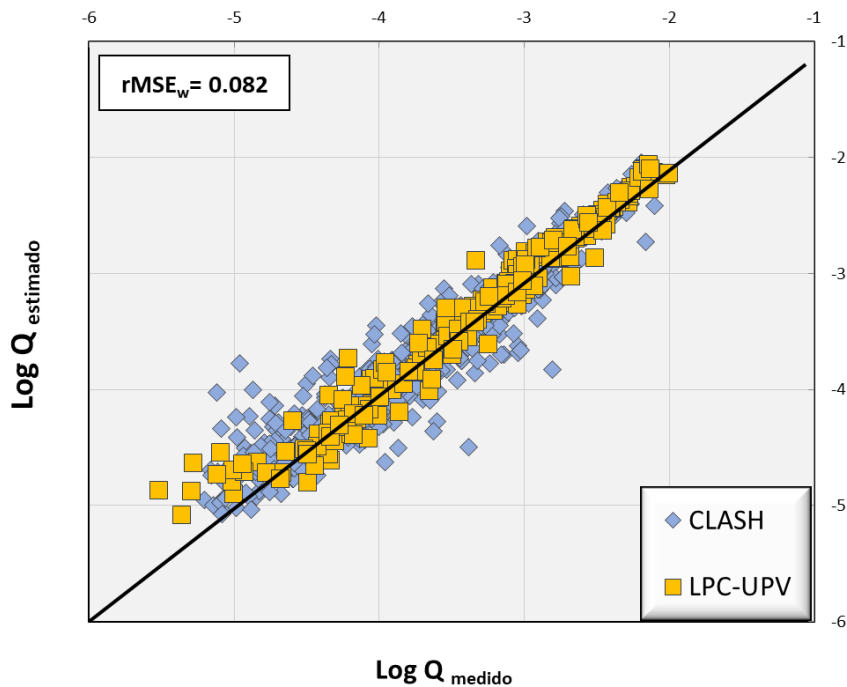
VARIABLE DE ENTRADA	MÍNIMO	MÁXIMO
$\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}}$	0.73	4.07
$\frac{G_c}{H_{m0\ toe}}$	1.00	4.07
$\frac{A_c}{R_c}$	1.00	1.00
$Ir_{m-1,0}$	1.31	4.95
$\frac{h}{h_t}$	1.00	5.88
$m$	0	0.05

**Tabla 4.6.** Rango de las variables de entrada para el nuevo modelo predictivo de rebase.

Para el entrenamiento del modelo se han utilizado los coeficientes de rugosidad calibrados para la CLNN según Molines y Medina (2015). Por otro lado, la altura de ola,  $H_{m0\ toe}$ , de los ensayos realizados en el LPC se ha estimado a pie de la estructura a partir del modelo numérico SwanOne (ver apartado 4.2).

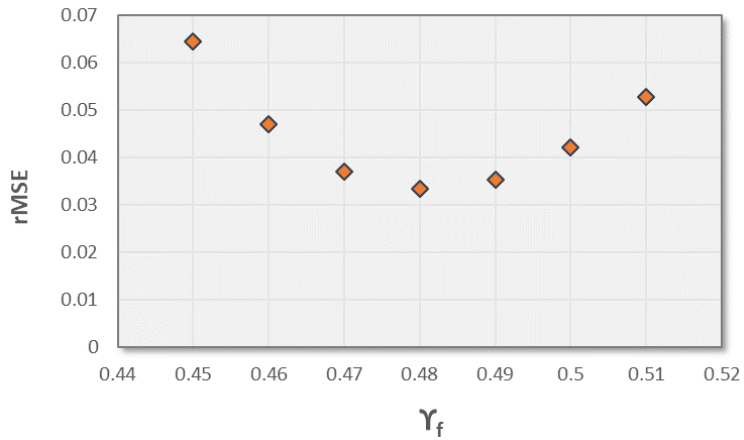
La Figura 4.13 muestra la comparación entre los resultados experimentales medidos y la estimación de rebase adimensional proporcionada por el nuevo modelo, diferenciando entre los ensayos procedentes de la base de datos de CLASH y los

ensayos realizados en el LPC-UPV en esta tesis. Como se observa, el ajuste del modelo es muy bueno para todos los casos, con un  $rMSE_w$  del 8.2%.



**Figura 4.13.** Comparación entre el caudal de rebase adimensional medido experimentalmente y la estimación proporcionada por el nuevo modelo predictivo para los ensayos procedentes de la base de datos de CLASH y LPC.

Tal como indican Molines y Medina (2015), todo estimador de rebase debe especificar el coeficiente de rugosidad óptimo para cada pieza. Por este motivo, una vez entrenado este nuevo modelo de rebase, se han calibrado los  $\gamma_f$ , para cada tipo de pieza de los ensayos de entrenamiento de la NN. El coeficiente de rugosidad óptimo para cada pieza se ha seleccionado a partir del valor mínimo de  $rMSE$ , tal como se muestra en la Figura 4.14 para el caso de las piezas de Cubípodos (1 Capa).



**Figura 4.14.** Optimización del coeficiente de rugosidad,  $\gamma_f$ , para Cubípodos monocapa con el nuevo modelo predictivo.

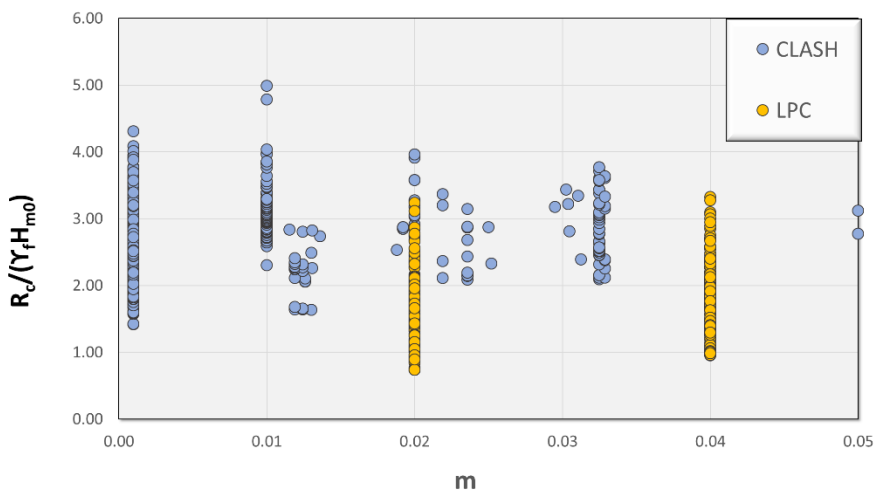
En la Tabla 4.7 se presenta los resultados obtenidos, observándose que no existen apenas diferencias con los  $\gamma_f$ , propuestos por Molines y Medina (2015) para la CLNN, variando únicamente el coeficiente de rugosidad para cubos (2C, *random*).

Tipo de pieza	Coefficiente de rugosidad $\gamma_f$
Escollera (2 Capas)	0.49
Cubos (2 Capas, <i>random</i> )	<u>0.54</u>
Cubos (2 Capas, <i>flat</i> )	0.53
Cubos (1 Capa, <i>flat</i> )	0.54
Antifers (2 Capas)	0.52
Haro (2 Capas)	0.52
Tetrapodos (2 Capas)	0.42
Acropodos (1 Capa)	0.48
Core-Locs (1 Capa)	0.46
Cubípodos (1 Capa)	0.48

**Tabla 4.7.** Coeficientes de rugosidad,  $\gamma_f$ , calibrados para el modelo predictivo de rebase de esta tesis.

Una vez entrenado y calibrado el modelo, es posible utilizarlo para realizar simulaciones y detectar la tendencia de las variables de entrada sobre la variable de salida.

En el apartado 4.3.1 se trató de detectar la influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase sobre diques convencionales, sin obtener resultados del todo fiables debido a la falta de ensayos con pendientes fuertes dentro de los ensayos de la base de datos de CLASH. Tras la realización de los ensayos de esta tesis, el modelo predictivo de rebase creado cuenta con un rango de entrenamiento de la pendiente de fondo  $0.00 < m < 0.05$ , con ensayos distribuidos como indica la Figura 4.15.



**Figura 4.15.** Distribución de los ensayos de entrenamiento de CLASH y LPC en función de la pendiente de fondo  $m$  y el francobordo adimensional de entrada  $R_c/(Y_f H_{m0})$ .

De este modo, sí es posible estudiar la influencia de la pendiente de fondo, de forma más fiable, sobre los caudales de rebase de diques en talud convencionales con cotas de coronación reducidas.

Con este objetivo, se han realizado simulaciones variando la pendiente de fondo dentro de su rango de entrenamiento con dos francobordos adimensionales distintos, tal como muestra la Tabla 4.8 .

VARIABLE DE ENTRADA	Simulación 1	Simulación 2
$\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}}$	1.0	2.5
$\frac{G_c}{H_{m0\ toe}}$	2.0	2.0
$\frac{A_c}{R_c}$	1.0	1.0
$Ir_{m-1,0}$	3.0	3.0
$\frac{h}{h_t}$	1.3	1.3
$m$	0 a 0.05	0 a 0.05

Tabla 4.8. Valores asignados a las variables de entrada para las simulaciones 1 y 2.

La Figura 4.16 muestra los resultados obtenidos para las simulaciones 1 y 2 realizadas con el nuevo modelo. En línea continua, se presenta la estimación media de caudal de rebase adimensional proporcionada por el modelo mientras que en línea discontinua se representan sus intervalos de confianza asociados del 90%.

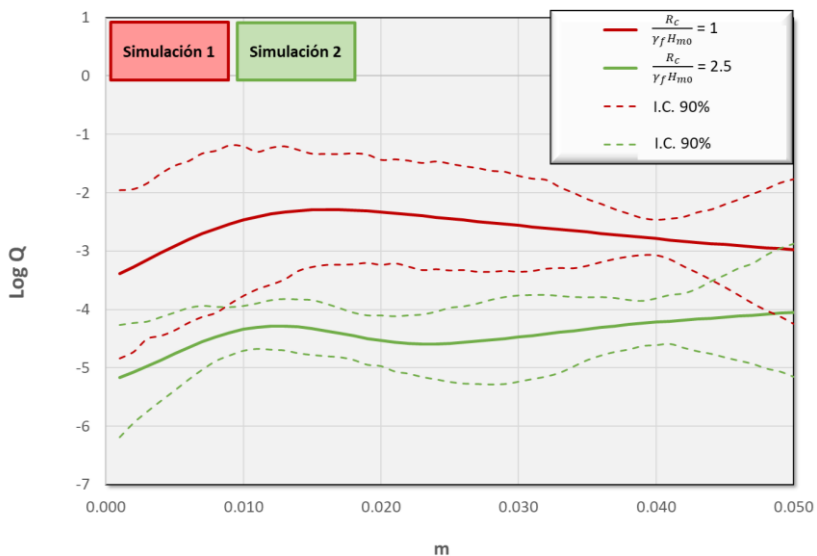


Figura 4.16. Resultados de las simulaciones 1 y 2 con el nuevo modelo. Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase para distintos  $R_c/(\gamma_f H_{m0})$ .

En base a los resultados obtenidos, se observa que la influencia de la pendiente de fondo sobre el rebase no es constante para todo tipo de francobordos adimensionales,  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}}$ . Así pues, cuando  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}} = 1$ , la estimación de caudal de rebase medio decrece ligeramente con el aumento de la pendiente del fondo, sin embargo, cuando  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}} = 2.5$ , la tendencia es inversa, aumentando ligeramente la estimación de caudal de rebase medio cuando la pendiente es más fuerte.

## 4.4. Análisis y resultados de la estabilidad hidráulica del manto principal

### 4.4.1. Avería del manto principal con pendiente de fondo $m=1/50$

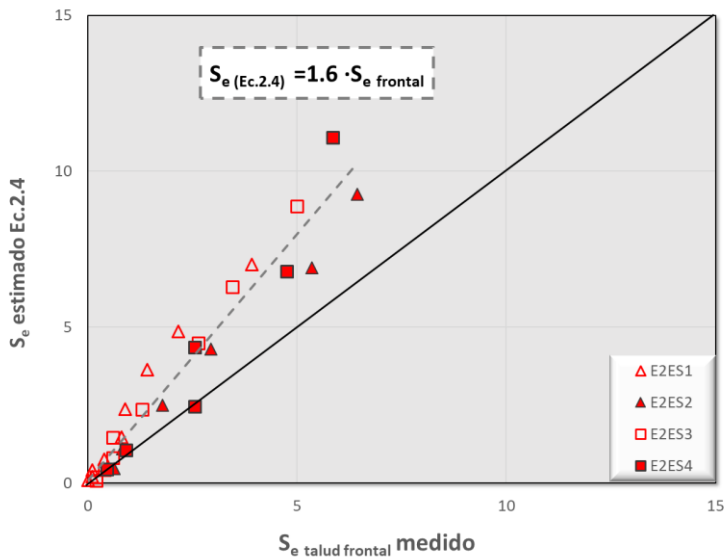
En este apartado se analizan los resultados de estabilidad hidráulica obtenidos en los ensayos realizados con pendiente de fondo  $m=1/50$  para las tres tipologías de manto: escollera bicapa, cubos bicapa y Cubípodos monocapa.

#### 4.4.1.1. Comparación con fórmulas existentes en mantos de escollera

En el capítulo 2 se detallan los principales estudios existentes para analizar la estabilidad hidráulica del manto principal de diques en talud. La mayoría de las fórmulas de estabilidad existentes se basan en estudios experimentales en condiciones de no rotura por fondo y coronaciones elevadas sin fenómeno de rebase. De entre las fórmulas existentes, destaca la Ec.2.4 propuesta por Herrera et al. (2017) para estimar el daño del manto de escollera con talud  $\cot \alpha = 1.5$  ya que considera la rotura del oleaje por fondo con una pendiente de fondo  $m=1/50$ . Esta fórmula estima el daño adimensional equivalente a partir del número de estabilidad dentro del rango de aplicación:  $0.018 \leq s_{op} \leq 0.049$ ,  $1.0 \leq H_{m0} / \Delta D_{n50} \leq 2.5$  y  $3.75 \leq h_s / \Delta D_{n50} \leq 7.50$ .

La Figura 4.17 compara el daño adimensional,  $S_e$ , medido en talud frontal en los ensayos realizados en el LPC y el daño adimensional estimado mediante la fórmula Ec.2.4. En esta comparación se han empleado los ensayos de manto de escollera bicapa y pendiente de fondo  $m=1/50$ , de acuerdo con el rango de diseño de la fórmula Ec.2.4.

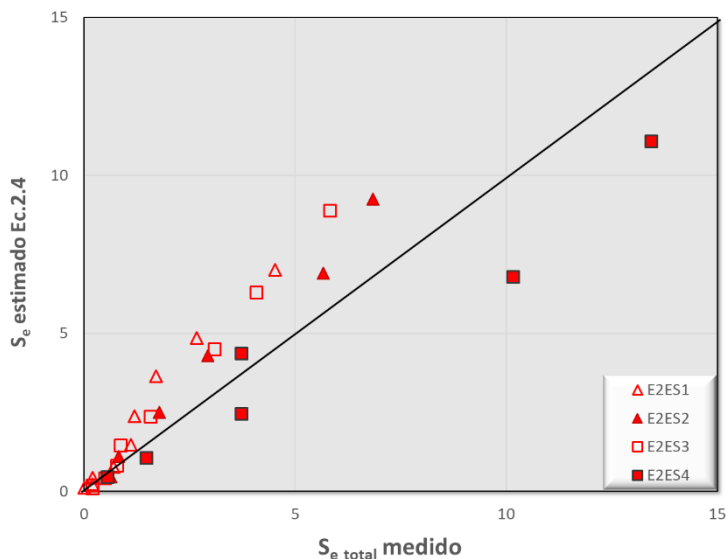




**Figura 4.17.** Comparación del daño adimensional del talud frontal medido en el LPC y el estimado con Ec.2.4 en ensayos con manto de escollera bicapa y  $m=1/50$ .

Como se observa en el gráfico de la Figura 4.17, la Ec.2.4 proporciona daños un 60% superiores a los daños medidos experimentalmente en el talud frontal en los ensayos del LPC de esta tesis. Esta diferencia es debida a que la Ec.2.4 fue desarrollada para diques en talud no rebasables, mientras que en este estudio se han ensayado estructuras con cotas de coronación reducidas y caudales de rebase relevantes. En estos casos además del daño en el talud frontal debe considerarse el daño del manto en coronación y en trasdós.

Para analizar la influencia del daño de las tres partes del dique, del mismo modo que en la Figura 4.17, en la Figura 4.18 se compara el daño total medido ( $S_{e\ total}$ ) en los ensayos del LPC-UPV, calculado como la suma del daño del talud frontal, coronación y trasdós; con la estimación de avería propuesta por la Ec.2.4. Mediante esta aproximación se mejora considerablemente el ajuste entre la estimación de daño proporcionada por la Ec.2.4 y el daño total medido en las tres partes del dique en los ensayos. Por tanto, cuando el dique en talud es rebasable, el daño del manto se reparte entre las tres partes en la que se divide: el talud frontal, la coronación y el trasdós. Así pues, las fórmulas habituales existentes para diseñar el talud frontal del manto principal no son de validez cuando la estructura disipa parte de la energía del oleaje mediante rebase.



**Figura 4.18.** Comparación entre el daño total medido en el LPC,  $S_e\ total$ , y el daño estimado con Ec.2.4 en ensayos con manto de escollera bicapa y  $m=1/50$ .

La fórmula Ec.2.4. se ha utilizado en los próximos apartados de análisis de datos como referencia de estimación de daño adimensional,  $S_e$ , en el talud frontal de un dique en talud no rebasable con oleaje limitado por fondo.

#### 4.4.1.2. Análisis cuantitativo y cualitativo del daño del manto principal

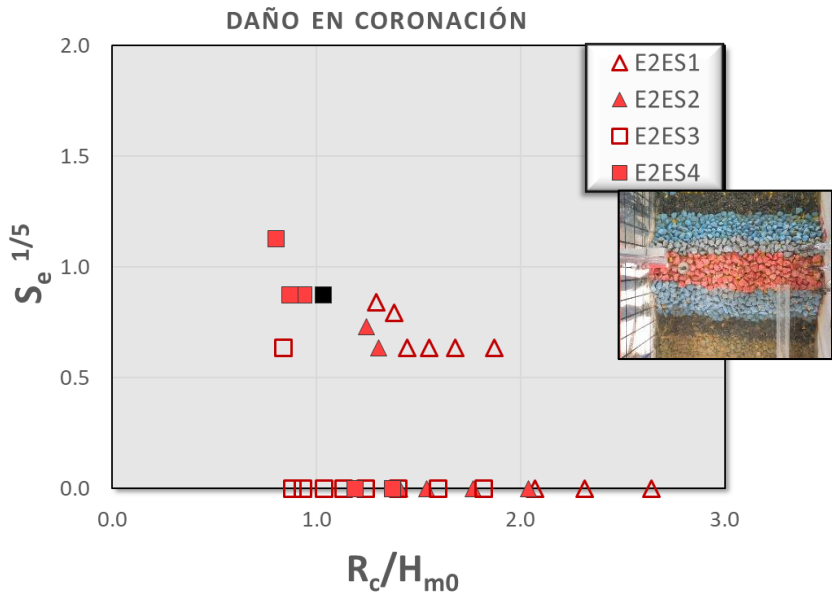
Se ha obtenido la avería del manto principal después de cada uno de los ensayos realizados en cada una de las partes en la que se divide: el talud frontal, la coronación y el trasdós de la estructura. Para definir cualitativamente de la avería se han analizado las fotografías tomadas en cada ensayo perpendicularmente al manto, determinando el punto donde se alcanzaba el Inicio de Avería (IA). A partir de esas mismas fotografías y mediante el método de la Malla Virtual, se ha medido el daño cuantitativamente obteniendo el daño adimensional equivalente,  $S_e$  (Ec.3.10).

Siguiendo las recomendaciones de Medina et al. (1994) para analizar la avería del manto de escolleras, cubos y Cubípodos se ha utilizado el daño adimensional equivalente linealizado,  $S_e^{1/5}$ .

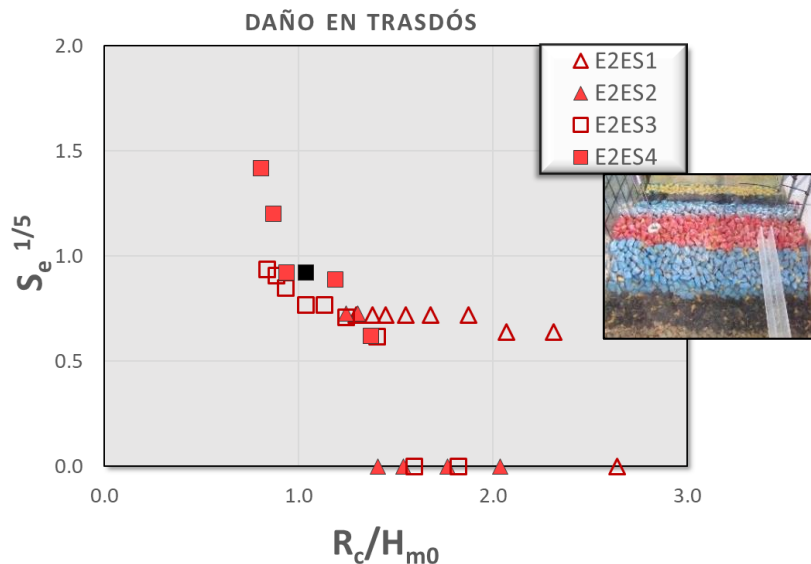
Las Figura 4.19 a Figura 4.22 presentan el daño adimensional equivalente linealizado obtenido en la coronación y el trasdós del manto principal con mantos de escollera y cubos bicapa en función del francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ . Estudios como Vidal

et al. (1992) o Kramer y Burcharth (2003) emplean el francobordo adimensional como parámetro fundamental para describir la estabilidad hidráulica, aunque en estos casos al tratarse únicamente de mantos de escollera y diferentes tamaños de pieza es más utilizado  $R_c/D_{n50}$ . No obstante, en esta tesis se emplea  $R_c/H_{m0}$  por ser una variable importante para describir el fenómeno de rebase y tener en cuenta la altura de ola que alcanza la estructura, habitualmente en rotura. Como se ha definido en el apartado 4.2, la altura de ola  $H_{m0}$  incidente ha sido estimada mediante SwanOne, y siguiendo las recomendaciones de Herrera et al. (2017) a una distancia de tres veces el calado a pie de la estructura,  $3h$ .

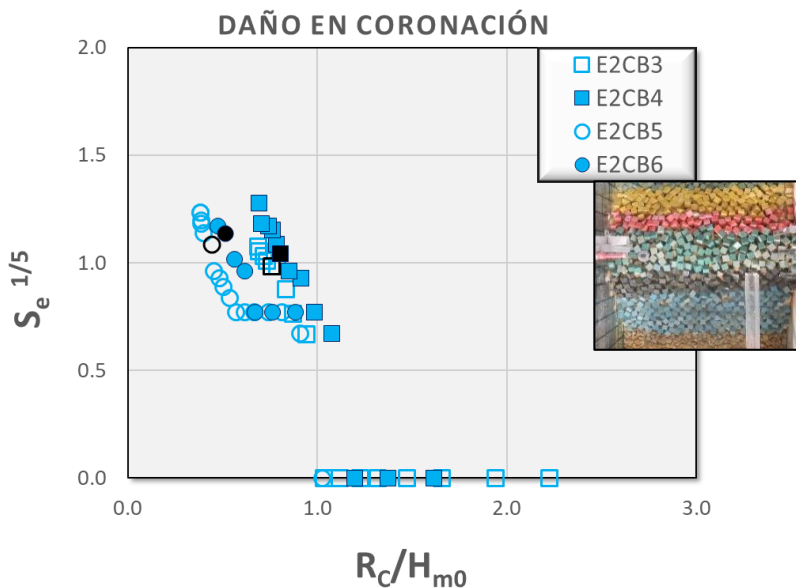
Se distingue entre los ensayos de escollera (en rojo) y cubos (en azul), especificando con distintos marcadores el calado y el número de Iribarren de cada ensayo (ver Tabla 3.6). Los ensayos en los que se ha alcanzado el Inicio de Avería (IA) en cada sector del manto principal se representan en color negro.



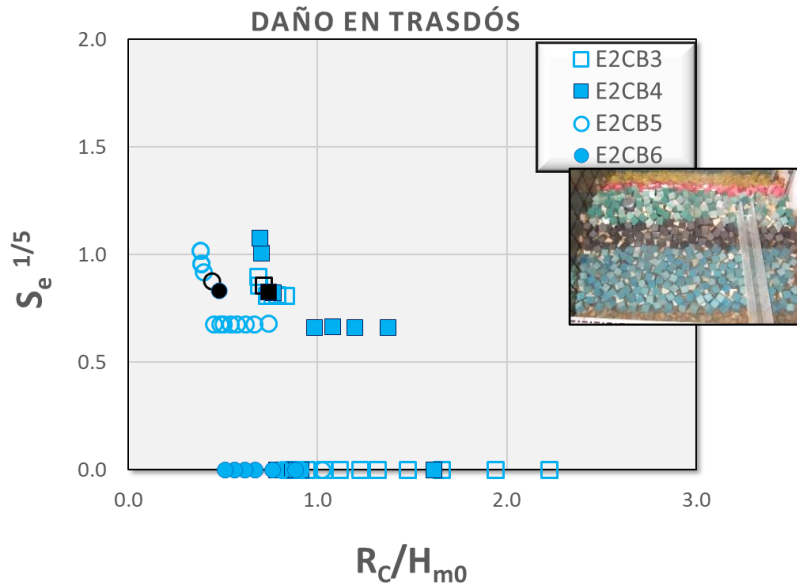
**Figura 4.19.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera bicapa y  $m=1/50$ .



**Figura 4.20.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en el trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera y  $m=1/50$ .



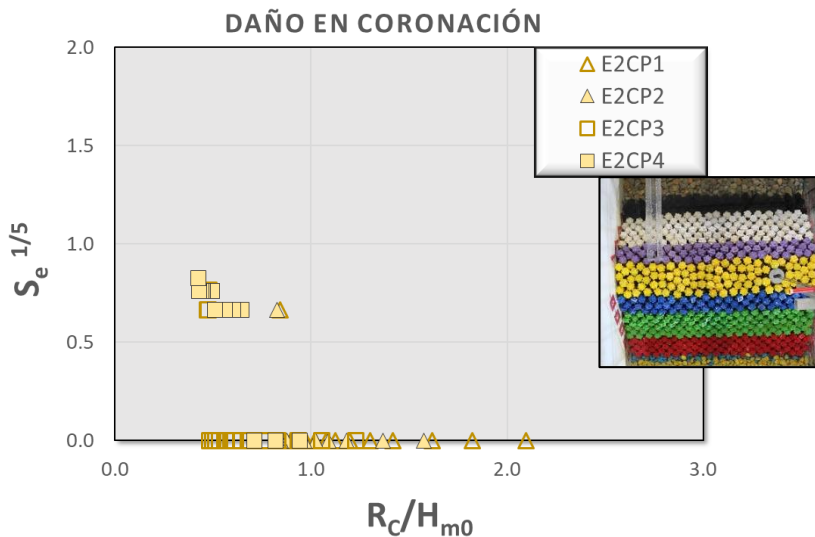
**Figura 4.21.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y  $m=1/50$ .



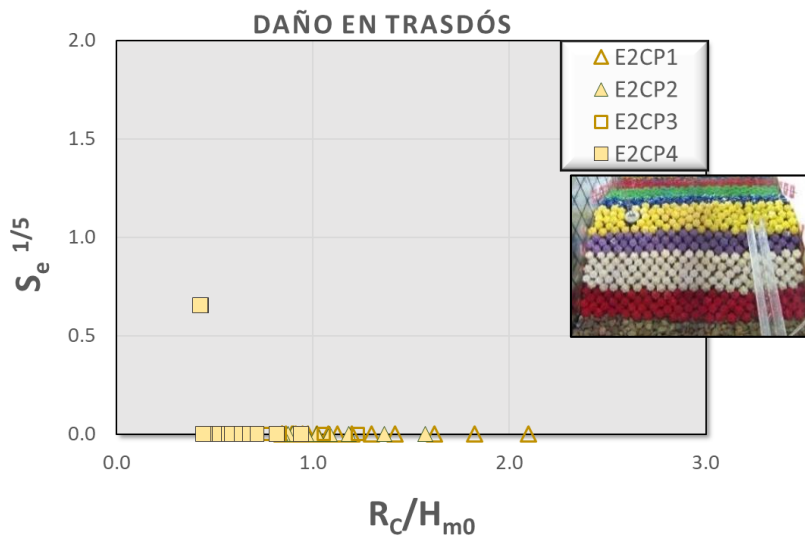
**Figura 4.22.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en el trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y  $m=1/50$ .

En base a los resultados obtenidos, se observa una tendencia creciente del daño del manto en coronación y trasdós con la disminución del francobordo adimensional,  $R_c/H_{m0}$ . Para valores de francobordo adimensional alto  $R_c/H_{m0} > 1.5$ , el manto no presenta daños relevantes en coronación y trasdós de mantos bicapa de escollera y cubos. Cuando se trata de francobordos adimensionales dentro del rango  $1 < R_c/H_{m0} < 1.5$ , la coronación y trasdós de mantos de escollera bicapa empieza a mostrar daños relevantes sin alcanzar el Inicio de Avería (IA), mientras que el manto bicapa de cubos presenta una mayor estabilidad en este rango. Sin embargo, cuando el rango de francobordo adimensional ensayado es  $R_c/H_{m0} < 1$ , ambos tipos de pieza en mantos bicapa presentan daños muy relevantes alcanzando el IA tanto en coronación como en el trasdós del manto.

La estabilidad de los mantos monocapa de Cubípodos se ha analizado del mismo modo obteniéndose los resultados mostrados en las Figura 4.23 y Figura 4.24. A pesar de que los ensayos con manto monocapa de Cubípodos se han realizado dentro del mismo rango de  $R_c/H_{m0}$  que los ensayos bicapa de escollera y cubos, los resultados obtenidos muestran daños muy inferiores, no habiéndose alcanzado en ningún caso el Inicio de Avería del manto.



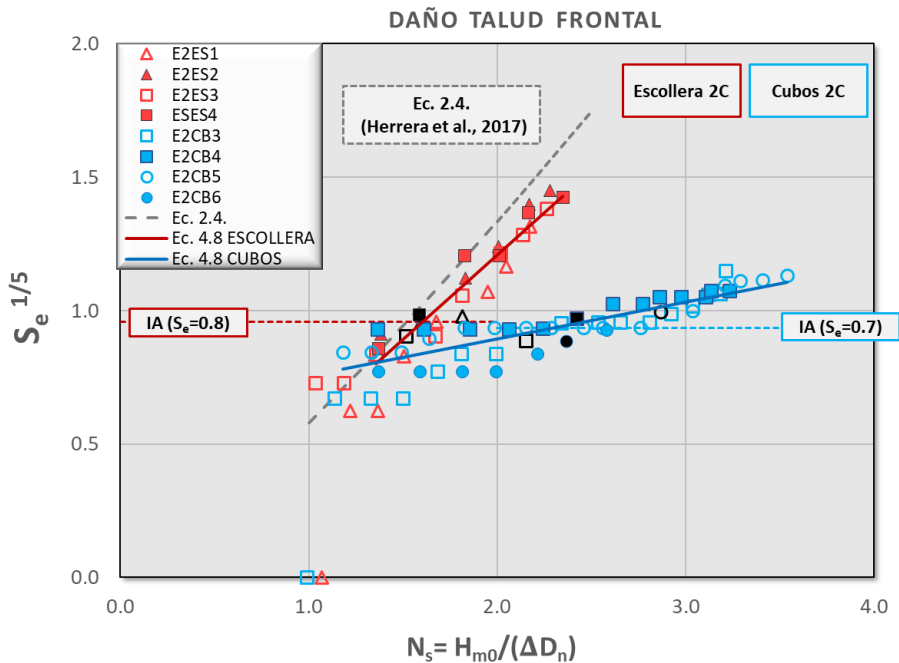
**Figura 4.23.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de Cubipodos y  $m=1/50$ .



**Figura 4.24.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) del trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de Cubipodos y  $m=1/50$ .

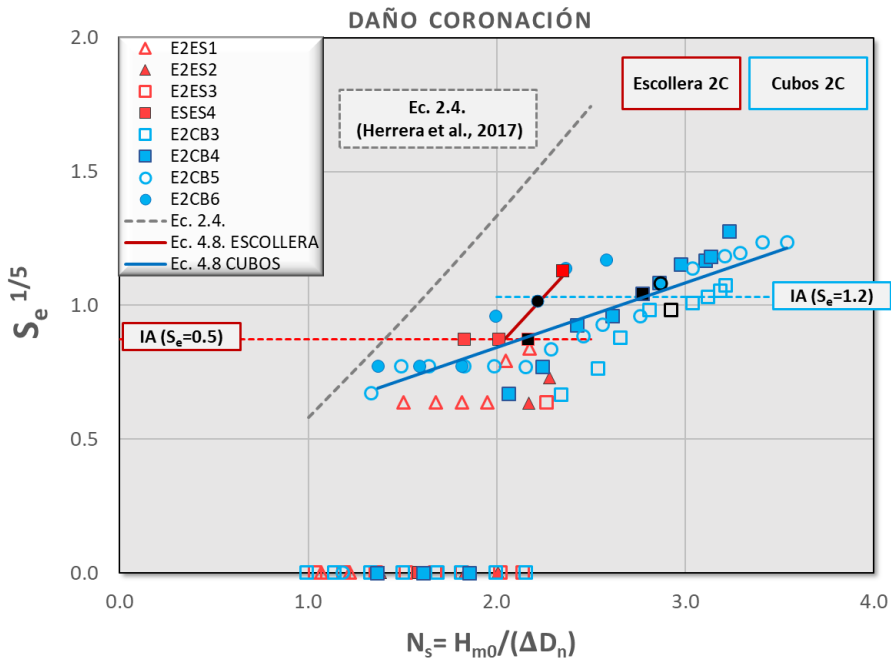
#### 4.4.1.3. Funciones de fallo para mantos bicapa de escollera y cubos

En la Figura 4.25 se representa el daño adimensional linealizado del talud frontal frente al número de estabilidad,  $N_s = H_{m0}/(\Delta D_{n50})$  obtenido en los ensayos de mantos bicapa y pendiente del fondo  $m=1/50$ . De este modo se puede comparar la estabilidad hidráulica de la escollera frente al cubo. Los ensayos donde se ha determinado cualitativamente que ha sido alcanzado el nivel de Inicio de Avería (IA) se muestran en color negro. El promedio de los valores de daño adimensional observado en los ensayos donde se alcanza IA se representa mediante líneas discontinuas en rojo y azul para piezas de escolleras y cubos respectivamente. Además, en el gráfico se representa la estimación proporcionada por la Ec.2.4., dentro de su rango de aplicación  $1.0 \leq N_s = H_{m0}/\Delta D_{n50} \leq 2.5$ , como referencia de estabilidad hidráulica del manto bicapa de escollera en el talud frontal con oleaje limitado por fondo.



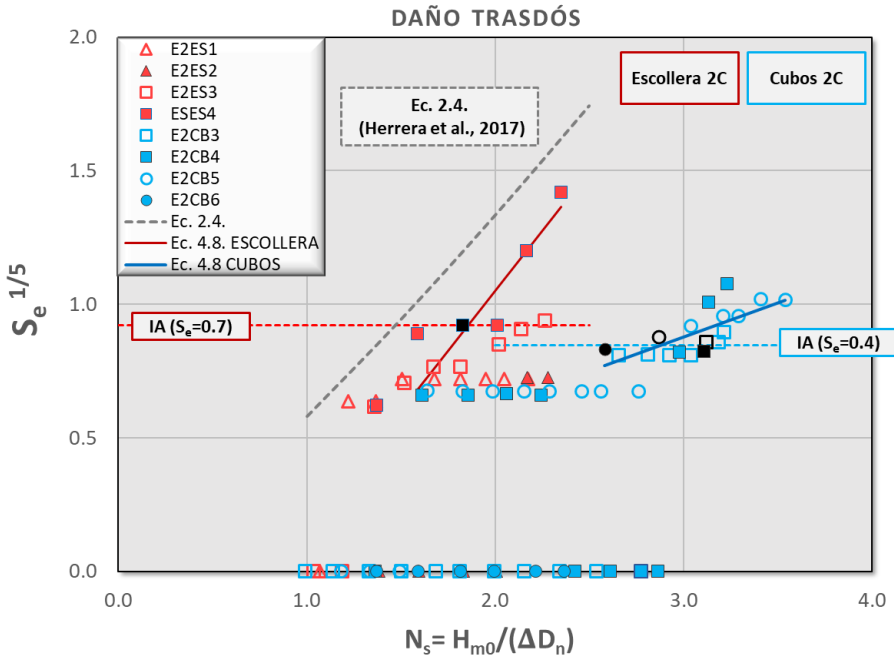
**Figura 4.25.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/50$ .

Del mismo modo, en las Figura 4.26 y Figura 4.27 se representa el daño adimensional linealizado frente al número de estabilidad para las otras dos partes del manto principal bicapa: la coronación y el trasdós de la estructura.



**Figura 4.26.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/50$ .





**Figura 4.27.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/50$ .

Los resultados obtenidos muestran una mayor estabilidad hidráulica del manto de cubos respecto a mantos de escollera tanto en el talud frontal como en coronación y trasdós de la estructura. Además, en comparación con la estimación de daño propuesta por la Ec.2.4., los daños medidos en cada uno de los sectores en los que se divide el manto principal son menores tanto en escollera como en cubos bicapa (ver Argente et al, 2018).

A partir del daño adimensional equivalente linealizado mostrado en las gráficas de las Figura 4.25, Figura 4.26 y Figura 4.27, tomando únicamente los ensayos con un daño mínimo  $S_e > 0.25$  de las series donde se alcanza el IA del manto, se ajusta el modelo lineal de la Ec.4.8 para estimar el daño del manto en el talud frontal, coronación y trasdós de diques en talud rebasables, pendiente de fondo  $m=1/50$  y oleaje limitado por fondo :

$$S_e^{1/5} = k_1 N_s + k_2 \quad \text{[Ec.4.8]}$$

siendo  $k_1$  y  $k_2$  coeficientes de ajuste.

La Tabla 4.9 resume los resultados de los valores  $k_1$  y  $k_2$  de la Ec.4.8. calibrados para cada tipo de pieza en función del sector de manto principal. Además, muestra los coeficientes de ajuste rMSE y para e la fórmula Ec.4.8. según las expresiones Ec.4.3 y Ec.4.4.

Manto Principal	Sector	$k_1$ [Ec.4.8]	$k_2$ [Ec.4.8]	rMSE	r
Escollera 2C	Talud frontal	0.63	-0.06	0.095	0.949
Escollera 2C	Coronación	0.77	-0.70	0.150	0.890
Escollera 2C	Trasdós	0.90	-0.75	0.250	0.882
Cubos 2C	Talud frontal	0.14	0.62	0.253	0.861
Cubos 2C	Coronación	0.24	0.36	0.290	0.838
Cubos 2C	Trasdós	0.26	0.11	0.461	0.716

**Tabla 4.9.** Coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  con los valores de rMSE y r de ajuste de la Ec.4.8 para mantos bicapa de escollera y cubos con pendiente  $m=1/50$ .

La Tabla 4.10. muestra el rango de validez de la Ec.4.8 para cada una de las piezas y sectores del manto principal donde ha sido calibrada.

Manto Principal	Sector	$s_{op}$	$N_s$	$R_c/H_{m0}$	$R_c/D_{n50}$
Escollera 2C	Talud frontal	0.018–0.049	1.4–2.3	0.8-2.0	3.2-4.7
Escollera 2C	Coronación	0.018–0.049	2.0-2.2	0.8-1.0	3.2
Escollera 2C	Trasdós	0.018–0.049	1.6-2.3	0.8-1.2	3.2
Cubos 2C	Talud frontal	0.018–0.049	1.2–3.5	0.4-1.6	1.5-2.8
Cubos 2C	Coronación	0.018–0.049	1.4–3.5	0.4-1.0	1.5-2.8
Cubos 2C	Trasdós	0.018–0.049	2.6–3.5	0.4-0.8	1.5-2.8

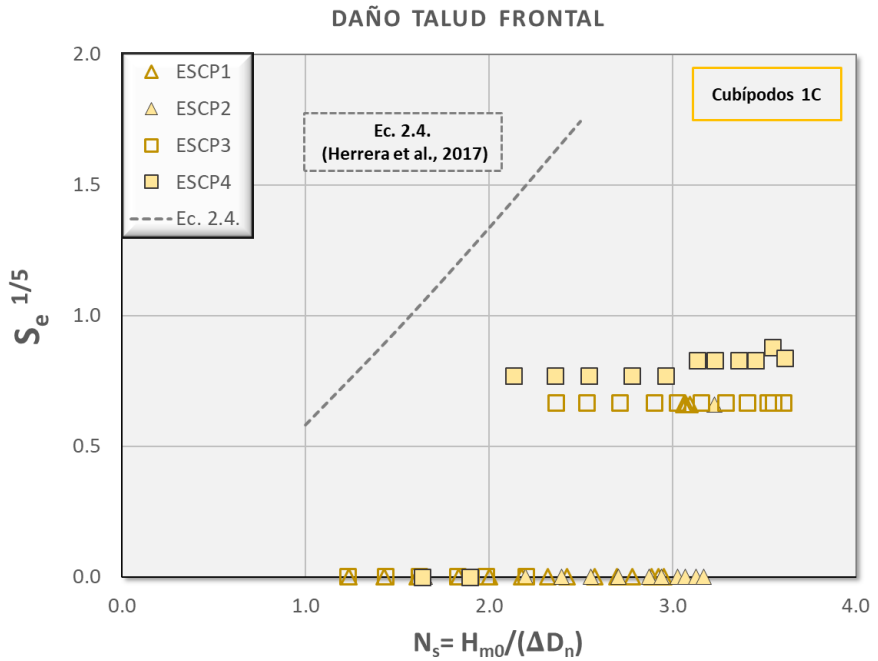
**Tabla 4.10.** Rangos de validez de la Ec.4.8 para mantos bicapa de escollera y cubos con  $m=1/50$ .

#### 4.4.1.4. Función de fallo para mantos monocapa de Cubípodos

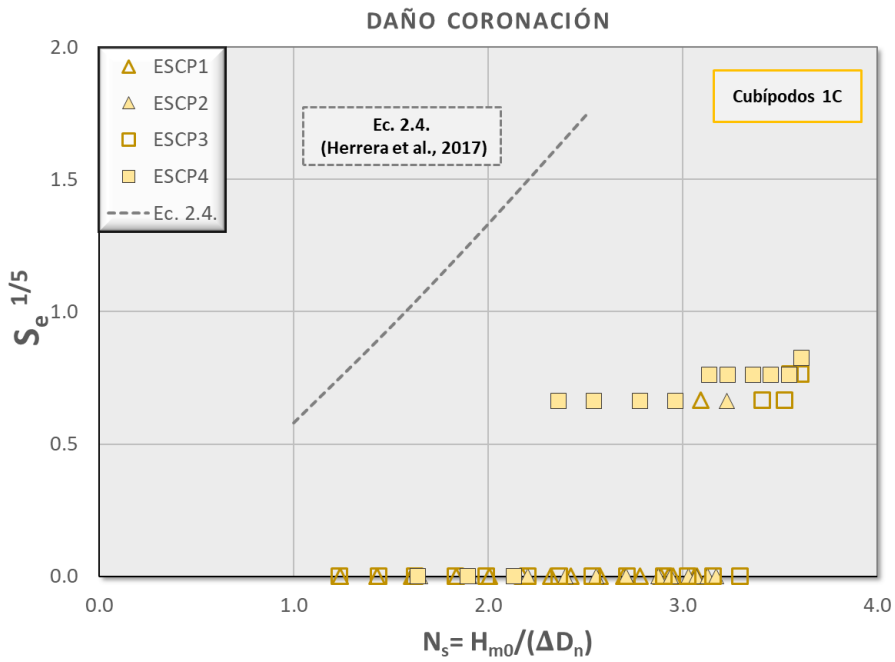
Las Figura 4.28, Figura 4.29 y Figura 4.30 muestran el daño adimensional equivalente linealizado frente al número de estabilidad de los ensayos con manto monocapa de Cubípodos realizados en cada una de las secciones en las que se divide el manto.

Como se observa, el daño adimensional en los ensayos con manto monocapa de Cubípodos es muy reducido en todos los sectores, y en ningún caso se ha alcanzado el IA. A diferencia de los resultados con mantos bicapa del apartado anterior, en el

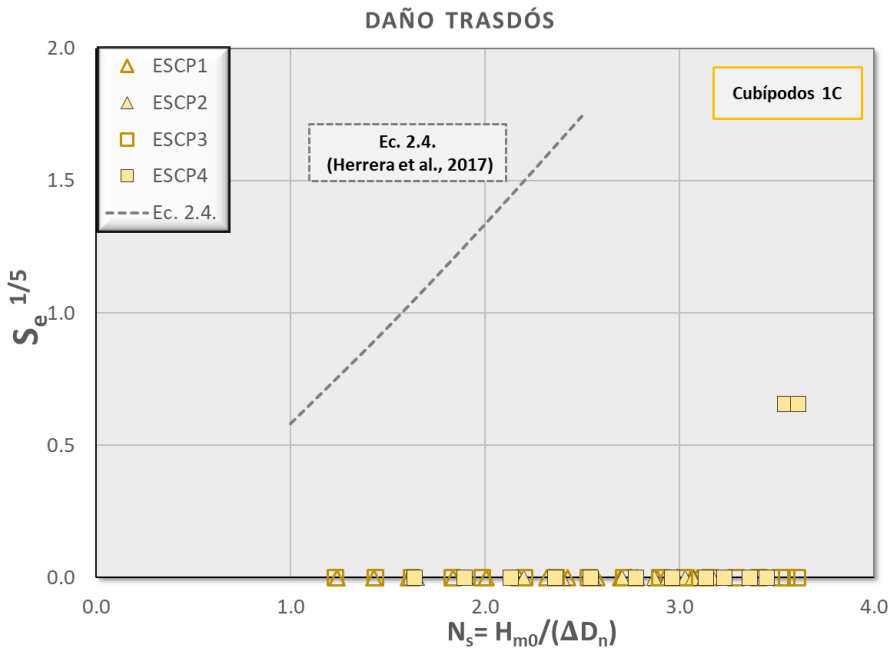
caso de mantos monocapa no se supera en ninguna de las series ensayadas el nivel  $S_e > 0.25$  de manera relevante, por lo que no se ha obtenido función de fallo.



**Figura 4.28.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal del manto monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$ .



**Figura 4.29.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación del manto monocapa de Cubipodos con  $m=1/50$



**Figura 4.30.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós del manto monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$ .

#### 4.4.2. Avería del manto principal con pendiente de fondo $m=1/25$

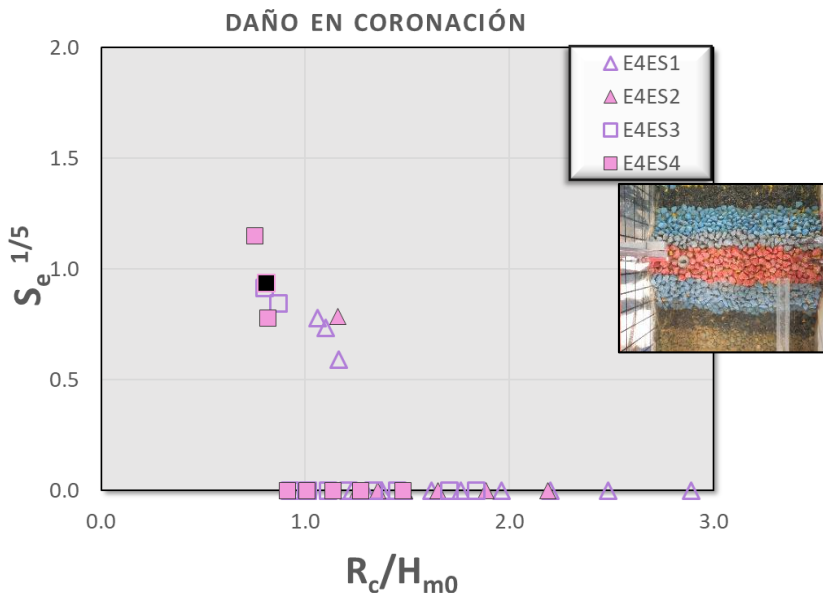
Del mismo modo que en el apartado 4.4.1, en este apartado se analizan los resultados de estabilidad obtenidos en los ensayos realizados con pendiente de fondo  $m=1/25$  para las tres tipologías de manto: escollera bicapa, cubos bicapa y Cubípodos monocapa.

##### 4.4.2.1. Análisis cuantitativo y cualitativo del daño en el manto principal

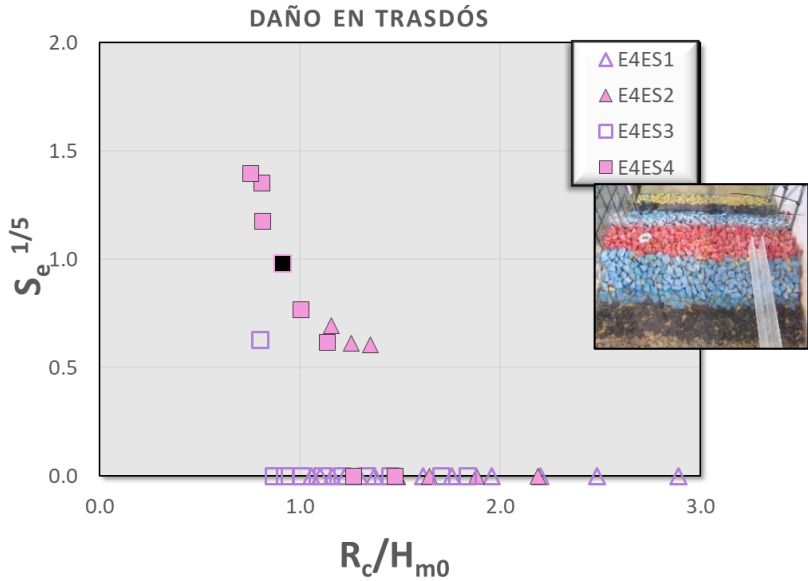
Al igual que en el apartado 4.4.1.2, se ha analizado la avería del manto principal, cuantitativa y cualitativamente mediante la toma de fotografías perpendiculares a cada sector en el que se divide el manto principal en los ensayos realizados con pendiente fuerte  $m=1/25$ .

Las Figura 4.31 a Figura 4.34 muestran los resultados de daño adimensional linealizado,  $S_e^{1/5}$ , frente el francobordo adimensional,  $R_c/H_{m0}$ , para los sectores de coronación y trasdós de mantos bicapa de escollera y cubos. Del mismo modo, las

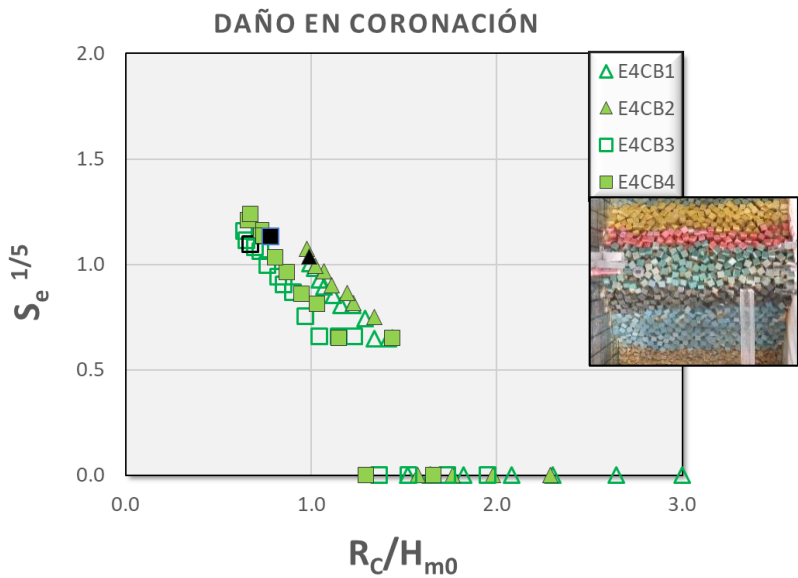
Figura 4.35 y Figura 4.36, muestran los resultados obtenidos para el caso de los ensayos con mantos monocapa de Cubípodos. Se han utilizado los colores rosa, verde y naranja para diferenciar los ensayos con piezas de escollera, cubos y Cubípodos respectivamente. En todas las series ensayadas en las que se ha alcanzado el IA en talud frontal, coronación o trasdós se representa el ensayo correspondiente mediante marcadores de color negro.



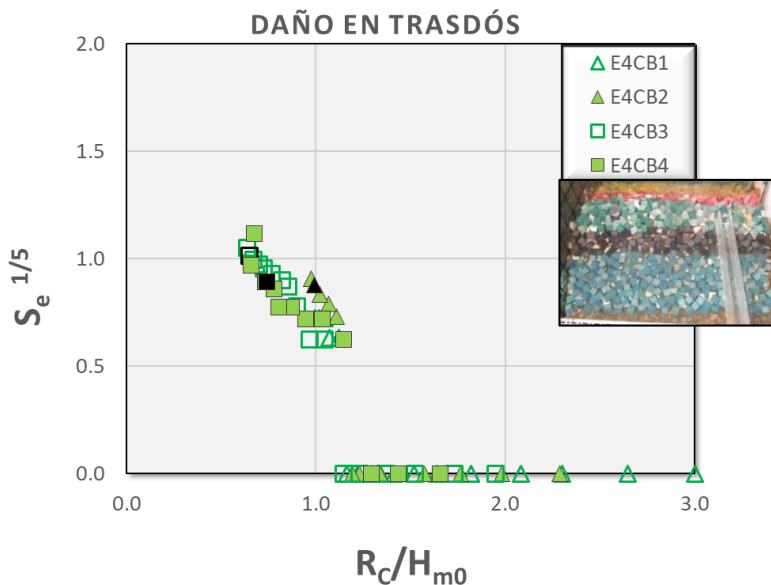
**Figura 4.31.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera y  $m=1/25$ .



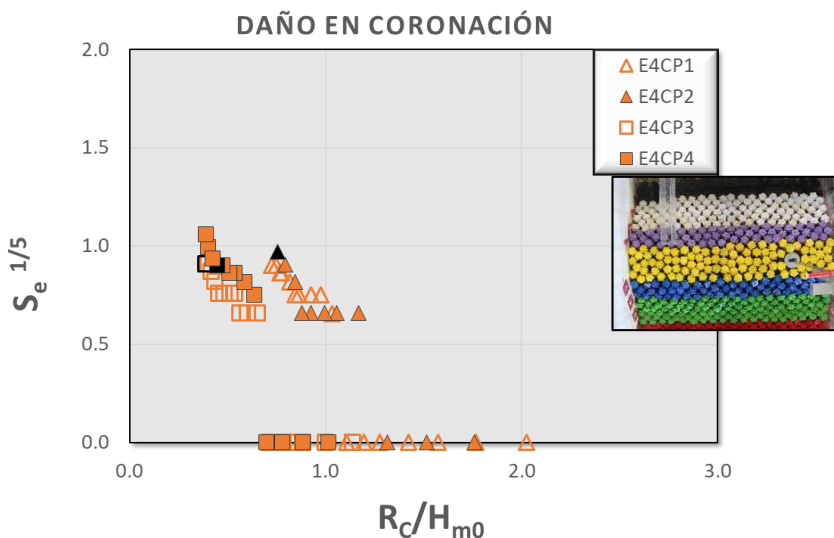
**Figura 4.32.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de escollera y  $m=1/25$ .



**Figura 4.33.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y  $m=1/25$ .

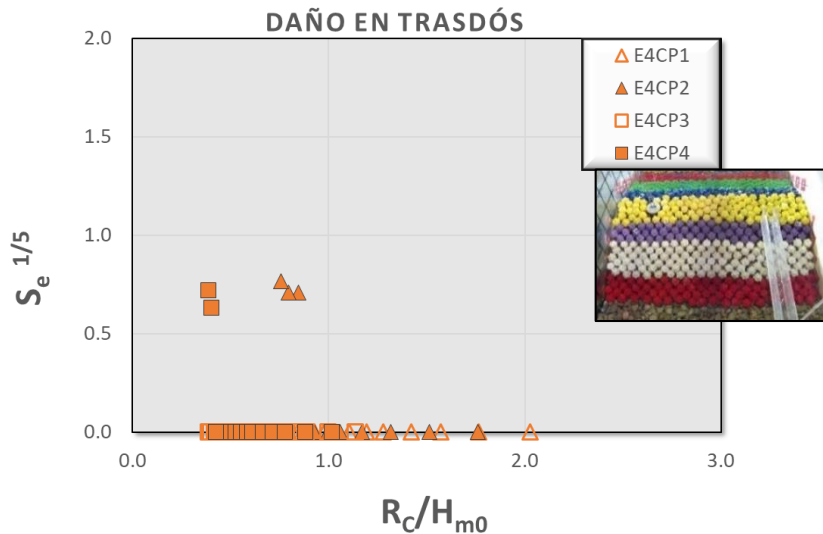


**Figura 4.34.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto de cubos y  $m=1/25$ .



**Figura 4.35.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en coronación en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto monocapa de Cubípodos y  $m=1/25$ .





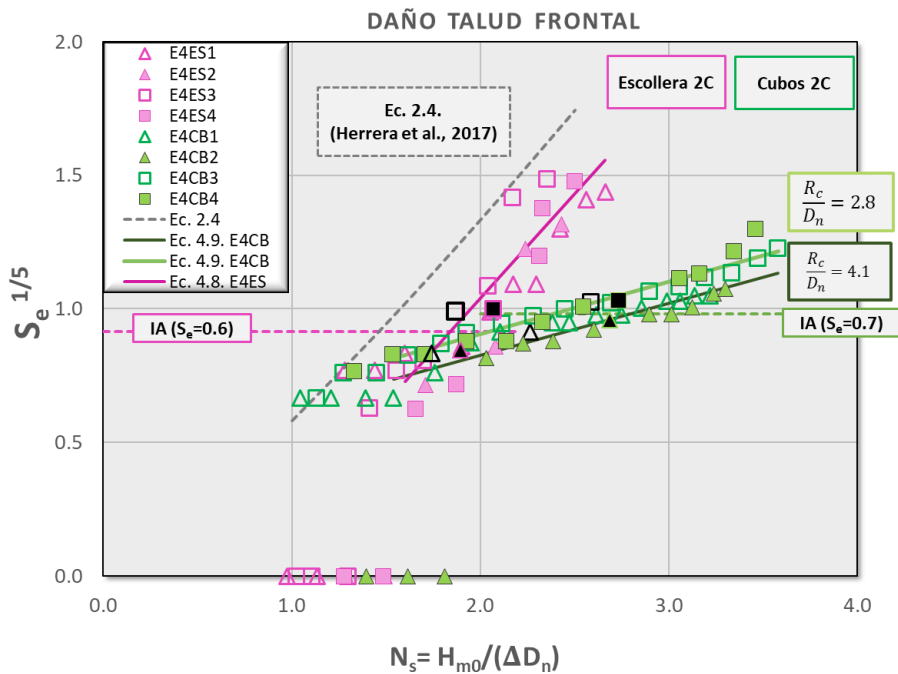
**Figura 4.36.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en trasdós en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) en los ensayos con manto monocapa de Cubípodos y  $m=1/25$ .

Del mismo modo que los resultados obtenidos con la pendiente  $m=1/50$ , el daño adimensional observado es creciente con la disminución de francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ , en la coronación y el trasdós de todas las tipologías de manto dentro del rango estudiado. En todos los casos, para francobordos adimensionales elevados,  $R_c/H_{m0} > 1.5$ , no se observan daños ni en coronación ni trasdós. Cuando el francobordo adimensional se reduce dentro del rango  $1 < R_c/H_{m0} < 1.5$ , los mantos bicapa de escollera y cubos empiezan a mostrar daños relevantes en coronación y trasdós sin alcanzar el IA, mientras que el manto monocapa de Cubípodos no presenta daños importantes en ninguno de los dos sectores dentro del rango ensayado. No obstante, para rangos de francobordo adimensional  $R_c/H_{m0} < 1$ , se alcanza el IA en coronación y trasdós de mantos bicapa de escollera y cubos y únicamente el IA en coronación en el caso de mantos monocapa de Cubípodos.

#### 4.4.2.2. Función de fallo para manto bicapa de escollera y cubos

Tal como se realizó en el apartado 4.4.1.3, se ha estudiado la estabilidad hidráulica de las piezas para mantos bicapa, escollera y cubos, con pendiente de fondo  $m=1/25$ . Las Figura 4.37, Figura 4.38 y Figura 4.39 presentan el daño adimensional linealizado de la escollera (en color rosa) y de los cubos (en color verde) para el talud frontal,

coronación y trasdós, respectivamente, frente al número de estabilidad,  $N_s$ . Los ensayos donde se ha determinado cualitativamente que ha sido alcanzado el nivel de Inicio de Avería (IA) se muestran en color negro, mientras que las líneas discontinuas rosa y verde representan el valor promedio del daño adimensional observado para el IA de escolleras y cubos. La estimación de daño de la Ec.2.4. se muestra en línea discontinua de color gris como referencia de estimación del daño adimensional equivalente,  $S_e$ , del talud frontal de un manto bicapa de escollera en condiciones de rotura por fondo.



**Figura 4.37.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/25$ .

Al igual que sucedía con la pendiente suave  $m=1/50$ , los resultados obtenidos en mantos bicapa con pendiente  $m=1/25$  muestran una mayor estabilidad del cubo frente a la escollera tanto en el talud frontal como en coronación y trasdós.

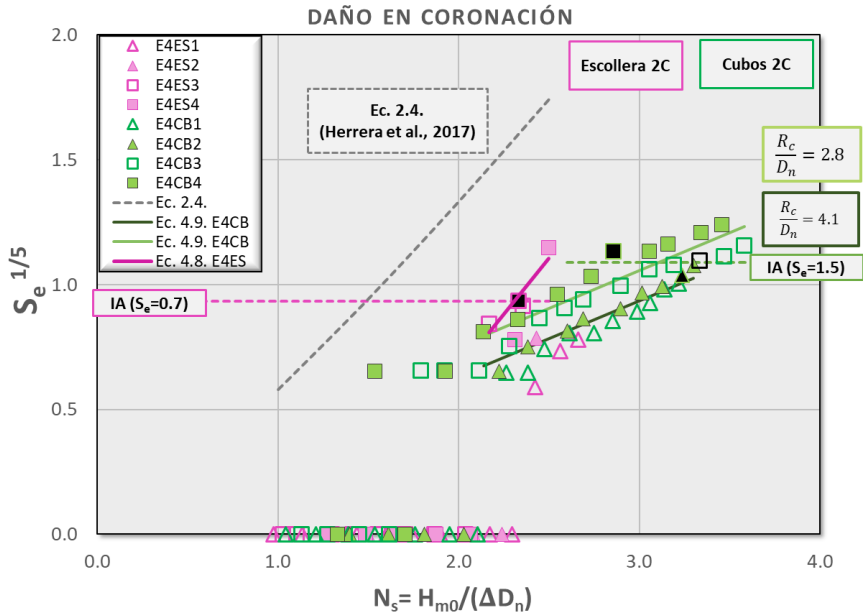


Figura 4.38. Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en la coronación de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/25$ .

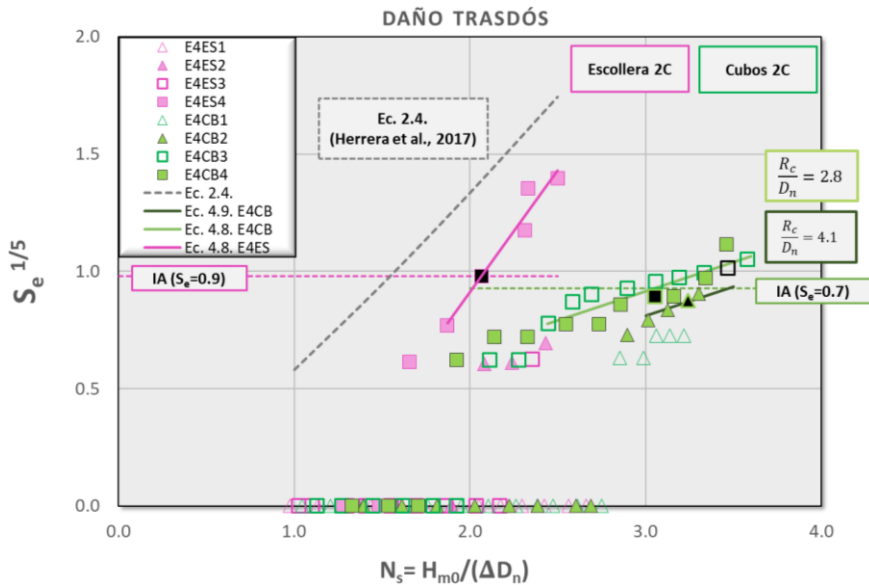


Figura 4.39. Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/25$ .

Como se observa en las gráficas, se han ajustado los parámetros  $k_1$  y  $k_2$  de la ecuación lineal Ec.4.8, para los tres sectores del manto bicapa de escollera, a partir de los ensayos con daño relevante,  $S_e > 0.3$ , para las series donde se alcanza al menos el IA. La Tabla 4.11 muestra los coeficientes resultantes de la Ec.4.8 y los valores de rMSE y r para cada caso, mientras que la Tabla 4.12 muestra su rango de aplicación.

Manto Principal	Sector	$k_1$ [Ec.4.4]	$k_2$ [Ec.4.4]	rMSE	r
Escollera 2C	Talud frontal	0.78	-0.52	0.226	0.883
Escollera 2C	Coronación	0.91	-1.16	0.102	0.930
Escollera 2C	Trasdós	1.04	-1.16	0.04	0.973

**Tabla 4.11.** Coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  con los valores de rMSE y r de ajuste de la Ec.4.8 para mantos bicapa de escollera con pendiente  $m=1/25$ .

Manto Principal	Sector	$S_{op}$	$N_s$	$R_c/H_{m0}$	$R_c/D_n$
Escollera 2C	Talud frontal	0.018–0.049	1.6-2.7	0.8-1.8	3.2-4.7
Escollera 2C	Coronación	0.018–0.049	2.2-2.5	0.8-0.9	3.2
Escollera 2C	Trasdós	0.049	1.9-2.5	0.8-1.0	3.2

**Tabla 4.12.** Rangos de validez de la Ec.4.8 para los ensayos de manto bicapa de escollera y  $m=1/25$ .

Por otro lado, en las Figura 4.37, Figura 4.38 y Figura 4.39 el manto bicapa de cubos muestra la influencia del francobordo ensayado sobre los resultados de daño adimensional linealizado. Por este motivo, la función de fallo para mantos bicapa de cubos se ha realizado añadiendo un nuevo parámetro adimensional,  $R_c/D_{n50}$ , tal como indica la Ec.4.9:

$$S_e^{1/5} = k_1 N_s + k_2 + k_3 \frac{R_c}{D_{n50}} \quad [\text{Ec.4.9}]$$

siendo  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  los coeficientes de ajuste de la ecuación.

A partir de los ensayos con daño relevante,  $S_e > 0.3$ , y tomando las series ensayadas en las que se alcanza el IA del manto, se ha ajustado la Ec.4.9 para el talud frontal, coronación y trasdós del manto bicapa de cubos obteniéndose los resultados mostrados en la Tabla 4.13.

Manto Principal	Sector	$k_1$ [Ec.4.9]	$k_2$ [Ec.4.9]	$k_3$ [Ec.4.9]	rMSE	r
Cubos 2C	Talud frontal	0.20	0.69	-0.06	0.056	0.971
Cubos 2C	Coronación	0.30	0.42	-0.10	0.132	0.929
Cubos 2C	Trasdós	0.25	0.40	-0.08	0.174	0.904

**Tabla 4.13.** Coeficientes  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  con los valores de rMSE y r de ajuste de la Ec.4.9 para mantos bicapa de cubos con pendiente  $m=1/25$ .

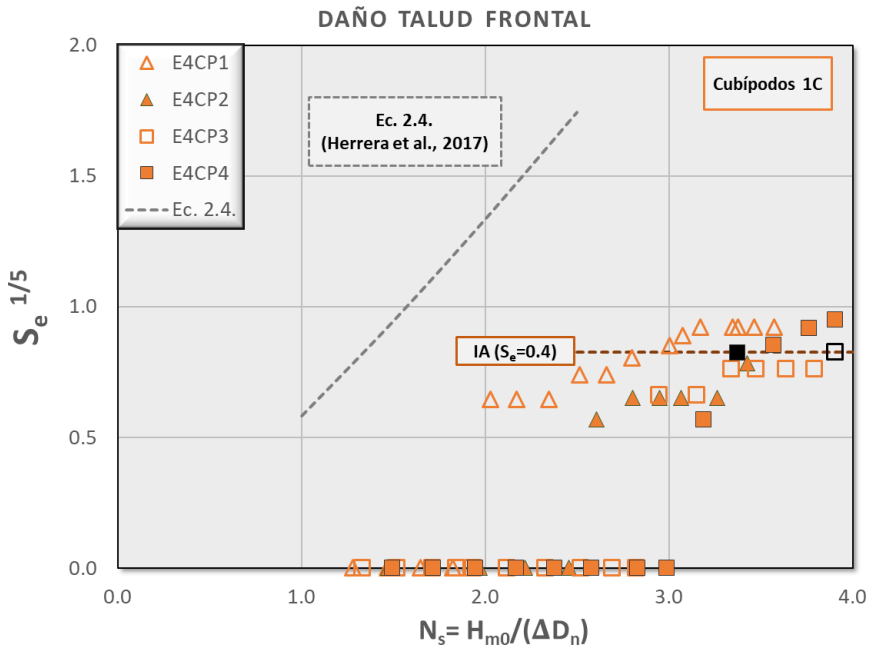
La Tabla 4.14 presenta el rango de calibración de las principales variables de la Ec.4.9 para mantos bicapa de cubos.

Manto Principal	Sector	$s_{op}$	$N_s$	$R_c/H_{m0}$	$R_c/D_{n50}$
Cubos 2C	Talud frontal	0.018–0.049	1.5-3.6	0.6-1.6	2.8-4.1
Cubos 2C	Coronación	0.018–0.049	2.1-3.6	0.6-1.2	2.8-4.1
Cubos 2C	Trasdós	0.018–0.049	2.4-3.6	0.6-1.1	2.8-4.1

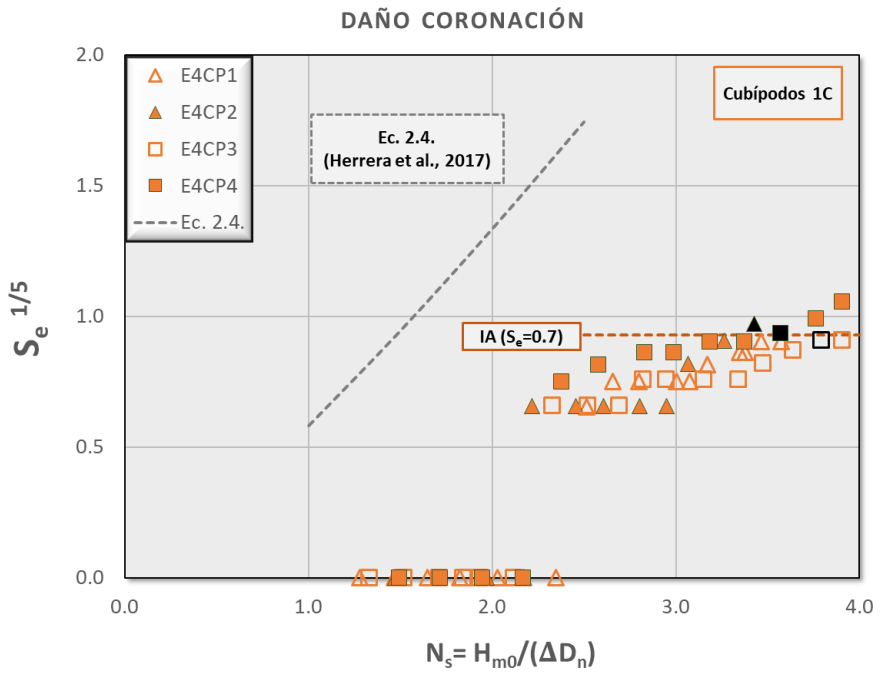
**Tabla 4.14.** Rangos de validez de la Ec.4.9 para los ensayos de manto bicapa de cubos y  $m=1/25$ .

#### 4.4.2.3. Función de fallo para mantos monocapa de Cubípodos

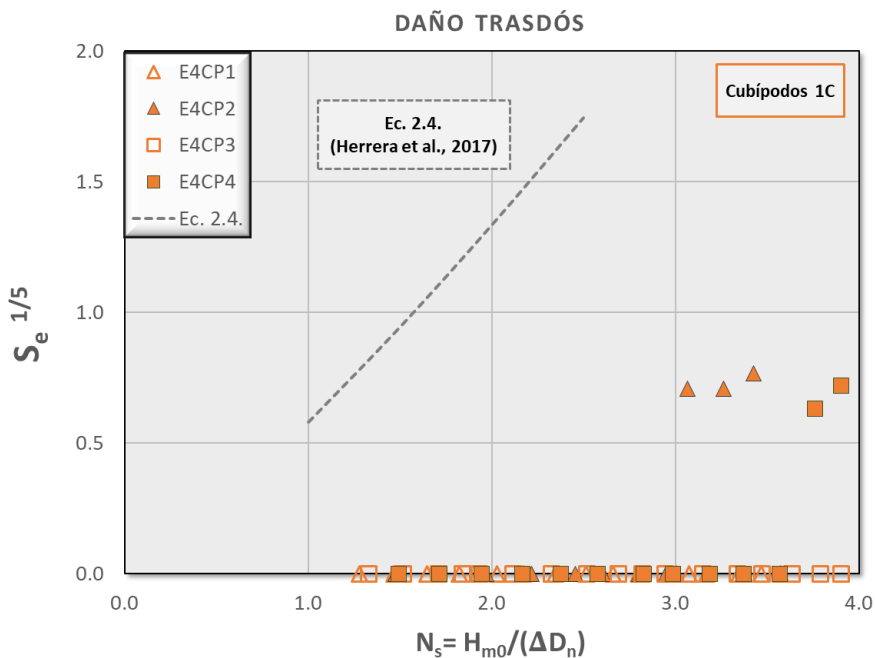
Los resultados de estabilidad para los ensayos de manto monocapa de Cubípodos con pendiente de fondo fuerte  $m=1/25$  se muestran en las Figura 4.40, Figura 4.41 y Figura 4.42.



**Figura 4.40.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal con manto monocapa de Cubipodos y  $m=1/25$ .



**Figura 4.41.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación con manto monocapa de Cubipodos y  $m=1/25$ .



**Figura 4.42.** Daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós con manto monocapa de Cubípodos y  $m=1/25$ .

Al igual que sucedía con los ensayos con manto monocapa de Cubípodos y pendiente suave, los resultados de los ensayos con pendiente fuerte muestran daños en talud frontal, coronación y trasdós muy inferiores a los observados en mantos bicapa de escollera y cubos. Es decir, el manto monocapa de Cubípodos presenta una estabilidad hidráulica superior a los mantos bicapas de escollera y cubos en las condiciones ensayadas. Sin embargo, en la Figura 4.40 y Figura 4.41 se observa que con la pendiente fuerte ensayada  $m=1/25$  si se alcanza el IA en algunas de las series ensayadas, tanto en el talud frontal como en coronación.

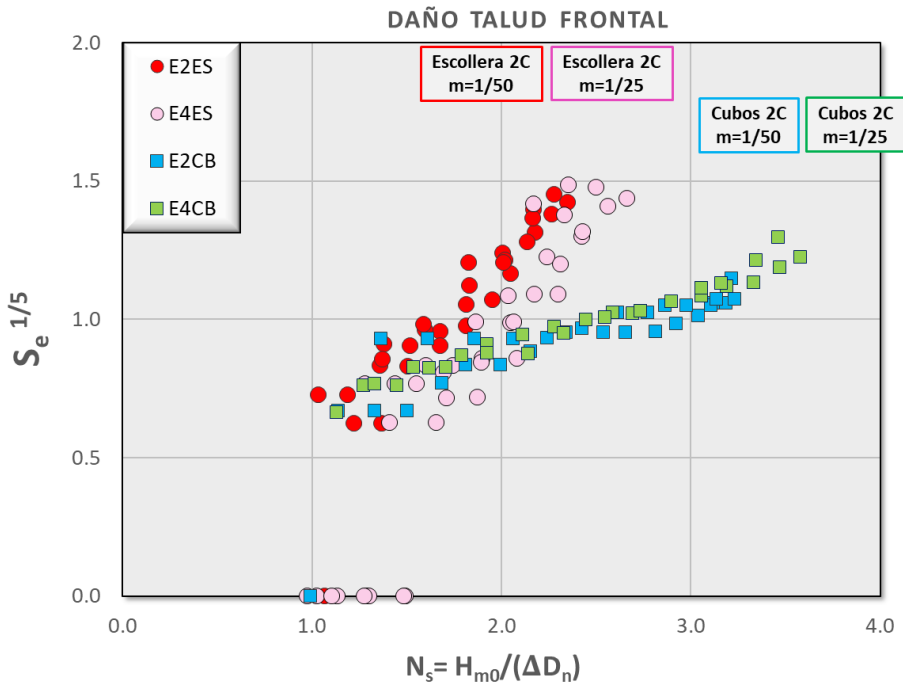
#### 4.4.3. Influencia de la pendiente de fondo sobre la estabilidad del manto principal

Una vez analizados los resultados de estabilidad obtenidos para cada una de las pendientes de fondo ensayadas, en este apartado se comparan los resultados entre los ensayos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .



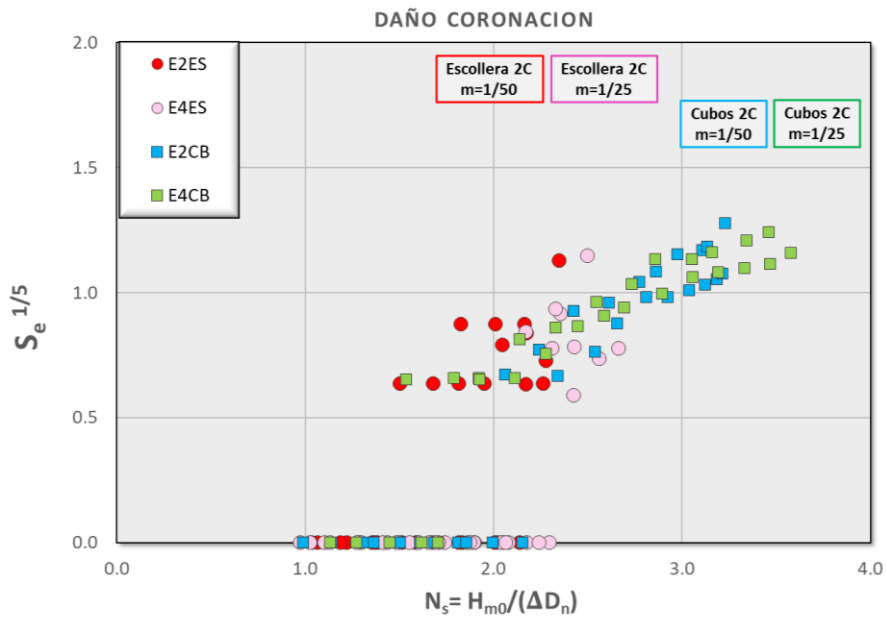
#### 4.4.3.1. Análisis cuantitativo

Con el objetivo de comparar la estabilidad en el talud frontal de mantos bicapa de escollera y cubos con ambas pendientes ensayadas, en la Figura 4.43 se representan el daño adimensional linealizado,  $S_e^{1/5}$ , medido en talud frontal frente al  $N_s$  de todos los ensayos realizados con pendiente de fondo  $m=1/50$  y  $m=1/25$ . En el caso de los ensayos con cubos, únicamente se presentan las series de ensayos E2CB3, E4CB3, E2CB4 y E4CB4 por contar con el mismo francobordo ensayado con ambas pendientes de fondo.

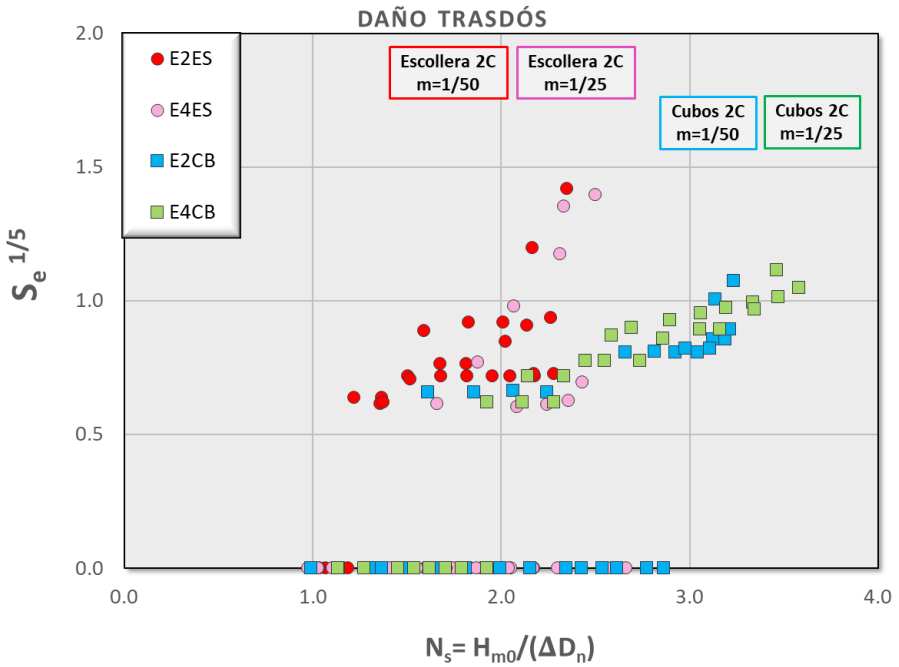


**Figura 4.43.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .

Del mismo modo, las Figura 4.44 y Figura 4.45 muestran los resultados de daño adimensional medido en los ensayos de mantos bicapa en coronación y trasdós con ambas pendientes de fondo ensayadas.



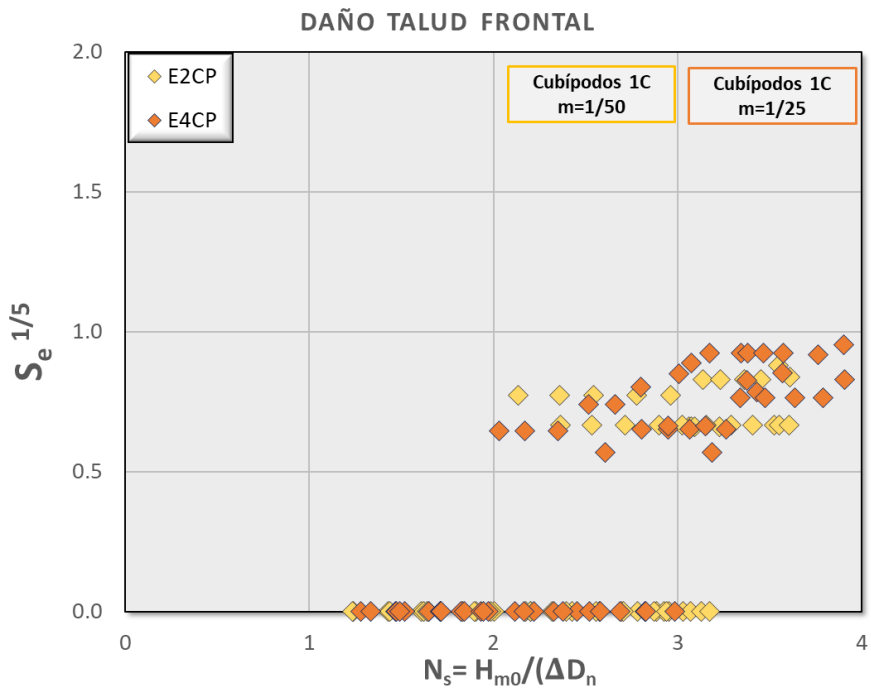
**Figura 4.44.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .



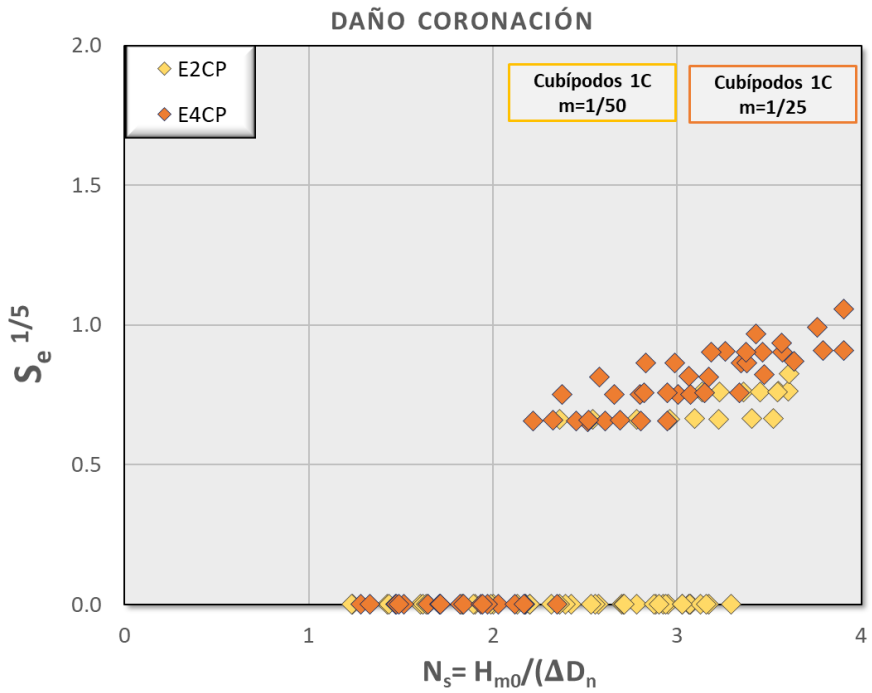
**Figura 4.45.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos de escollera y cubos bicapa con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .

Como se observa, los resultados no muestran una influencia notoria entre la pendiente de fondo ensayada y el nivel de daño medido en el manto del talud frontal, coronación o trasdós en el caso de mantos bicapa de escollera y cubos. En todos los casos, el daño adimensional linealizado es creciente con el aumento del número de estabilidad,  $N_s$ , siguiendo una tendencia lineal de igual magnitud tanto en los ensayos realizados con la pendiente suave  $m=1/50$  como con la pendiente fuerte  $m=1/25$ .

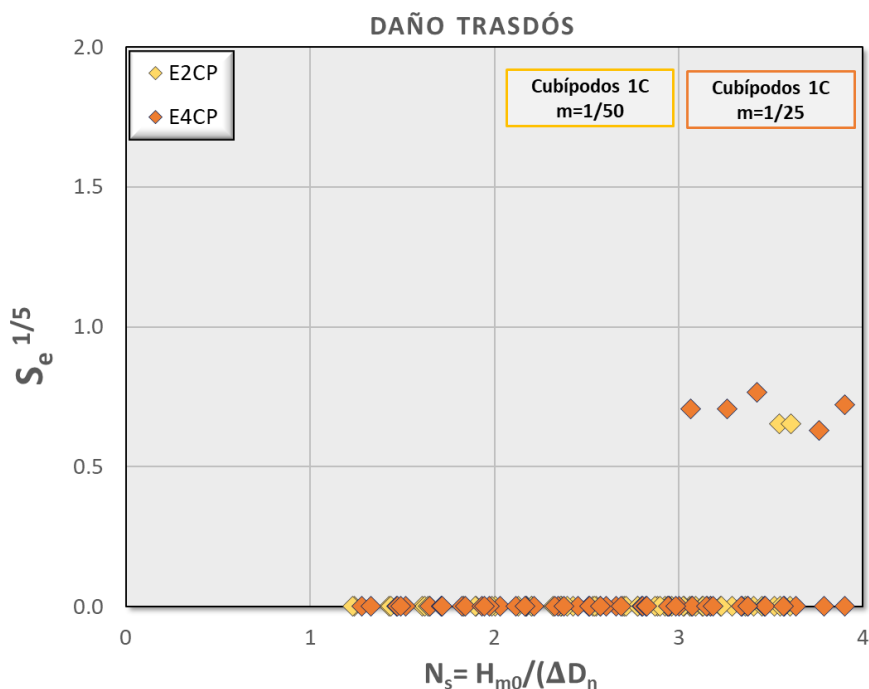
Las Figura 4.46, Figura 4.47 y Figura 4.48 muestran la comparación entre el daño adimensional medido en el manto monocapa de Cubípodos con pendiente de fondo  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .



**Figura 4.46.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el talud frontal de mantos monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .



**Figura 4.47.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en coronación de mantos monocapa de Cubípodos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .



**Figura 4.48.** Comparación entre el daño adimensional equivalente linealizado ( $S_e^{1/5}$ ) en función del número de estabilidad observado ( $N_s$ ) en el trasdós de mantos monocapa de Cubipodos con  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .

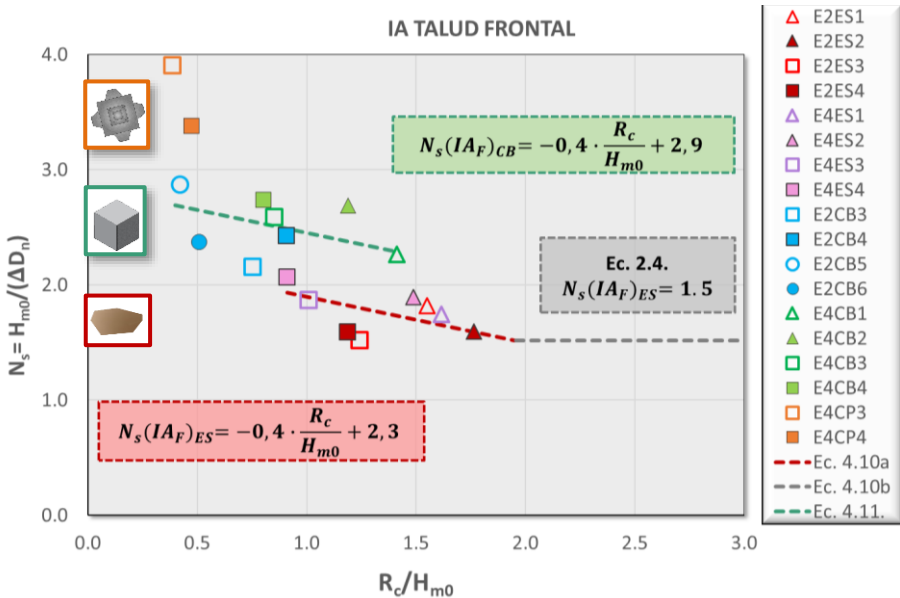
Como se ha visto en los apartados 4.4.1.4 y 4.4.2.3, en el caso de mantos monocapa de Cubipodos el nivel de daño medido es muy reducido sin alcanzar niveles cuantitativos de avería relevantes. A diferencia de los mantos bicapa, en los mantos monocapa de Cubipodos si se ha observado un comportamiento diferente entre los ensayos realizados con pendiente suave y pendiente fuerte. Los gráficos anteriores muestran un ligero incremento del daño adimensional medido en los ensayos realizados con pendiente  $m=1/25$  respecto a la pendiente  $m=1/50$ . Cuantitativamente no se observa una influencia relevante de la pendiente de fondo sobre el daño adimensional medido, sin embargo, cualitativamente el comportamiento del manto principal se ve claramente influenciado por el aumento de la pendiente de fondo, alcanzando niveles de Inicio de Avería en talud frontal y coronación con  $m=1/25$ , mientras que con  $m=1/50$  no se alcanzó el IA en ninguno de los sectores del manto. Este comportamiento se analiza en detalle en el apartado 4.4.4.3.

**4.4.3.2. Análisis cualitativo**

Por otro lado, se ha realizado un análisis cualitativo identificando los ensayos donde se alcanza el nivel de daño Inicio de Avería (IA) definido en el apartado 2.3.4.1 tanto para mantos bicapa como para mantos monocapa.

La Figura 4.49, representa el número de estabilidad,  $N_s = H_{m0}/(\Delta D_{n50})$ , de los ensayos de cada una de las series en los que el Inicio de Avería (IA) ha sido alcanzado en el talud frontal frente al francobordo adimensional,  $R_c/H_{m0}$ . Tal como muestran los resultados de los apartados anteriores, se ha alcanzado el IA del talud frontal en series de los tres tipos de piezas ensayadas.

Como se define en el apartado 4.4.1.1, la Ec.2.4. proporciona una estimación del daño adimensional en el talud frontal bicapa de escollera con oleaje limitado por fondo cuando el francobordo adimensional es elevado,  $R_c/H_{m0} > 2.0$ . La Figura 4.49 muestra el número de estabilidad obtenido mediante la Ec.2.4,  $N_s(IA_F)_{ES} = 1.5$ , para el valor de daño adimensional equivalente correspondiente al IA del talud frontal con manto bicapa de escollera y pendiente de fondo  $m=1/50$ ,  $S_e=0.8$ .



**Figura 4.49.** Números de estabilidad ( $N_s$ ) de Inicio de Avería (IA) del talud frontal con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubipodos en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ).

Los resultados obtenidos en la Figura 4.49 muestran la influencia del francobordo adimensional,  $R_c/H_{m0}$ , sobre el número de estabilidad de Inicio de Avería en el talud frontal de mantos bicapa de escollera y cubos dentro del rango  $0.4 < R_c/H_{m0} < 2.0$ , correspondiente con diques en talud rebasables. Cuando el francobordo adimensional es lo suficientemente reducido como para que se produzcan eventos de rebase, el manto en coronación y trasdós colaboran en la disipación de la energía del oleaje, por lo que la estabilidad del manto en talud frontal es creciente con la disminución de  $R_c/H_{m0}$ .

Tal como muestra en el gráfico, se proponen dos ecuaciones para estimar el número de estabilidad de IA en el talud frontal en función del francobordo adimensional y el tipo de pieza escollera o cubo:

$$\begin{cases} N_s(IA_F)_{ES} = -0.4 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} + 2.3 & \text{si } 0.9 < R_c/H_{m0} \leq 2.0 & \text{[Ec.4.10a]} \\ N_s(IA_F)_{ES} = 1.5 & \text{si } R_c/H_{m0} \geq 2.0 & \text{[Ec.4.10b]} \end{cases}$$

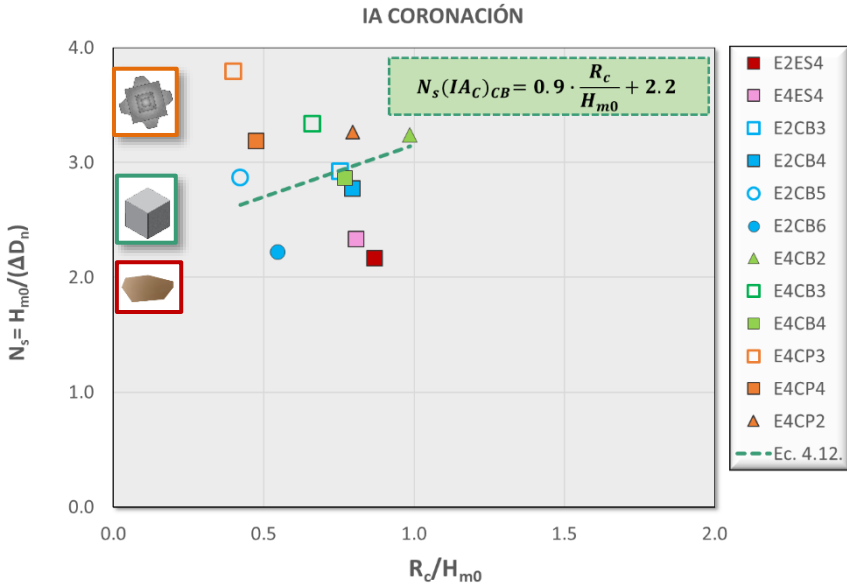
$$N_s(IA_F)_{CB} = -0.4 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} + 2.9 \quad \text{para } 0.4 < R_c/H_{m0} < 1.4 \quad \text{[Ec.4.11]}$$

En el caso del manto de escollera, en la Figura 4.49 se observa que cuando  $R_c/H_{m0} > 2.0$  y el dique en talud es no rebasable, no existe ninguna influencia de  $R_c/H_{m0}$  sobre el número de estabilidad de IA del talud frontal, siendo de aplicación la Ec.2.4. de estimación de daño en mantos bicapa de escollera. Los resultados muestran la continuidad entre el nuevo tramo de la Ec.4.10 obtenido a partir de los ensayos de esta tesis (para  $0.9 < R_c/H_{m0} < 2.0$ ) y la Ec.2.4 para el rango  $R_c/H_{m0} > 2.0$ .

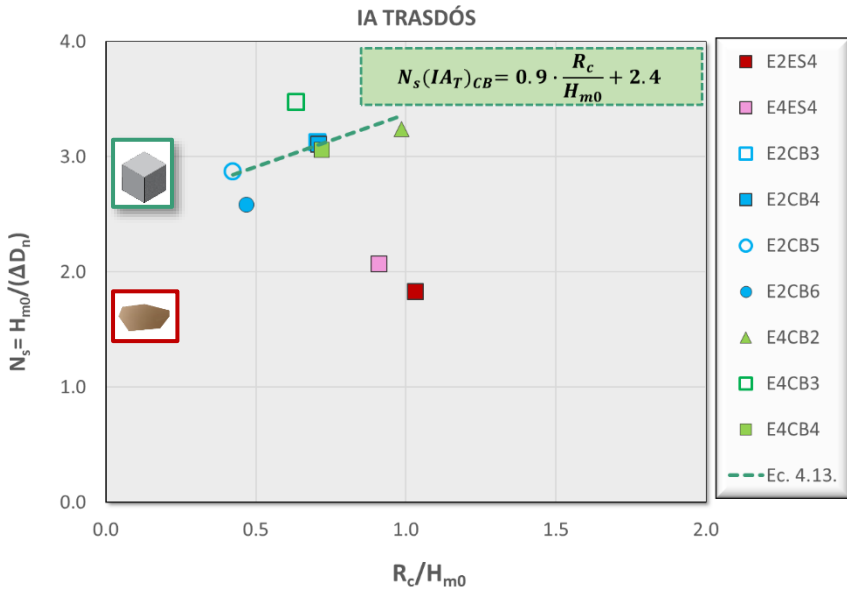
Para manto de Cubípodos únicamente se ha alcanzado el IA en series con mismo francobordo ensayado por lo que no es posible obtener un ajuste numérico de su estabilidad. No obstante, en la Figura 4.49 se observa la mayor estabilidad de esta pieza respecto a las piezas bicapa.

Del mismo modo, las Figura 4.50 y Figura 4.51 presentan el número de estabilidad frente al francobordo adimensional, obtenido en cada ensayo de la serie donde el IA ha sido alcanzado en coronación y trasdós respectivamente.





**Figura 4.50.** Números de estabilidad ( $N_s$ ) de Inicio de Avería (IA) de coronación con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ).



**Figura 4.51.** Números de estabilidad ( $N_s$ ) de Inicio de Avería (IA) de trasdós con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ).

En base a los resultados mostrados en las Figura 4.50 y Figura 4.51, se observa que en los ensayos con manto bicapa de cubos donde se ha alcanzado el IA en coronación y trasdós en diferentes series y por tanto para diferentes francobordos, existe una tendencia creciente del número de estabilidad con el aumento del francobordo adimensional. Esta influencia de la variable  $R_c/H_{m0}$  se expresa mediante las ecuaciones Ec.4.12 y Ec.4.13:

$$N_s(IA_C)_{CB} = 0.9 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} + 2.2 \quad \text{para } 0.4 < R_c/H_{m0} < 1.0 \quad [\text{Ec.4.12}]$$

$$N_s(IA_T)_{CB} = 0.9 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}} + 2.4 \quad \text{para } 0.4 < R_c/H_{m0} < 1.0 \quad [\text{Ec.4.13}]$$

Ambas ecuaciones para determinar la estabilidad hidráulica de IA en coronación y trasdós en mantos bicapa de cubos, Ec.4.12 y Ec.4.13, presentan una tendencia inversa a la tendencia de la Ec.4.11 correspondiente al talud frontal. Un aumento del francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$  está asociado a un descenso del caudal de rebase y, consecuentemente, un incremento de la estabilidad del manto en coronación y trasdós. En ausencia de rebases relevantes, el talud frontal disipa la mayor parte de la energía del oleaje y por tanto se produce un descenso de su estabilidad hidráulica.

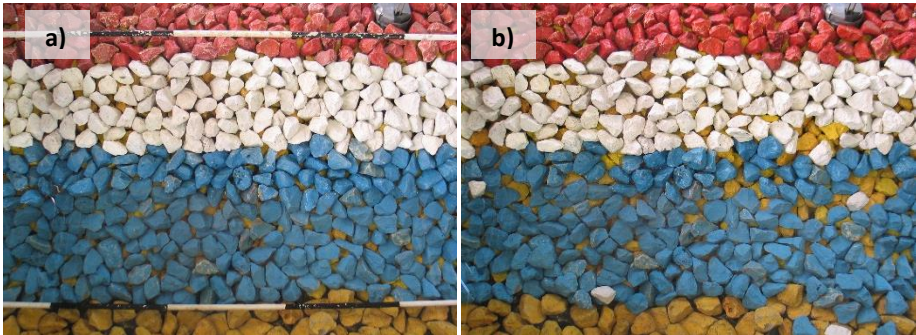
Esta afirmación se demuestra experimentalmente en base a los resultados obtenidos para mantos bicapa de cubos realizados en esta tesis. Sin embargo, en el caso de mantos bicapa de escollera y monocapa de Cubípodos no se ha alcanzado el IA en todas las series por lo que no se dispone de información suficiente para extraer numéricamente la tendencia de la estabilidad hidráulica de la pieza en función de  $R_c/H_{m0}$ . No obstante, en el caso de los Cubípodos si es posible observar la tendencia creciente de la estabilidad de la pieza con un incremento del francobordo adimensional.

Para cada tipo de pieza ensayada, en las Figura 4.49, Figura 4.50 y Figura 4.51 se representa el número de estabilidad en el que se ha alcanzado el IA en cada sector del manto, observándose que para el caso de mantos bicapa los cubos presentan una estabilidad hidráulica superior a la escollera tanto en el talud frontal como en coronación y trasdós. Dentro del rango de los ensayos, en todas las series se alcanza el IA del manto para un número de estabilidad inferior en el caso de las escolleras respecto al alcanzado en la serie equivalente con piezas de cubos.

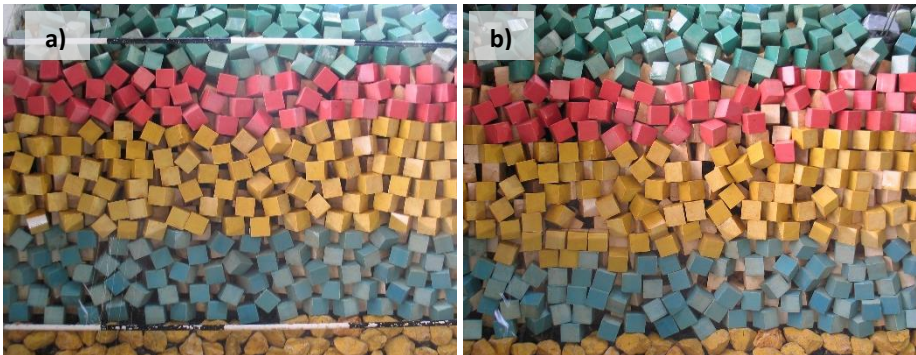
Así pues, la pieza que presenta la mayor estabilidad de las tres ensayadas es el Cubípedo. Dentro del mismo rango  $R_c/H_{m0}$  ensayado para mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos, estos últimos presentan un número de estabilidad muy superior tanto en talud frontal como en coronación a los puntos en

los que se ha alcanzado su Inicio de Avería, respecto a los alcanzados en las piezas bicapa.

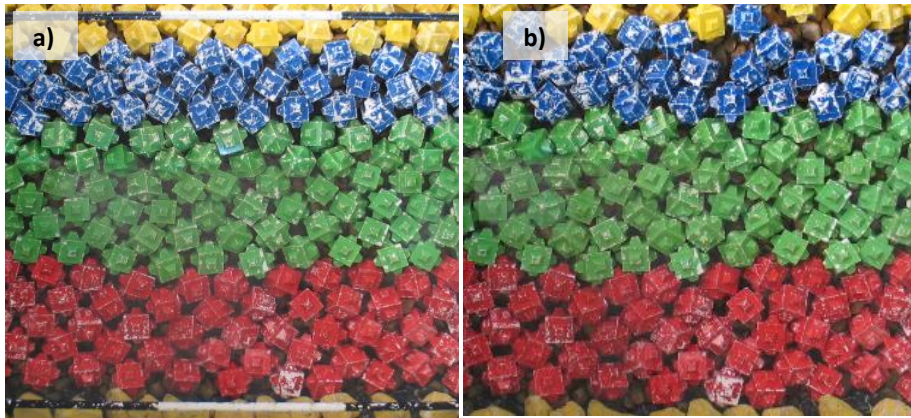
A continuación, se muestran imágenes de la evolución del daño en talud frontal, coronación y trasdós desde el inicio de tanda donde no existe daño hasta el IA en cada una de las tipologías de manto ensayadas.



**Figura 4.52.** Nivel de daño cualitativo en talud frontal y manto bicapa de escollera: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



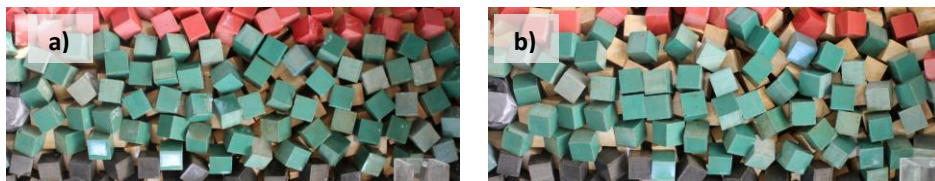
**Figura 4.53.** Nivel de daño cualitativo en talud frontal y manto bicapa de cubos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



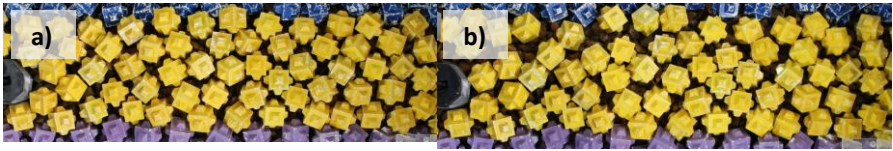
**Figura 4.54.** Nivel de daño cualitativo en talud frontal y manto monocapa de Cubipodos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



**Figura 4.55.** Nivel de daño cualitativo en coronación y manto bicapa de escollera: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



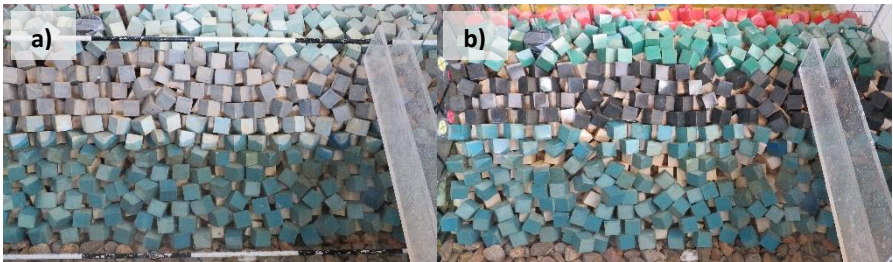
**Figura 4.56.** Nivel de daño cualitativo en coronación y manto bicapa de cubos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



**Figura 4.57.** Nivel de daño cualitativo en coronación y manto monocapa de Cubípodos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



**Figura 4.58.** Nivel de daño cualitativo en trasdós y manto de escollera: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).



**Figura 4.59.** Nivel de daño cualitativo en trasdós y manto de cubos: (a) Inicio de serie sin daños y (b) Inicio de avería (IA).

#### 4.4.4. Influencia del caudal de rebase sobre la estabilidad del manto principal

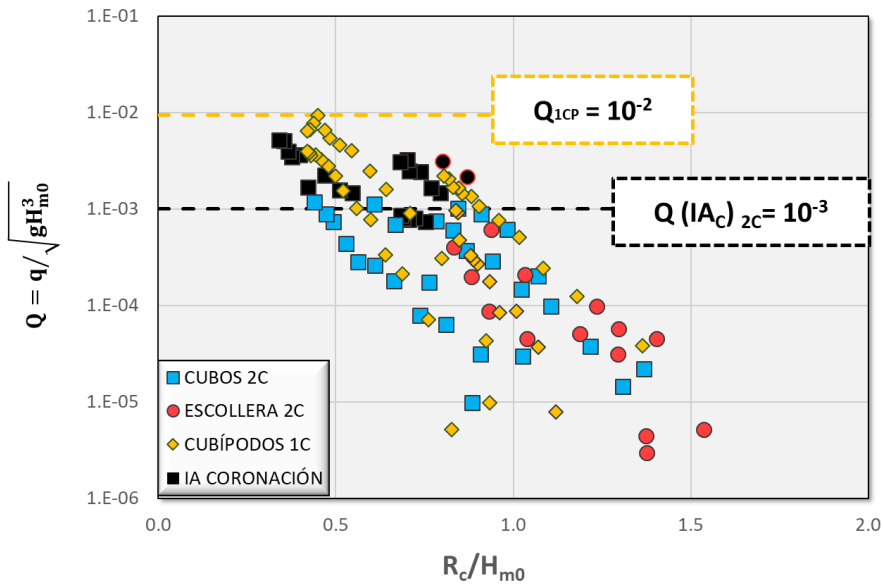
En este estudio se han realizado ensayos con pendiente  $0.02 \leq m \leq 0.04$  dentro de un rango de francobordos adimensionales  $0.4 \leq R_c/H_{m0} \leq 2.9$ . Como se ha observado en los resultados obtenidos en el apartado 4.4.3.2, esta variable tiene gran importancia en la determinación del Inicio de Avería de cada sector del manto, ya que es la

variable más relevante para establecer el caudal de rebase que sobrepasa la estructura.

Por este motivo, en este apartado se relacionan los caudales de rebase medidos experimentalmente en los ensayos realizados con el daño adimensional medido y el IA observado en la zona de coronación de la estructura.

**4.4.4.1. Influencia del caudal de rebase sobre la avería del manto principal con  $m=1/50$**

La Figura 4.60 representa, en escala logarítmica, el caudal de rebase adimensional,  $Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}}$ , a partir de los caudales medios medidos experimentalmente, en función del francobordo adimensional para cada una de las series ensayadas con  $m=1/50$ . Los ensayos en los que el nivel de daño en coronación es igual o superior al IA, se encuentran marcados en negro.

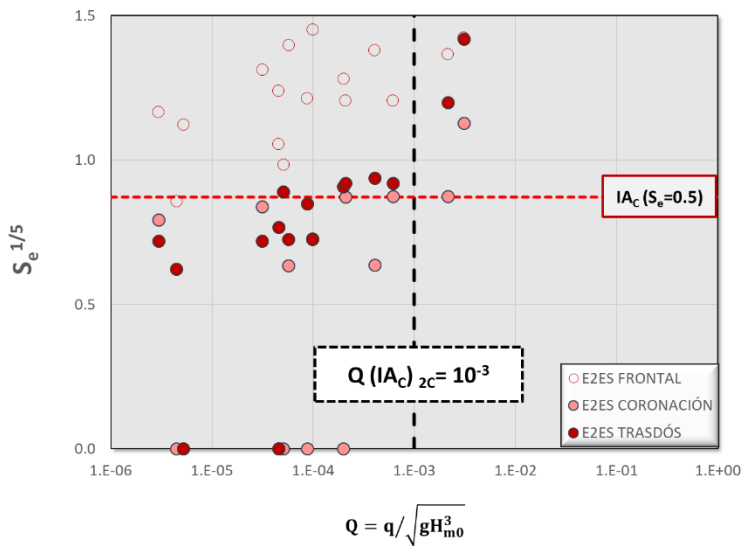


**Figura 4.60.** Caudal de rebase adimensional medido ( $Q$ ) en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) de los ensayos con  $m=1/50$ .

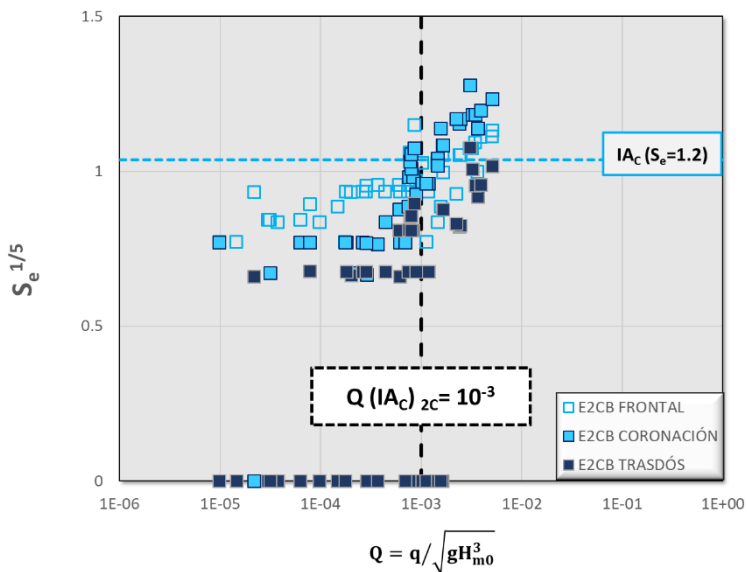
Se observa que para los ensayos realizados con mantos bicapa de escollera y cubos,  $Q (IA_c)_{2c}=10^{-3}$  es el caudal de rebase adimensional promedio de los registrados en los ensayos donde se alcanza el IA en coronación. En la Figura 4.60 se observa que

cuando  $Q > 10^{-3}$ , el nivel de daño en coronación en mantos bicapa de cubos y escollera supera el IA en todas las series ensayadas.  $Q (IA_c)_{2c} = 10^{-3}$  es, por tanto, el límite de rebase adimensional a partir del cual el nivel de daño alcanzado en coronación es igual o superior al IA en mantos bicapa de escollera y cubos. Sin embargo, en el caso de mantos monocapa de Cubípodos no se alcanza el IA en ninguno de los sectores del manto principal a pesar de sobrepasar el valor límite de rebase establecido para mantos bicapa,  $Q (IA_c)_{2c} = 10^{-3}$ , e incluso alcanzar valores de rebase adimensional hasta diez veces superiores,  $Q_{1cp} = 10^{-2}$ .

En la Figura 4.61 y Figura 4.62, se muestra la relación entre el daño adimensional equivalente linealizado y el caudal de rebase observado en las series ensayadas donde se alcanza el IA en coronación y trasdós, en mantos bicapa de escollera y cubos con  $m=1/50$ . Cuando el rebase es poco relevante,  $Q < 10^{-3}$ , el mayor daño del manto principal se observa en el talud frontal, ya que es esta parte de la estructura la encargada de disipar gran parte de la energía del oleaje. Cuando el caudal de rebase medido aumenta y sobrepasa el límite establecido  $Q (IA_c)_{2c} = 10^{-3}$ , se observan daños relevantes en coronación y trasdós de la estructura ya que actúan conjuntamente las tres partes del manto para disipar parte de la energía del oleaje.



**Figura 4.61.** Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de escollera y  $m=1/50$ , en función del caudal de rebase adimensional medido ( $Q$ ).

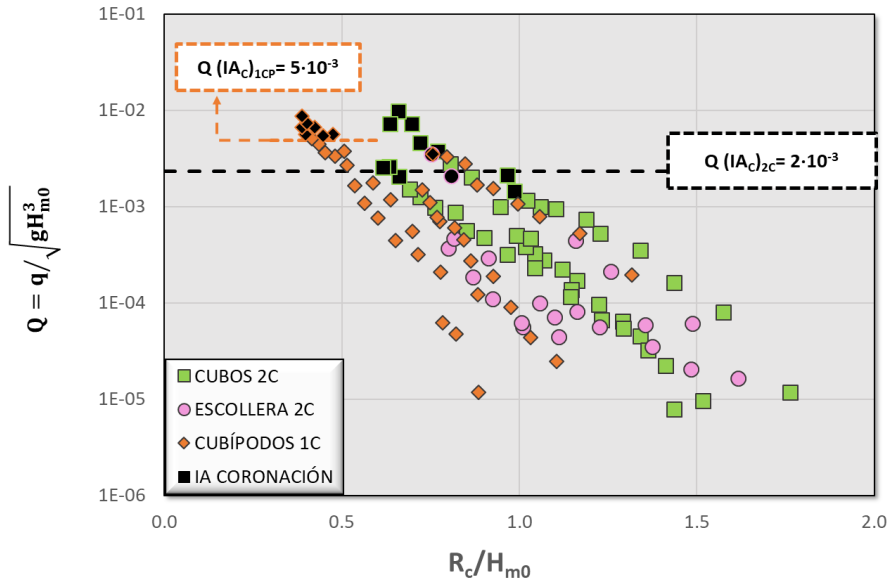


**Figura 4.62.** Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de cubos, en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ).

**4.4.4.2. Influencia del caudal de rebase sobre la avería del manto principal con  $m=1/25$**

Del mismo modo, la Figura 4.63, muestra en escala logarítmica el caudal de rebase adimensional,  $Q$ , frente al francobordo adimensional,  $R_c/H_{m0}$ , para cada una de las piezas ensayadas con  $m=1/25$ . Los ensayos en los que el IA ha sido alcanzado o superado en coronación se encuentran marcados con color negro.

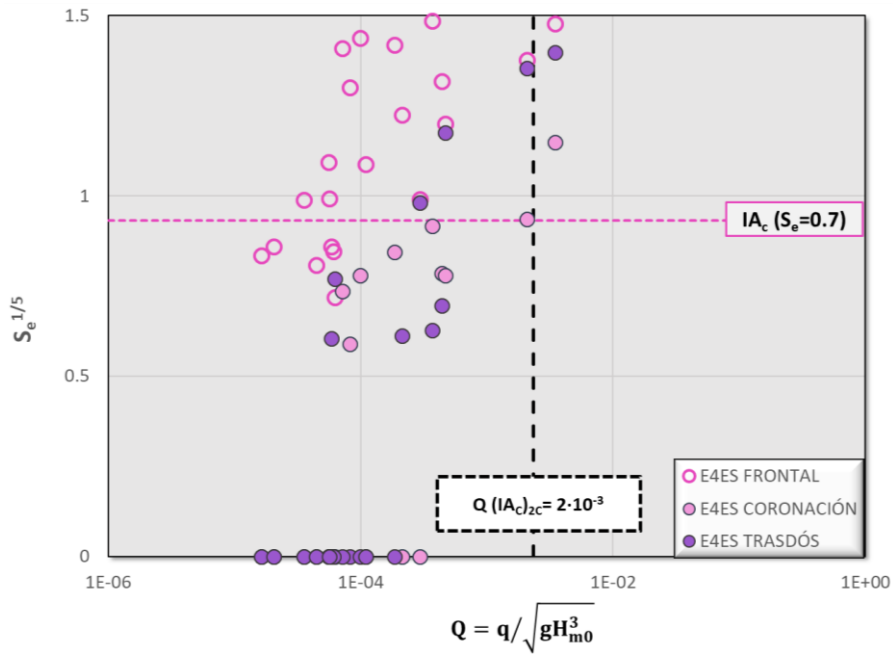




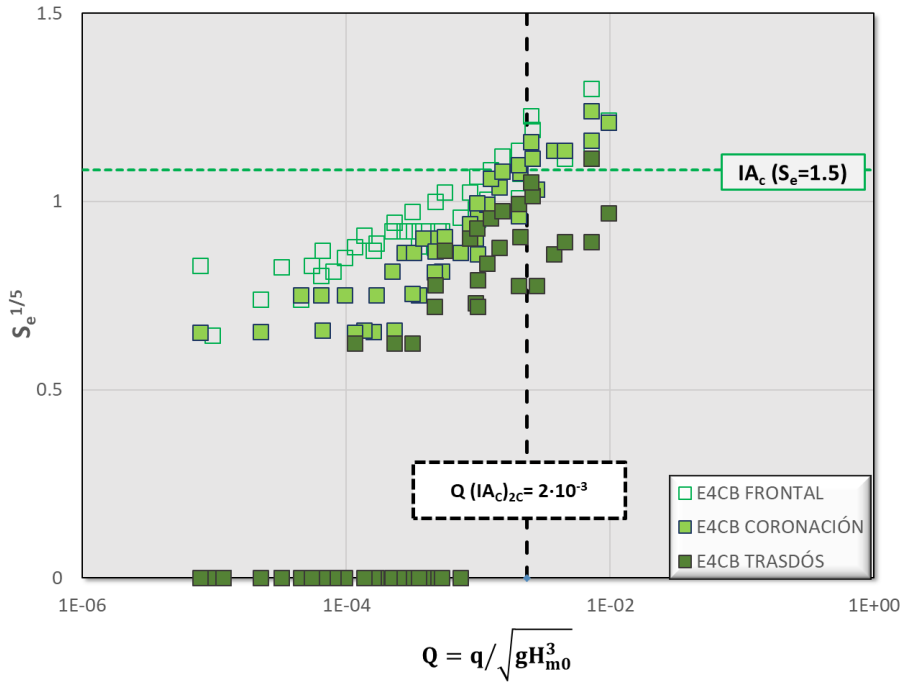
**Figura 4.63.** Caudal de rebase adimensional medido ( $S_e^{1/5}$ ) en función del francobordo adimensional ( $R_c/H_{m0}$ ) de los ensayos con  $m=1/25$ .

Analizando el conjunto de ensayos bicapa de escollera y cubos, se determina que el caudal promedio para el cual se alcanza el IA en coronación en mantos bicapa es  $Q(IA_c)_{2C}=2 \cdot 10^{-3}$ . Superado este límite de rebase, el nivel de daño en coronación en mantos bicapa se encuentra próximo o superior al IA dentro del rango ensayado. Como se observa en la Figura 4.63, en los ensayos con mantos monocapa de Cubípodos a pesar de superarse el valor de rebase medido  $Q > 2 \cdot 10^{-3}$  el manto no muestran daño relevante en coronación hasta alcanzar caudales de rebase superiores, alcanzando el IA en coronación con un valor promedio de rebase adimensional  $Q(IA_c)_{1CP} = 5 \cdot 10^{-3}$ .

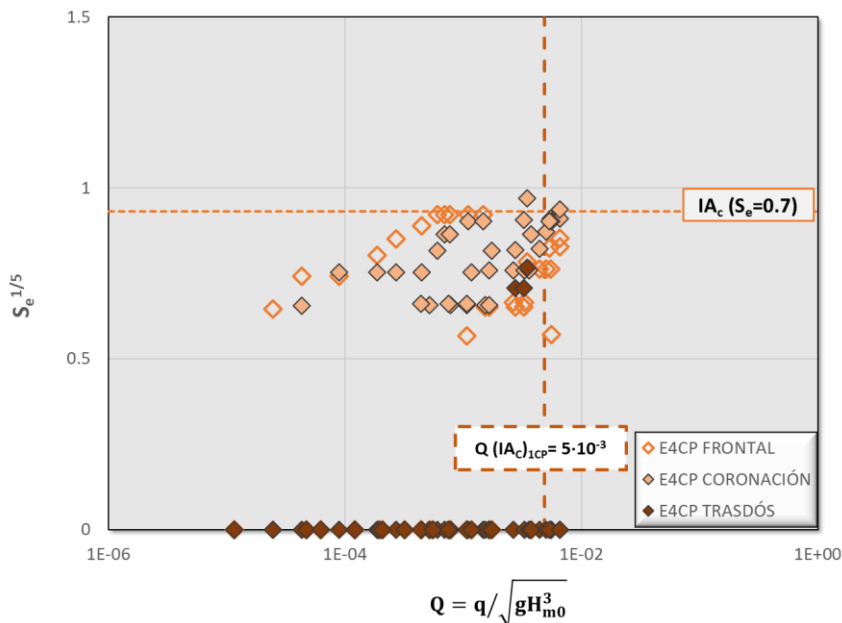
Las Figura 4.64, Figura 4.65 y Figura 4.66, representan la distribución del daño adimensional del manto principal en el talud frontal, coronación y trasdós en función del caudal de rebase adimensional observado en el ensayo para cada tipo de pieza.



**Figura 4.64.** Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de escollera con  $m=1/25$ , en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ).



**Figura 4.65.** Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos bicapa de cubos con  $m=1/25$ , en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ).



**Figura 4.66.** Daño adimensional linealizado medido ( $S_e^{1/5}$ ) en el talud frontal, coronación y trasdós en los ensayos con mantos monocapa de Cubípodos con  $m=1/25$ , en función del caudal de rebase adimensional ( $Q$ ).

Los resultados muestran el incremento del daño en coronación y trasdós en el caso de mantos bicapa de escollera y cubos con el aumento del caudal de rebase. Cuando el caudal de rebase adimensional supera el límite establecido,  $Q (IA_c)_{2C} = 2 \cdot 10^{-3}$ , los daños en coronación alcanzan el IA y, por tanto, se debe tener en cuenta en el diseño del manto principal.

Por el contrario, los mantos monocapa de Cubípodos muestran una mayor estabilidad frente a los mantos bicapa de escollera y cubos. Los daños observados son menores tanto en el talud frontal como en coronación y trasdós de la estructura, respecto a los niveles de daño medido con mantos bicapa. En este caso, el límite de rebase a partir del cual se considera alcanzado el IA en coronación es de  $Q(IA_c)_{1CP} = 5 \cdot 10^{-3}$ , superior al límite establecido para mantos bicapa,  $Q(IA_c)_{2C} = 2 \cdot 10^{-3}$ .

#### 4.4.4.3. Influencia de la pendiente de fondo y el caudal de rebase sobre la estabilidad hidráulica del manto monocapa de Cubípodos

Analizando todos los resultados obtenidos, se observa que en el caso de los mantos bicapa de escollera y cubos no existen diferencias significativas entre la estabilidad

resultante con pendiente suave y fuerte, siendo ligeramente superior el caudal de rebase límite para los ensayos con pendiente  $m=1/25$ .

En el caso de mantos monocapa de Cubípodos los resultados experimentales obtenidos muestran una menor estabilidad de la estructura cuando la pendiente de fondo es fuerte, donde se alcanza el IA en coronación y talud frontal, no ocurriendo lo mismo con la pendiente suave ensayada. Cuando  $m=1/50$ , se alcanzan rebases  $Q(IA_c)_{2c}=10^{-3}$  sin detectar Inicio de Avería en el manto principal, sin embargo, con  $m=1/25$ , el Inicio de Avería en coronación se alcanza cuando el nivel de rebase es inferior,  $Q(IA_c)_{2c}=5 \cdot 10^{-3}$ .

En base a los resultados obtenidos con el nuevo modelo predictivo de rebase presentado (ver Figura 4.16), cuando el francobordo adimensional para un manto de Cubípodos ( $Y_f=0.48$ ) es  $R_c/H_{m0}=0.48$ , el caudal de rebase es mayor para pendientes  $m=1/50$ , respecto a una pendiente más fuerte de  $m=1/25$ , del mismo modo que los resultados experimentales obtenidos.

Mediante las observaciones visuales realizadas durante el periodo experimental, se observó una diferencia muy significativa entre la forma de rebase de la ola cuando el francobordo adimensional es muy reducido para ambas pendientes ensayadas. Las olas más grandes que alcanzaron la estructura con pendiente suave sobrepasan coronación sin producir daños en el manto monocapa de Cubípodos generando grandes caudales de rebase. Este comportamiento puede observarse en las imágenes de la Figura 4.67.



**Figura 4.67.** Rebase de una ola con modelo de Cubípodos monocapa y pendiente suave  $m=1/50$ .

Por el contrario, con la pendiente de fondo ensayada  $m=1/25$ , las olas más grandes que alcanzaron la estructura rompen sobre la coronación del modelo, disminuyendo

el caudal de rebase y aumentando la avería del manto principal en coronación y la parte superior del talud frontal. La Figura 4.68 muestra la rotura de la ola sobre la coronación del modelo, siendo por tanto este sector del manto el que debe disipar parte de la energía generada en la rotura.



**Figura 4.68.** Rebase de una ola con modelo de manto Cubipodos monocapa y pendiente fuerte  $m=1/25$ .

La Figura 4.69 muestra el nivel de avería alcanzado en el talud frontal y coronación del manto monocapa de Cubipodos en la serie E4CP4, con pendiente  $m=1/25$ , donde se puede observar la zona de coronación y talud frontal afectada debido al impacto de la ola rebasable.



**Figura 4.69.** Avería del manto principal de Cubipodos monocapa en talud frontal y coronación tras un ensayo con pendiente  $m=1/25$ .

#### **4.4.5. Inicio de Avería en coronación en manto monocapa de Cubípodos**

En el apartado 2.3.4, se define el IA para mantos monocapa considerando el manto únicamente como el talud frontal de la estructura. Sin embargo, en base a las observaciones experimentales, se ha detectado que el comportamiento de las piezas colocadas horizontalmente en coronación es distinto a las mismas piezas colocadas en un talud inclinado.

La avería del manto monocapa de Cubípodos en coronación no se produce únicamente por la pérdida de piezas, sino que se produce un aumento de la porosidad del manto en coronación disminuyendo la porosidad en la parte superior del manto del talud frontal y trasdós.

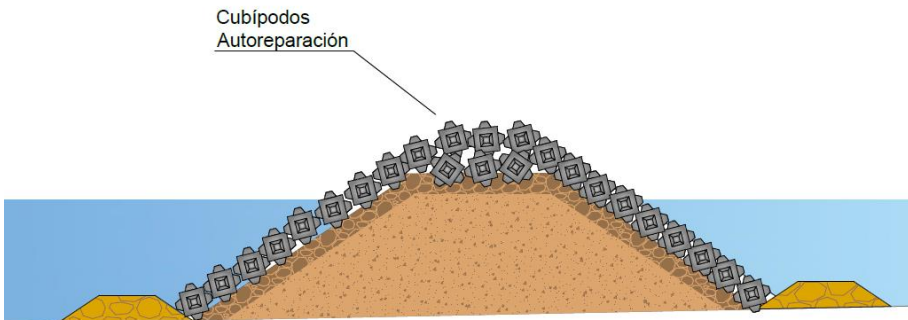
Por tanto, tras los ensayos realizados en esta tesis, se ha determinado que el Inicio de Avería (IA) en la coronación del manto monocapa de Cubípodos se alcanza cuando se pierden una o algunas unidades aisladas dejando huecos del tamaño de la pieza o cuando se genera una grieta continua a lo largo de la coronación del tamaño de al menos 3 piezas.

La Figura 4.70 muestra un ejemplo de IA en coronación con manto de Cubípodos en el que se aprecia la existencia de una grieta entre las piezas de Cubípodos que forman el manto de coronación. La longitud de la grieta es lo suficientemente amplia como para considerar que existe un inicio de daño en este sector del manto principal, sin extracción de piezas.



**Figura 4.70.** Ejemplo de Inicio de Avería (IA) en la coronación de un manto monocapa de Cubípodos.

En base a este comportamiento de los Cubípodos en coronación, se propone la colocación de una segunda capa de Cubípodos en la coronación como elementos de autoreparación. De este modo, cuando se produce el IA en coronación por el esponjamiento de los Cubípodos, las piezas de autoreparación ocuparán los posibles huecos existentes, aumentando la estabilidad y la resistencia al fallo del manto.



**Figura 4.71.** Sección óptima para un manto monocapa de Cubípodos con piezas de autoreparación.



A partir de los resultados obtenidos experimentalmente en esta tesis, la Figura 4.71 presenta la sección óptima de diseño de un dique en talud rebasable con cotas de coronación reducida y oleaje limitado por fondo. Esta sección está formada por un manto monocapa de Cubípodos y un conjunto de piezas de autoreparación colocadas sobre el manto en coronación para evitar el IA en este sector del manto.



# CAPÍTULO 5

## Conclusiones



Santa Cruz de la Palma (Isla de La palma, Santa Cruz de Tenerife). Abril, 2018



## 5.1. Resumen y conclusiones

### 5.1.1. Resumen de la investigación

Los diques con cota de coronación reducida y rebase relevante no se encuentran bien estudiados en la literatura científica ya que se trata de una zona de diseño intermedia entre las estructuras no rebasables y los diques de baja cota de coronación. Cuando un dique en talud se encuentra sometido a frecuentes eventos de rebase, la disipación de la energía del oleaje no solo es función del talud frontal del manto principal, sino que interviene el manto de coronación y trasdós de la estructura en mayor o menor medida en función del francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ .

La mayoría de estudios experimentales existentes para la tipología de diques en talud se han realizado con pendientes de fondo muy suaves y oleaje sin rotura por fondo, alejándose de la realidad donde estas protecciones costeras suelen encontrarse muy influenciadas por la pendiente de fondo sobre la que se ubican, siendo frecuentes las pendientes fuertes que provocan la rotura del oleaje por limitación del fondo.

Por este motivo, en esta tesis se han realizado ensayos 2D sobre modelos físicos de diques en talud rebasables protegidos con mantos bicapa de escollera y cubos y mantos monocapa de Cubípodos, ubicados sobre una pendiente suave  $m=1/50$  y una pendiente más fuerte  $m=1/25$  donde existe limitación del oleaje por fondo.

### 5.1.2. Influencia de la pendiente de fondo sobre el caudal de rebase en diques en talud: Nuevo modelo predictivo

De entre los principales modelos estimadores de rebase existentes destaca el del Proyecto Europeo CLASH, ya que se basa en una completa base de datos de ensayos de rebase con una gran variedad de parámetros medidos experimentalmente. Con esta base se entrenó la Red Neuronal de CLASH (CLNN), una de las herramientas internacionales más extendidas para la estimación de la tasa media de rebase más utilizadas.

A partir de una selección de ensayos de diques en talud convencionales de la base de datos de CLASH, se ha desarrollado un nuevo modelo predictivo de rebase mediante redes neuronales basado en el funcionamiento de la CLNN, con nuevas

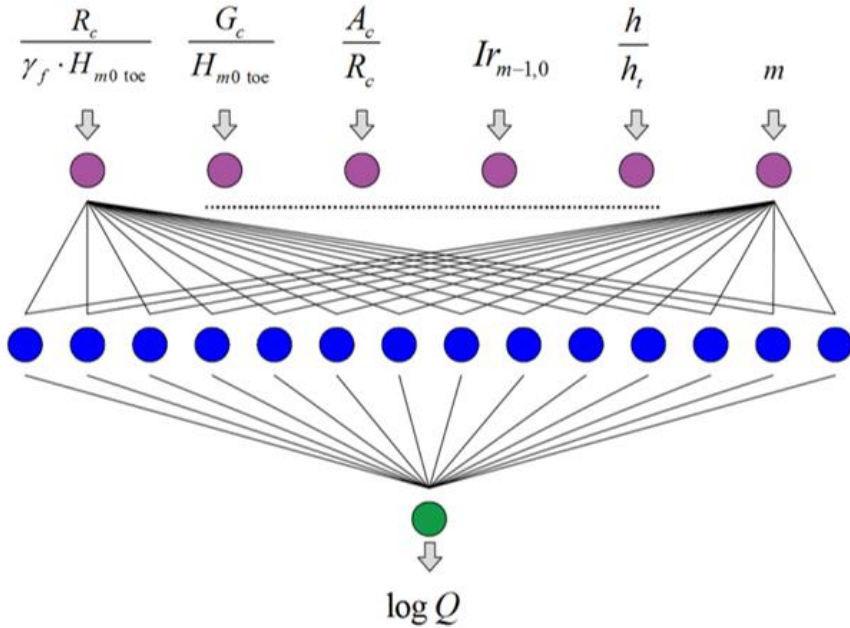
variables de entrada adimensionales entre las que se incluye como novedad principal la pendiente del fondo,  $m$ .

Estudiando la tipología de ensayos disponibles dentro de la base de datos de CLASH, se ha observado que no existe una distribución de ensayos equitativa para todo el rango de entrenamiento de la pendiente de fondo  $0.00 < m < 0.17$ . Además, para el caso de diques en talud con cotas de coronación reducida, CLNN se encuentra entrenada en un 75% con ensayos en los que no existe la rotura por el fondo del oleaje ( $H_{m0,toe} < 0.4h$ ).

Por este motivo, se han realizado nuevos ensayos de rebase en el canal de ensayos del LPC-UPV durante la realización de esta tesis utilizando dos pendientes de fondo para provocar la rotura por fondo del oleaje:  $m=1/50$  y  $m=1/25$ .

A los 228 nuevos ensayos de rebase realizados en el LPC-UPV, se le suman los 554 ensayos disponibles en la base de datos de CLASH con condiciones estructurales similares, contando con un total de 782 ensayos de rebase de dique en talud con cotas de coronación reducidas. El conjunto de ensayos de entrenamiento presentan los siguientes rangos:  $0.73 \leq \frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0\ toe}} \leq 4.07$ ,  $1.00 \leq \frac{G_c}{H_{m0\ toe}} \leq 4.07$ ,  $\frac{A_c}{R_c} = 1$ ,  $1.31 \leq I r_{m-1,0} \leq 4.95$ ,  $1.00 \leq \frac{h}{h_t} \leq 5.88$  y  $0.00 \leq m \leq 0.05$ .

En base a estos ensayos, se ha entrenado el nuevo modelo predictivo de rebase desarrollado en esta tesis con la siguiente configuración:



**Figura 5.1.** Configuración de la NN del nuevo modelo predictivo de rebase.

El nuevo modelo presenta un muy buen ajuste con un  $\text{rmSE}_w$  del 8.2%. Gracias a la inclusión de la variable  $m$  como input del modelo, una vez calibrado, es posible realizar simulaciones para estudiar la influencia de la pendiente de fondo sobre la variable de salida,  $\log Q$ , es decir, el caudal de rebase adimensional.

Los resultados obtenidos muestran una elevada dispersión de la estimación de rebase, siendo la tendencia media de las predicciones variable en función del francobordo adimensional,  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0 \text{ toe}}}$ . Cuando,  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0 \text{ toe}}} = 1$ , se observa que la tendencia de la predicción media es creciente hasta aproximadamente  $m=1/50$ , y decreciente a partir de ese punto. No obstante, en base a los resultados se puede concluir que la pendiente de fondo no afecta de manera relevante al caudal de rebase medio.

### 5.1.3. Validación de los principales estimadores de rebase para diques en talud con cotas de coronación reducidas y oleaje limitado por fondo

Tras analizar la literatura existente, se han seleccionado tres estimadores principales para analizar los resultados de los ensayos de rebase realizados en el LPC-UPV durante la realización de esta tesis:

- Red Neuronal de CLASH, CLNN
- Ec.2.18 (EurOtop, 2018)
- Ec.2.19 (Molines y Medina, 2016)

Los gráficos de comparación entre el caudal de rebase medido experimentalmente y las estimaciones proporcionadas por cada estimador, así como el coeficiente de ajuste rMSE, muestran que la CLNN (ver Van Gent et al., 2007) y la Ec.219 (ver Molines y Medina, 2016) presentan mucho mejores estimaciones respecto a la Ec.2.18.

La CLNN cuenta con un rMSE del 24.9% en el caso de los ensayos realizados con pendiente  $m=1/50$  y un 20.7% cuando la pendiente del fondo es  $m=1/25$ . Estos resultados demuestran el buen funcionamiento de la CLNN para todo tipo de estructuras, incluidas la tipología de dique en talud con cota de coronación reducida y rotura del oleaje por limitación de fondo estudiada en esta tesis, a pesar de no contar con excesivos datos de entrenamiento dentro de este rango.

Por otro lado, la Ec.2.19, presenta resultados muy similares o incluso mejores respecto a la CLNN, con un rMSE del 25.6% en el caso de la pendiente de fondo  $m=1/50$  y del 18.0% cuando se trata de pendiente fuerte  $m=1/25$ . A pesar de tratarse de una fórmula calibrada para diques en talud convencionales y oleaje sin limitación por fondo dentro del rango, esta fórmula proporciona resultados muy fiables cuando se trata de estructuras de cota de coronación reducida con oleaje limitado por el fondo. Cabe destacar que la Ec.2.19 presenta una ventaja considerable respecto a la CLNN, ya que se trata de una fórmula explícita donde es posible determinar la influencia de las diferentes variables sobre el caudal de rebase, a diferencia de los modelos neuronales donde la relación entre variables es considerada como una “caja negra” ya que no es posible conocer las relaciones complejas que se establecen entre las variables de entrada y las de salida.



#### 5.1.4. Estabilidad hidráulica del manto principal de diques en talud rebasables protegidos con escollera, cubos y Cubípodos

En esta tesis, se analiza el comportamiento del manto principal en los tres sectores en los que se divide (talud frontal, coronación y trasdós) de diques en talud con cotas de coronación reducida, y, por tanto, frecuentemente rebasables. En base a los resultados experimentales, cuando se trata de mantos bicapa de escollera y cubos, se ha observado una elevada relevancia del francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$  sobre la estabilidad hidráulica de este tipo de estructuras, comprobándose que la reducción del francobordo adimensional provoca un incremento del nivel de daño tanto en coronación como en trasdós de la estructura, independientemente de la pendiente del fondo ensayada. Por el contrario, el talud frontal en mantos bicapa de escollera y cubos aumenta su estabilidad con la disminución del francobordo adimensional  $R_c/H_{m0}$ .

A partir de estos resultados, en esta tesis se presenta la Ec.4.10 para estimar el número de estabilidad asociado al Inicio de Avería del talud frontal con manto bicapa de escollera,  $N_s(IA_F)_{ES}$ , en función del francobordo adimensional del dique en talud para  $R_c/H_{m0} \geq 0.9$ . En el caso de mantos bicapa de cubos, esta tesis propone las Ec.4.11, Ec.4.12 y Ec.4.13, para estimar el número de estabilidad de Inicio de Avería del manto en talud frontal, coronación y trasdós en función de  $R_c/H_{m0}$ , dentro del rango  $0.4 < R_c/H_{m0} < 1.4$  para el talud frontal y  $0.4 < R_c/H_{m0} < 1.0$  para coronación y trasdós. Además, se han calibrado los coeficientes de las Ec.4.8 y Ec.4.9 para obtener la función de fallo del manto en cada uno de los sectores en los que se divide para mantos bicapa de escollera y cubos.

Comparando los resultados obtenidos para las diferentes tipologías de manto ensayadas, se observa la mayor estabilidad del cubo frente a la escollera en mantos colocados en dos capas. No obstante, es el manto monocapa de Cubípodos el que presenta la mayor estabilidad hidráulica de las tres piezas, tanto para pendientes suaves  $m=1/50$ , como para pendientes fuertes  $m=1/25$ , soportando tasas de rebase muy superiores a las que producen el inicio de avería en coronación de mantos bicapas, sin alcanzar para el caso de Cubípodos monocapa niveles de daño relevantes.

## 5.2. Futuras líneas de investigación

En base a los resultados obtenidos en la presente tesis doctoral surgen futuras líneas de investigación, entre ellas destacan las siguientes:

- Obtención de las funciones de estabilidad para Inicio de avería del talud frontal, coronación y trasdós con manto monocapa de Cubípodos y cotas de coronación reducidas.
- Estudio de la estabilidad hidráulica de la sección tipo monocapa de Cubípodos con piezas de autoreparación en coronación.
- Obtención de resultados de estabilidad hidráulica y rebase para taludes diferentes al estudiado en esta tesis.
- Estudio de secciones alternativas capaces de reducir el caudal de rebase sin aumentar el francobordo de la estructura, como por ejemplo secciones con cuenco amortiguador.
- Estudio de la estabilidad hidráulica de diques en talud homogéneos con cotas de coronación reducida y oleaje limitado por fondo.

# Referencias

---



- 
- Ahrens, J.P. (1970) "The influence of breaker type on rip-rap stability", *Proc. of 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 1557-1566.
- Ahrens, J.P. y McCartney, B.L. (1975) "Wave period effect on the stability of rip-rap", *Proc. of 3<sup>rd</sup> Conf. on Civil Engineering in the Oceans*, pp. 1019-1034.
- Ahrens, J. (1977). *Prediction of irregular wave overtopping*. Technical report, U.S. Army, Corps of Engineers.
- Ahrens, J.P. (1987) "Characteristics of Reef Breakwaters", Technical Report CERC-87-17, Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers.
- Ahrens, J.P., and Heimbaugh, M.S., (1988) "Seawall Overtopping Model", *Proceedings of the 21st International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 795-806.
- Aminti, P., and Franco, L., (1988) "Wave overtopping on rubble mound breakwaters", *Proceedings 21st International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Vol. 1, pp. 770-781.
- Argente, G., Molines, J. y Medina, J.R. (2015) "Redes neuronales para el análisis de la influencia de la pendiente de fondo sobre le rebase de diques en talud". XII *Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Avilés (España).
- Argente, G., Herrera, M.P., Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2017). "Validación experimental de la red neuronal de CLASH para diques rebasables a rotura por fondo". XIV *Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Alicante (España).
- Argente, G., Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2018). "Hydraulic stability of the armor layer of overtopped breakwaters". *Proceedings 7th International conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science*. Santander (España).
- Argente, G.; Gómez-Martín, M.E.; Medina, J.R. (2018) "Hydraulic Stability of the Armor Layer of Overtopped Breakwaters". *Journal. Of Marine Science and Engineering*, Vol. 6, 143-146. DOI: 10.3390/jmse6040143.
- Baldock, T.E., Holmes, P., Bunker, S., Van Weert, P., (1998) "Cross-shore hydrodynamics within an unsaturated surf zone". *Coastal Engineering*, 34, 173-196.
- Battjes, J.A. (1974) "Surf similarity", *Proc. of 14<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 466-480.
-

- Battjes, J.A., Janssen, J.P.F.M., (1978) "Energy loss and set-up due to breaking of random waves". Proc. 16th *International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 569-587.
- Battjes, J.A., Groenendijk, H.W., (2000) "Wave height distributions on shallow foreshores". *Coastal Engineering*, 40, 161–182.
- Besley, P., (1999) *Overtopping of sea-walls-design and assessment manual*. R & D Technical Report 178, Environment Agency, Bristol, UK.
- Blenkinsopp, C. E., Chaplin, J. R., (2008) "The effect of relative crest submergence on wave breaking over submerged slopes". *Coastal Engineering*, 55, 967–974.
- Bradbury, A.P., and Allsop, N.W.H., (1988) "Hydraulic effects of breakwater crown walls, Design of Breakwaters", *ICE*, Thomas Telford, 385-396.
- Broderick, L.L. (1983) "Riprap Stability A Progress Report", Proc. *Specialty Conference on Design, Construction, Maintenance and Performance of Coastal Structures*, Arlington, VA, March 9-11, 1983. Coastal Structures '83, ASCE, pp. 320-330.
- Bruun, P. (1979) "Common reasons for damage or breakdown of mound breakwaters", *Coastal Engineering*, 2, pp. 261-273.
- BSI Technical Committee CSB17, (1991). *British Standard 6349: Maritime structures: part 7. Guide to the design and construction of breakwaters*, BSI, London
- Burger, G. (2006) Stability of low-crested breakwaters. Final Proceedings 1995. EU research Project Rubble Mound breakwaters failure modes, MAST 2 contract MAS2-CT92-0042. Delf Hydraulic Report H1878/H2415. *Coast. Engineering*, 53, 381-394.
- Caires, S., Van Gent, M.R.A., (2012) "Wave Height Distribution in Constant and Finite Depths". Proc. 33rd *International Conference on Coastal Engineering*, waves.15.
- Camenen, B., Larson, M., (2007) "Predictive formulas for breaking depth index and breaker type". *J. Coastal Research*, 23, 1028–1041
- Camfield, F., Street, R., (1968) "The effects of bottom configuration on the deformation, breaking and run-up of solitary waves", Proc. 10th *International Conference on Coastal Engineering*, London, UK, 173–189.
- Castro (de), E. (1933) "Diques de escollera", *Revista de Obras Públicas*, 81, tomo I (2619), pp. 183-185.

- 
- CEM (2002) *Coastal engineering manual*. US Army Corps of Engineers, 1st edition.
- CIRIA/CUR/CETMEF (2007) *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition). C683, CIRIA, London.
- Coeveld, E.M., Van Gent, M.R.A., and Pozueta, B., (2005) Neural Network, Manual NN\_OVERTOPPING 2.0, CLASH: Workpackage 8, <https://www.deltares.nl/en/software/overtopping-neural-network/> (Consultado: Junio, 2019).
- Collins, J.I., Weir, W., (1969) Probabilities of wave characteristics in the surf zone. Tetra Technical Report, TC-149, 1–122.
- Dai, Y.B., Kamel, A.M., (1969), Scale Effect Tests for Rubble-Mound Breakwaters: Hydraulic Model Investigation. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station: Vicksburg, MS, USA.
- Dally, W. R., Dean, R. G., Dalrymple, R. A., (1985) “A model for breaker decay on beaches”. Proc. 19th *International Conference on Coastal Engineering*, 82–98.
- Dally, W.R., Dean, R.G., (1986) “Transformation of random breaking waves on surf beat”. Proc. 20th *International Conference on Coastal Engineering*, 109–123.
- Dally, W.R., (1990) “Random breaking waves: a closed-form solution for planar beaches”. *Coastal Engineering*, 14, 233–263
- Dally, W.R., (1992) “Random breaking waves: field verification of a wave-by-wave algorithm for engineering applications”, *Coastal Engineering*, 16, 369–397.
- Danel, P., (1952) On Limiting Clapotis, Gravity Waves. National Bureau of Standards, Circular, 521 (US Department of Commerce), 35–45.
- De Rouck, J., Verhaeghe, H., and Geeraerts, J. (2009) “Crest level assessment of coastal structures - General overview”. *Coastal Engineering*, 56(2):99–107.
- Douglass, S. L. (1984) “Irregular wave overtopping rates!, Proceedings of the 19th *International Conference on Coastal Engineering*, pages 316–327, Houston, Texas, USA.
- Douglass, S. L. (1986) *Review and comparison of methods for estimating irregular overtopping rates*. Technical report, U.S. Army, Corps of Engineers.
- EAK (2002). *Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken* (in German), volume 65. Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken.

- EurOtop (2007). *Wave overtopping of sea defences and related structures: assessment manual*. Pullen, T., Allsop, W., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J. W. Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Hamburg, Germany.
- 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](http://www.overtopping-manual.com).
- Fenton, J., (1972) "A ninth-order solution for the solitary wave", *J. of Fluid Mechanics*, 53, 257–271.
- Feuillet, J., Coeffe, Y., Bernier, J., Chaloin, B., (1987) *Le dimensionnement des digues à talus*. Éditions Eyrolles, Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, Vol.64, 172 pages.
- Figueres, M. y Medina, J.R. (2004) "Estimation of incident and reflected waves using a fully non-linear wave model", *Proc. 29<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 594–603.
- Galvin, C. J., (1968) "Breaker type classification on three laboratory beaches" *J. of Geophysical Research*, 73, 3651–3659.
- Glukhovskiy, B. K., (1966) *Issledovanie morskogo vetrovogo volnenia (Study of sea wind waves)*. Leningrad, Gidrometeoizdat (in Russian).
- Goda, Y., (1970) "A synthesis of breaker indices". *Trans. Japan Soc. Civil Eng.*, 2, 227-230.
- Goda, Y. (1971). "Expected rate of irregular wave overtopping of seawalls", *Coastal Engineering in Japan*, 14:45–51.
- Goda, Y., (1975) "Irregular wave deformation in the surf zone". *Coastal Engineering in Japan* 18, 13–26.
- Goda, Y. y Suzuki, Y. (1976) "Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments", *Proc. 15<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 828–845.
- Goda, Y., (1985) *Random seas and design of maritime structures*. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.



- 
- Goda, Y., (2000) *Random seas and design of maritime structures* (2nd Edition). World Scientific Publishing, Singapore.
- Goda, Y., (2010) "Reanalysis of regular and random breaking wave statistics". *Coastal Engineering Journal*, 52 (1), 71–106.
- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2006) "Damage progression on cube armored breakwaters", *Proc. 30<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 5229-5240.
- Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2014) "Heterogeneous Packing and Hydraulic Stability of Cube and Cubipod Armor Units", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 140 (1), pp. 100-108. DOI:10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000223.
- Gómez-Martín, M.E., (2015) *Análisis de la evolución de averías en el manto principal de diques en talud formado por escolleras, cubos y Cubípodos*. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de València. DOI:10.4995/Thesis/10251/59231.
- Grilli, S.T., Svendsen, I.A., Subramanya, R., (1997) "Breaking criterion and characteristics for solitary waves on slopes", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 123, 102–112.
- Haller, C.H., Catalan, C., (2005) "Measurements of shallow water breaking wave rollers", *Proc. of Coastal Dynamics 2005*, 1–13.
- Herrera, M.P., Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2017) "Hydraulic stability of rock armors in breaking conditions", *Coastal Engineering*, 127, 55-67.
- Hovestad, M., (2005) *Breakwaters on steep foreshores: the influence of foreshore steepness on armour stability*. M.Sc. thesis. Delft University of Technology, Delft.
- Hudson, R.Y. (1959) "Laboratory investigations of rubble-mound breakwaters", *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, 85(3), pp. 93-121.
- Hughes, S.A., Borgman, L.E., (1987) "Beta-Rayleigh distribution for shallow-water wave heights". In: R Dalrymple (Ed.), *Proc. International Conference on Coastal Hydrodynamics*, 17–31.
- Iribarren, R. (1938) *Una fórmula para el cálculo de los diques de escollera*. M. Bermejillo Usabiaga, Pasajes, Guipuzcoa, España.

- Iribarren, R. y Nogales, C. (1950) "Generalización de la fórmula para el cálculo de los diques de escollera y comprobación de sus coeficientes", *Revista de Obras Públicas*, 98, tomo I (2821), pp. 227-239.
- Iribarren, R. (1965) "Fórmula para el cálculo de los diques de escolleras naturales o artificiales", *XXI Congreso Internacional de la Navegación*, Estocolmo. Secc. II-1.
- Iverson, H. W., (1952) Laboratory study of breakers. Gravity Waves US Bureau of Standards, Circular, 52, 9–32.
- Jensen, T., Andersen, H., Gronbech, J., Mansard E.P.D. y Davies, M.H. (1996) "Breakwater Stability under Regular and Irregular Wave Attack", *Proc. of 25<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, pp. 1679-1692.
- Johnson, C.M., (2009) *The effect of artificial reef configurations on wave breaking intensity relating to recreational surfing conditions*. M.Sc. thesis. University of Stellenbosch, 137 pages.
- Kamphuis, J.W., (1991) "Incipient wave breaking", *Coastal Engineering*, 15, 185–203.
- Kramer, M. y Burcharth, H.F. (2003) "Stability of low-crested breakwaters in shallow water short crested waves", *Proc. Coast. Structures*, 137-149, DOI:10.1061/40733(147)12.
- Kraus, N.C., Larson, M., (1988) *Beach profile change measured in the tank for large waves*. Technical Report, CERC-88-6.
- Kuriyama, Y., (1996) "Models of wave height and fraction of breaking waves on a barred beach". *Proc. 25th International Conference on Coastal Engineering*, 247–260.
- Larson, M., Kraus, N.C., (1989) *SBEACH: Numerical model for simulating storm-induced beach change, Report 1: Empirical foundation and model development*. Technical Report CERC-89-9, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, MS.
- Le Mehaute, B., Koh, R.C.Y., (1967) "On the breaking of waves arriving at an angle to the shore". *J. of Hydraulic Research*, 5, 67–88.
- Le Roux, J.P., (2007) "A simple method to determine breaker height and depth for different deep water wave height/length ratios and seafloor slopes", *Coastal Engineering*, 54, 271–277.

- 
- Lomónaco, P., Vidal, C., Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2009) "Evolution of damage on roundheads protected with Cube and Cubipod armour units", *Proc., Coasts, Marine Structures and Breakwaters 2009*, Institution of Civil Engineers (ICE), Vol. 1, Thomas Telford, London, pp. 169–180.
- Longuet-Higgins, M.S., (1952) "On the statistical distributions of heights of sea waves". *J. Marine Research*, 11, 245–266.
- Losada, M.A., Desiré J.M. y Alejo L.M. (1986) "Stability of blocks as breakwater armor units", *Journal of Structural Engineering*, 112(11), pp. 2392-2401.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A. (1979a) "An approximation to the failure probability of maritime structures under a sea state", *Proc. of 5<sup>th</sup> Int. Conference on Port and Ocean Engineering under Arctic Conditions*, (POAC), Trondheim, Norway, pp. 1269-1281.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto L.A. (1979b) "The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble-mound breakwaters using Iribarren's number" *Coastal Engineering*, 3, pp. 77-96.
- Losada, M.A. y Giménez-Curto, L.A. (1981) "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action", *Coastal Engineering*, 4, pp. 187-206.
- Madsen, O.S., (1976) "Wave climate of the continental margin: Elements of its mathematical description". *Marine Sediment Transport in Environmental Management*, eds. D. J. Stanley and D. J. P. Swift (John Wiley and Sons, New York), 65–87.
- Mansard, E.P.D., y Funke, E.R. (1980) "The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method", *Proc. 17<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 154–172.
- Mase, H., Iwagaki, M., (1982) "Wave height distributions and wave grouping in the surf zone". *Proc. 18th International Conference on Coastal Engineering*, 58–76.
- Massel, S.R., Sobey, R.J., (2000) "Distribution of the highest wave in a record", *Coastal Engineering Journal*, 42 (2), 153–173.
- McCowan, J., (1894) On the Highest Waves of a Permanent Type. *Philosophical Magazine*, (Edinburgh) 38, 351–358.
- Mead, S.T., Black, K., (2001) "Predicting the breaking intensity of surfing waves", Special Issue of the *Journal of Coastal Research on Surfing*, 103–130.

- Medina, J.R., Hudspeth, R.T. y Fassardi, C. (1994) "Breakwater Armor Damage due to Wave Groups", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 120(2), pp. 179-198.
- Medina, J.R. (1996) "Wave climate simulation and breakwater stability", *Proc. of 25<sup>th</sup> Int. Conf. on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 1789-1802.
- Medina, J.R. (2001) "Estimation of incident and reflected waves using simulated annealing", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 127(4), pp. 213-221.
- Medina, J.R. y Gómez-Martín, M.E. (2015) *Manual del Cubípodo® 2015*. Valencia: Universitat Politècnica de València. ISBN: 978-84-9048-379-4.
- Melby, J.A. y Kobayashi, N. (1998) "Progression and variability of damage on rubble mound breakwaters", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 124(6), pp. 286-294.
- Miche, R., (1944) *Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante*. Annual des Ponts et Chaussées, 42-78.
- Michell, J.H., (1893) On the highest wave in water. *Philosophical Magazine*, (Edinburgh) 36, 430-435.
- Molines, J., y Medina, J.R. (2015) "Calibration of overtopping roughness factors for concrete armor units in non-breaking conditions using the CLASH database", *Coastal Engineering*, 96, pp. 62-70.
- Molines, J., y Medina, J.R. (2016) "Explicit wave-Overtopping formula for mound breakwaters with crown walls using CLASH Neural Network-derived data", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 142(3):04015024.
- Munk, W.H., (1949) The solitary wave theory and its application to surf problems. *Ann. New York Acad. Sci.*, 51, 376-424.
- Muttray, M., Oumeraci, H., (2000) "Wave transformation on the foreshore of coastal structures". *Proc. 27th International Conference on Coastal Engineering*, 2178-1191.
- Muttray M., Reedijk, B., (2008) "Reanalysis of breakwater stability with steep foreshore", *Proc. 31st International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 3346-3357.
- Muttray, M., Oever., E. y Reedijk. B. (2012) Stability of low crested and submerged breakwaters with Gingle Layer Armouring" *Journal of shipping and Ocean Engineering* 2, 140-152.

- 
- Negro Valdecantos, V. y Varela Carnero, O. (2008) *Diseño de diques rompeolas*. 2ª Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, colección Seinor, número 28, 420 p.
- New, A.L., Mclever, P., Peregrine, D.H., (1985) "Computations of overturning waves", *J. of Fluid Mechanics*, 150, 233-251.
- Ogawa, Y., Shuto, N., (1984) "Run-up of periodic waves on beaches of non-uniform slope". Proc. 19th *International Conference on Coastal Engineering*, 328–344.
- Ostendorf, D.W., Madsen, O.S., (1979) *An analysis of longshore current and associated sediment transport in the surf zone*. Report No. 241, Department of Civil Engineering, MIT, 1165–1178.
- Owen, M. W. (1980). *Design of seawalls allowing for wave overtopping*. Technical report, HR Wallingford.
- Pedersen, J., (1996) *Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters*. Series paper 12, Hydraulic and Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.
- Prevot, G., Boucher, O., Luck, M., Benoit, M., (2012) "Stability of rubble mound breakwaters in shallow water and surf zone: an experimental study" Proc. 33rd *International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, structures. 85.
- Powell, K.A. y Allsop, N.W.H., (1985) *Low-crested breakwaters, hydraulic performance and stability*. Hydraulics Research, Wallingford. Report SR 57.
- Rattanapitikon, W., Shibayama, T., (2000) "Verification and modification of breaker height formulas". *Coastal Engineering Journal*, 42 (4), 389-406.
- Rattanapitikon, W., Vivattanasirak, T., Shibayama, T., (2003) "A proposal of new breaker height formula". *Coastal Engineering Journal*, 45, 29–48.
- Rattanapitikon, W., Shibayama, T., (2006) "Breaking wave formulas for breaking depth and orbital to phase velocity ratio". *Coastal Engineering Journal*, 48, 395–416.
- Robertson, B., Hall, K., Zytner, R., (2013) "Breaking waves: Review of characteristic relationships" *Coastal Engineering Journal*, 55(1), 1350002 (40pages).
- ROM 0.0-00 (2001) *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. Ente Público de Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (España).
-

- ROM 1.0-09 (2009) *Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo*. Ente Público de Puertos del Estado. Ministerio de Fomento (España).
- Saville, J. T. (1955) *Laboratory data on wave runup and overtopping onshore structures*. Technical report, Beach Erosion Board. US Army Corps of Engineers
- Saville, J.T. y Caldwell, J.M. (1953) Experimental study of wave overtopping on shore structures. *Proceedings of Minnesota International Hydraulics Convention, Minneapolis, Minnesota, USA*.
- Scarfe, B. E., Elwany, H. S., Mead, S. T., Black, K. P., (2003) *The science of surfing waves and surfing breaks — A review*. Scripps Institution of Oceanography Technical Report, 1–12.
- Seyama, A., Kimura, A., (1988) “The measured properties of irregular wave breaking and wave height change after breaking on a slope”. *Proc. 21st International Conference on Coastal Engineering, ACSE, 419–432*.
- Singamsetti, S.R., Wind, H.G., (1980) *Characteristics of breaking and shoaling periodic waves normally incident on to plane beaches for constant slope*. Report M1371, Delft Hydraulics Lab, Delft, The Netherlands.
- Smith, E. R., Kraus, N. C., (1991) “Laboratory study of wave breaking over bars and artificial reefs”, *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 117, 307–325.
- Smith, G.M., Wallast, I., Van Gent, M.R.A., (2002) “Rock slope stability with shallow foreshores”, *Proc. 28th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 1524 – 1536*.
- SPM (1973) *Shore Protection Manual, 1973*. U.S. Army Coastal Engineering Research Center, 1st edition
- SPM (1975) *Shore Protection Manual, 1975*. U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Fort Belvoir, Virginia.
- SPM (1984) *Shore Protection Manual, 1984*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, Mississippi.
- Sunamura, T., Horikawa, K., (1974) “Two-dimensional beach transformation due to waves”. *Proc. 14th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, 920–938*.

- 
- Sunamura, T., (1981) "A laboratory study of offshore transport of sediment for eroding beaches" *Proc. 17th International Conference on Coastal Engineering*, 1051–1070.
- TAW(2002). *Technical report wave run-up and wave overtopping at dikes*. Delft, The Netherlands.
- Tsai, C., Chen, H., Hwung, H., Huang, M., (2005) "Examination of empirical formulas for wave shoaling and breaking on steep slopes". *Ocean Engineering*, 32, 469–483.
- Tsuruta, S. and Goda, Y. (1968) "Expected discharge of irregular wave overtopping", *Proceedings of the 11th International Conference on Coastal Engineering*, pages 833–852, London, UK.
- Van der Linde, J.P. (2010) *Stability of single layer armour units on low-crested structures*. Master of Science Thesis. Delf University of Technology.
- Van der Meer, J.W. (1988a) "Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 114(1), pp. 66-80.
- Van der Meer, J.W. (1988b) "Stability of Cubes, Tetrapodes and Accropodes", *Proc. Coasts, Marine Structures and Breakwaters 1988*, Institution of Civil Engineers (ICE), Thomas Telford Ltd., pp. 71-80.
- Van der Meer, J.W., (1990) *Extreme shallow water wave conditions*. Report H198, Delft Hydraulics, Delft.
- Van der Meer, J.W. (1990a) *Low-crested and reef breakwaters*. Delf Hydraulics Report H 986.
- Van der Meer, J.W. (1993) *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. Delft Hydraulics Publications, number 483.
- Van der Meer, J.W., and Janssen, J.P.F.M., (1994) *Wave Run-Up and Wave Overtopping at Dikes*, Delft Hydraulics No. 485.
- Van der Meer, J.W., Verhaeghe, H., and Steendam, G.J., (2009) "The new wave overtopping database for coastal structures" *Coastal Engineering*, 56 (2), 108-120.
- Van der Meer, J. and Bruce, T. (2014) "New Physical Insights and Design Formulas on Wave Overtopping at Sloping and Vertical Structures", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 140(6):04014025.
-

- Van Gent, M.R.A., Smale, A.J., Kuiper, C., (2003) "Stability of rock slopes with shallow foreshores", *Proc. Coastal Structures 2003*, Portland, 100-112.
- Van Gent, M.R.A., Van den Boogaard, H.F.P., Pozueta, B., and Medina, J.R., (2007) "Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures", *Coastal Engineering*, 54 (8), 586–593.
- Verhaegue, H., (2005) *Neural Network Prediction of Wave Overtopping at Coastal Structures*. Ph.D. Thesis. Gent University, Belgium.
- Verhaegue, H.J, Van Vledder, G., Eslami Arab, S. (2008) "A practical method for design of coastal structures in shallow water". *Proceedings of the 31<sup>st</sup> International Conference on Coastal Engineering*, Hamburg, Germany, Volumen 4, p. 2912-2922.
- Victor, L. (2012). *Optimization of the Hydrodynamic Performance of Overtopping Wave Energy Converters: Experimental Study of Optimal Geometry and Probability Distribution of Overtopping Volumes*. PhD thesis, Ghent University.
- Victor, L. and Troch, P., (2012b) "Wave overtopping at smooth impermeable steep slopes with low crest freeboards", *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 138 (5), 372-385
- Vidal, C., Losada, M.A. y Medina, R. (1991) "Stability of mound breakwaters' head and trunk", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 117(6), pp. 570-587.
- Vidal, C., Losada, M. A., Medina, R., Mansard, E.P.D., y Gomez-Pina, G. (1992) "A universal análisis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters", *Proc., 23<sup>rd</sup>. Int. Conf. on Coastal Engineering., ASCE, New York, N.Y.*
- Vidal, C., Losada, M.A. y Mansard, E.P.D. (1995) "Suitable wave-height parameter for characterizing breakwater stability", *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 121(2), pp. 88-97.
- Vidal, C., Medina, R., Martín, F.L. (1999) "A methodology to asses the armor stability of low-crested and submerged rubble-mound breakwaters". *Coastal Structures'99, Vol II*, pp 721-725.
- Vidal, C., Martin, F.L., Negro, V., Gironella, X., Madrigal, B. y García-Palacios, J. (2003) "Measurement of armor damage on rubble mound structures: comparison



- between different methodologies”, *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '03*, World Scientific, pp. 189-200.
- Vidal, C., Medina, R. y Lomónaco, P. (2006) “Wave height parameter for damage description of rubble-mound breakwaters”, *Coastal Engineering*, 53 (9), pp. 711-722.
- Vidal, C., López, F., Losada, I. (2007) Stability of low crested and submerged rubble mound breakwaters. *Proc. Coastal Structures*, 2, 1697-1692.
- Weggel, R., (1972) “Maximum breaker height for design”. *Proc. 13th International Conference on Coastal Engineering*, 419-432.
- Weggel, J. R. (1976). “Wave overtopping equation”, *Proceedings of the 15th International Conference on Coastal Engineering*, pages 2022–2035, Honolulu, Hawaii, USA.
- Yamada, O., Kimura, G., Okabe, J., (1968) Precise determination of the solitary waves of extreme height on water of uniform depth. *Rep. Res. Inst. Applied Mech., Kyushu University*, 15–32.
- Zanuttigh, B., Formentin, S. M., and Van der Meer, J. W. (2016) “Prediction of extreme and tolerable wave overtopping discharges through an advanced neural network”, *Ocean Engineering*, 127(September):7–22.



# Anejo 1

---

## **Publicaciones relacionadas con la tesis**



**Las publicaciones relacionadas con la tesis son:**

- Argente, G., Molines, J. y Medina, J.R. (2015) “Redes neuronales para el análisis de la influencia de la pendiente de fondo sobre el rebase de diques en talud”. XII *Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Avilés (España).
- Argente, G., Herrera, M.P., Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2017). “Validación experimental de la red neuronal de CLASH para diques rebasables a rotura por fondo”. XIV *Jornadas Españolas de Costas y Puertos*, Alicante (España).
- Argente, G., Gómez-Martín, M.E. y Medina, J.R. (2018). “Hydraulic stability of the armor layer of overtopped breakwaters”. Proceedings 7<sup>th</sup> *International conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science*. Santander (España).
- Argente, G.; Gómez-Martín, M.E.; Medina, J.R. (2018) “Hydraulic Stability of the Armor Layer of Overtopped Breakwaters”. *Journal. Of Marine Science and Engineering*, Vol. 6, 143-146. DOI: 10.3390/jmse6040143.

A continuación se incluyen las principales publicaciones derivadas de las tesis.



## REDES NEURONALES PARA EL ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DE FONDO SOBRE EL REBASE DE DIQUES EN TALUD

G. Argente<sup>1</sup>, J. Molines<sup>2</sup>, J.R. Medina<sup>3</sup>

Laboratorio de Puertos y Costas, Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46022 Valencia.

<sup>1</sup>[gloarqar@upv.es](mailto:gloarqar@upv.es), <sup>2</sup>[jormollo@upv.es](mailto:jormollo@upv.es), <sup>3</sup>[jrmedina@upv.es](mailto:jrmedina@upv.es)

### RESUMEN

La pendiente de fondo existente delante de un dique en talud influye significativamente sobre las alturas de ola que inciden sobre la estructura, uno de los factores fundamentales en el cálculo del caudal de rebase. Sin embargo, entre las variables explicativas de las formulaciones empíricas existentes no se encuentra la variable pendiente de fondo. Tampoco se considera en el modelo predictivo de rebase mediante redes neuronales (NN) del proyecto CLASH. Con el propósito de analizar la influencia de la pendiente de fondo (m) sobre los caudales de rebase de diques en talud, en este estudio se sigue la metodología empleada por el proyecto CLASH para desarrollar un nuevo modelo predictivo de rebase que contenga dicha variable de entrada. A partir de una selección de ensayos de rebase de diques rompeolas convencionales de la base de datos de CLASH y un proceso de re-muestreo mediante *bootstrapping*, se ha desarrollado un modelo predictivo de rebase formado por 500 NN. Las predicciones de rebase obtenidas por este nuevo modelo neuronal tienen un menor error en la estimación frente a las obtenidas por el modelo predictivo de CLASH. Además, este nuevo modelo neuronal permite estimar la influencia existente entre la pendiente de fondo y el caudal de rebase de un dique en talud convencional.

### 1. INTRODUCCIÓN

Los diques en talud o rompeolas son la tipología de obra de abrigo más utilizada para reducir la energía del oleaje en las zonas costeras. Cada dique es talud es único y su diseño se realiza en función de las condiciones existentes en la zona de actuación. Las características del oleaje incidente, los niveles del mar y la velocidad del viento, son los factores que más condicionan el fenómeno del rebase. Determinar correctamente los caudales de rebase sobre un dique en talud es imprescindible para cuantificar las afecciones sobre las operaciones portuarias y optimizar así la cota de coronación.

Se han desarrollado diversas fórmulas empíricas basadas en ensayos físicos para estimar el rebase a partir de múltiples variables explicativas, no considerando ninguna la pendiente del fondo marino. Sin embargo, las condiciones naturales del fondo delante de la estructura provocan cambios bruscos de profundidad de agua y, consecuentemente, variaciones sobre las alturas de ola a pie de dique, siendo este uno de los factores más determinantes sobre los caudales de rebase que sobrepasan la estructura.

Debido a la complejidad de las variables que afectan al cálculo del rebase, se han desarrollado herramientas de predicción mediante técnicas de inteligencia artificial, las redes neuronales (*Neural Network*, NN), capaces de encontrar relaciones complejas y no lineales entre múltiples variables. El modelo predictivo de rebase mediante NN del proyecto europeo CLASH es uno de los más destacados y aplicados en la práctica.

Este proyecto se centra en la modelización y predicción del caudal de rebase para una gran variedad de estructuras, tanto en prototipo como en condiciones de laboratorio. Durante la duración del proyecto CLASH

(2001-2003), se creó una gran base de datos internacional con 10.532 ensayos de rebase (Van der Meer et al., 2009, Verhaeghe et al., 2003). Cada uno de los ensayos cuenta con 17 parámetros estructurales que esquematizan la sección utilizada, y 11 parámetros hidráulicos que definen las características del oleaje y el caudal de rebase. Así pues, la pendiente de fondo,  $m$  (1 unidad vertical corresponde a  $m$  unidades horizontales), es una de las variables estructurales introducidas en la base de datos. Para tener en cuenta la variabilidad de los ensayos, fueron introducidos los factores RF (*Reliability Factor*) y CF (*Complexity Factor*). RF ( $1 \leq RF \leq 4$ ) tiene en cuenta la calidad o fiabilidad de las condiciones de realización del ensayo, mientras que CF ( $1 \leq CF \leq 4$ ) valora la complejidad de la sección ensayada.

Basándose en la base de datos de CLASH, Van Gent et al. (2007) desarrollaron la red neuronal de CLASH (CLNN), una herramienta potente que permite estimar el rebase de manera probabilística en todo tipo de estructuras y condiciones marítimas. Como variables de entrada a la CLNN, se seleccionaron 3 para describir las características del oleaje incidente y 12 para definir la geometría de la estructura (ver Figura 1); mientras que en la capa de salida se dispuso un único output, el valor objetivo o tasa media de rebase  $q$  ( $m^3 / s / m$ ). Como se observa, la pendiente de fondo no se encuentra entre las 15 variables seleccionadas (inputs) de la CLNN.

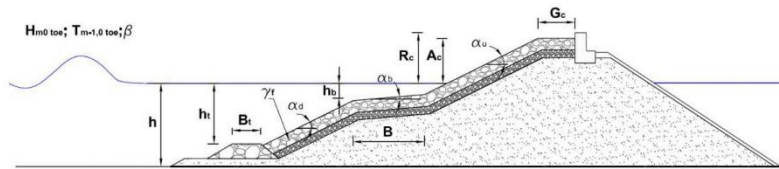


Figura 1. Parámetros utilizados para la modelización de la CLNN.

En la Figura 1,  $R_c$  es la cota de coronación de la estructura;  $A_c$  es la cota de coronación del manto principal del dique;  $G_c$  es el ancho de coronación de la estructura;  $\cot \alpha_d$  es la pendiente de la estructura por debajo de la berma intermedia;  $\cot \alpha_u$  es la pendiente de la estructura por encima de la berma intermedia;  $B$  es el ancho de la berma intermedia;  $\cot \alpha_b$  es la pendiente de la berma intermedia;  $h_b$  es la profundidad del agua encima de la berma intermedia;  $h$  es la profundidad de agua enfrente de la estructura;  $h_t$  es la profundidad de agua encima de la berma de pie;  $B_t$  es el ancho de la berma de pie;  $\beta$  es el ángulo de incidencia del oleaje;  $H_{m0, toe} = 4(m_0)^{0.5}$  es la altura de ola significativa a pie de la estructura;  $T_{m-1,0 toe} = m_{-1}/m_0$  es el período de ola del análisis espectral en el pie de la estructura y  $\gamma_f$  es el factor de rugosidad del manto principal.

La CLNN está formada por un total de 500 redes neuronales multicapa *feed-forward* con aprendizaje supervisado donde cada NN presenta la configuración de la Figura 2. Este modelo proporciona como resultado final la tasa de rebase media de las 500 NN obtenidas por *bootstrapping*.



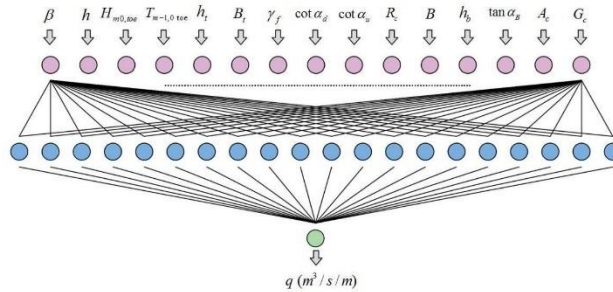


Figura 2. Configuración de cada NN de la CLNN

Se trata de una herramienta de predicción de rebase potente y sofisticada con elevado reconocimiento internacional que puede utilizarse casi para cualquier tipo de estructura marítima. Sin embargo, la CLNN no considera la pendiente de fondo como una de las variables de entrada al modelo predictivo. Por este motivo y con el objetivo de analizar la influencia de la pendiente de fondo sobre los caudales de rebase de un dique en talud convencional, en este estudio se utiliza una selección de ensayos de la base de datos de CLASH para desarrollar un nuevo modelo predictivo de caudales de rebase para diques en talud, donde si se encuentra la variable  $m$  entre los inputs de entrada.

## 2. DATOS EMPLEADOS PARA LA NN

### 2.1 Ensayos seleccionados de la base de datos de CLASH

El estudio se centra en los diques en talud sin berma intermedia y con oleaje incidente perpendicular al dique. Para seleccionar los ensayos dentro de la base de datos de CLASH que cumplan estas condiciones, se han limitado los valores de los siguientes parámetros:  $\beta = 0$ ,  $\cot \alpha_d = \cot \alpha_u$ ,  $1.2 < \cot \alpha_d < 4$ ,  $B = 0$ ,  $h_b = 0$  y  $\tan \alpha_b = 0$ . Además, para eliminar posibles datos anómalos se aplicaron los filtros:  $RF \leq 3$ ,  $CF \leq 3$  y  $Q > 10^{-6}$ . Tras estas limitaciones, se dispone de 3.392 ensayos de rebase de diques en talud convencionales. Cada uno de estos ensayos cuenta con los 30 parámetros medidos en el proyecto CLASH, entre los cuales se encuentra la pendiente de fondo objeto de este estudio.

### 2.2 Variables explicativas

Para crear el modelo predictivo, se seleccionan como variables de entrada aquellas que parecen más influyentes sobre el rebase de un dique en talud convencional. En la Figura 3 se muestran los 10 parámetros considerados:  $H_{m0, toe}$ ,  $T_{m-1,0 toe}$ ,  $R_c$ ,  $A_c$ ,  $G_c$ ,  $\gamma_f$ ,  $\cot \alpha_d$ ,  $h$ ,  $h_t$  y  $m$ . Destaca como principal novedad la inclusión de la pendiente de fondo como posible variable explicativa del caudal de rebase.

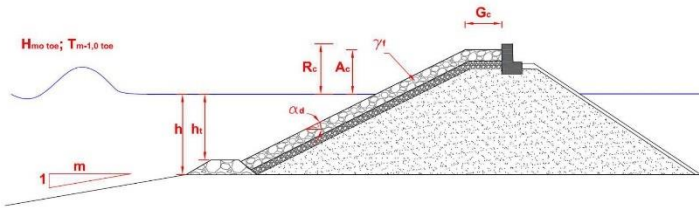


Figura 3. Variables seleccionados en el nuevo modelo predictivo de rebase.

Entre los datos que forman el proyecto CLASH se encuentran los obtenidos de distintos ensayos a diferentes escalas: prototipo y laboratorio. En el proyecto CLASH se utilizó la ley de semejanza de Froude, escalando todos los ensayos respecto a una misma altura de ola  $H_{m0, toe} = 1 \text{ m}$ . Para realizar el presente estudio, dado que los ensayos proceden de la misma fuente, también es necesario un tratamiento previo de los datos para evitar dichos efectos de escala. En este caso, se adimensionalizan los 10 parámetros seleccionados utilizando expresiones coherentes (ver Molines y Medina, 2015) con CLASH y las fórmulas de rebase de uso más generalizado (ver

EurOtop, 2007). Estas expresiones son:  $\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0 toe}}, \frac{G_c}{H_{m0 toe}}, \frac{A_c}{R_c}, I_{r_{m-1,0}} = (1/\cot \alpha_d) / \left( \sqrt{\frac{H_{m0 toe}}{g T_{m-1,0 toe}^2}} \right), \frac{h}{h_t}$  y  $\frac{1}{m}$ .

Con los datos utilizados para entrenar el modelo, el rango de aplicación de cada una de las variables adimensionales se muestra en la Tabla 1.

VARIABLE	MÍNIMO	MÁXIMO	MEDIA
$\frac{R_c}{\gamma_f \cdot H_{m0 toe}}$	0,51	8,75	2,75
$\frac{G_c}{H_{m0 toe}}$	0,00	13,17	1,37
$\frac{A_c}{R_c}$	0,05	4,51	0,98
$I_{r_{m-1,0}}$	1,00	10,48	2,97
$\frac{h}{h_t}$	1,00	5,88	1,15
$\frac{1}{m}$	0,00	0,17	0,02

Tabla 1. Valores característicos de las variables adimensionales (inputs).

### 3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO NEURONAL

Utilizando la misma metodología empleada en CLASH para obtener la CLNN, se ha desarrollado un nuevo modelo predictivo neuronal en este estudio. El nuevo modelo predictivo está formado por 500 NN multicapa *feed-forward* con aprendizaje supervisado, cuya configuración se representa en la Figura 4. La capa de entrada de cada NN está formada por 6 neuronas o inputs, las variables adimensionales seleccionadas anteriormente;

mientras que la capa de salida está formada por una única neurona (output), correspondiente con el rebase adimensional  $\log Q$ , con  $Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^2 \cdot L_{0e}}}$ .

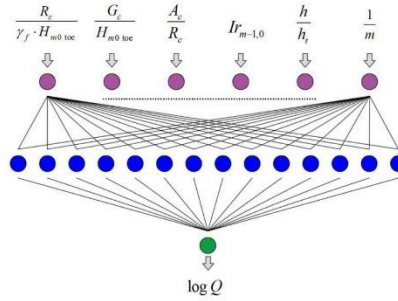


Figura 4. Configuración de la NN del nuevo modelo predictivo de rebase.

Uno de los aspectos fundamentales para un buen dimensionamiento de la NN es encontrar el número óptimo de neuronas en la capa intermedia. Para ello se ha empleado la función de coste PSE (*Predicted Squared Error*):

$$PSE = MSE \cdot \left(1 + \frac{2N}{N-n}\right) \quad (1)$$

donde N es el número de datos totales, n el número de parámetros y MSE el error cuadrático medio. Variando el número de neuronas intermedias, se han obtenido distintos valores del PSE (error cuadrático medio estimado), optando finalmente por disponer de 14 neuronas en la capa intermedia, ya que como se observa en la Figura 5, un mayor número de neuronas no disminuye significativamente el error.

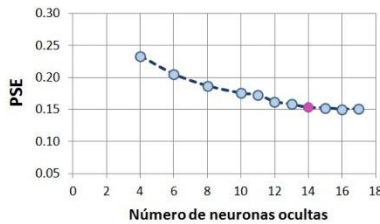


Figura 5. Error cuadrático medio estimado de la NN con diferente número de neuronas en la capa intermedia

Debido a la gran variedad de ensayos que forman la base de datos utilizada, del mismo modo que se realizó en el proyecto CLASH, en este estudio se utilizan los factores de peso WF (*Weight Factor*) en función de los coeficientes CF y RF de cada ensayo (ver Tabla 2). De este modo, a cada ensayo se le asigna una ponderación en función de su WF, otorgando una mayor importancia dentro de la muestra de datos a los ensayos realizados en mejores condiciones.

RF / CF	1	2	3
1	9	6	3
2	6	4	2
3	3	2	1

Tabla 2. Valores de WF en función de los coeficientes CF y RF.

Los datos de los ensayos de la muestra, deben ser divididos en dos grupos: entrenamiento y validación. Esta partición puede ser determinante sobre los resultados obtenidos; por este motivo, al igual que en el proyecto CLASH, se utiliza el re-muestreo de datos mediante *bootstrapping*. Este proceso consiste en crear 500 sub-muestras de L datos a partir de la muestra original de L datos. Cada uno de los L datos de las diferentes sub-muestras son seleccionados aleatoriamente y de forma independiente, por lo que la probabilidad de selección de cada uno de ellos es de  $1/L$  respecto la muestra original. De este modo, existirán datos de la muestra original que se repiten más de una vez dentro de una sub-muestra y otros que no estarán incluidos en la sub-muestra. Para cada una de las 500 sub-muestras se entrena una NN a partir de los ensayos que la forman, mientras que los ensayos de la muestra original que no están presentes en la sub-muestra son los que se utilizan para la validación de la red. El resultado es un modelo formado por 500 NN entrenadas cada una con datos diferentes tomados a partir de una misma muestra original. Por tanto, cada ensayo introducido al modelo cuenta con 500 predicciones de rebase, una por NN, siendo el valor medio de las 500 predicciones la estimación final que proporciona el modelo. Además, se utilizan diferentes percentiles para estimar los intervalos de confianza.

4. RESULTADOS

El ajuste del modelo a los datos experimentales se ha realizado utilizando el error cuadrático medio relativo (rMSE), ponderado por los coeficientes de peso (WF) asignados a cada ensayo, siendo:

$$MSE_{wf} = \frac{\sum_{i=1}^N WF_i (t_i - a_i)^2}{(\sum_{i=1}^N WF_i)} \tag{2}$$

$$rMSE_{wf} = \frac{MSE_{wf}}{\sigma^2(t)} \tag{3}$$

donde  $MSE_{wf}$  es el error cuadrático medio ponderado por los WF, N el número de datos de la muestra,  $t_i$  valor de la salida observada experimentalmente (objetivo),  $a_i$  valor de la predicción media obtenida por el modelo (estimación) y  $\sigma^2$  la varianza de los valores de rebase medidos. De este modo,  $rMSE_{wf}$ , proporciona una estimación de la varianza no explicada por el modelo. Tal como se observa en la Figura 6, el nuevo modelo predictivo cuenta con un  $rMSE_{wf} = 12.5\%$ , mejorando el error en la estimación obtenido por la CLNN, con un  $rMSE_{wf} = 17.9\%$  para los mismos ensayos experimentales.

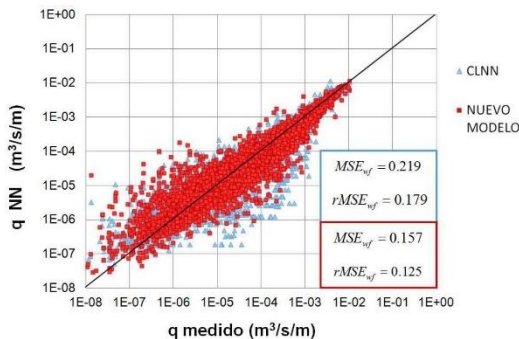


Figura 6. Comparación ajuste del nuevo modelo predictivo de rebase y la CLNN.

A partir de un modelo predictivo de redes neuronales, es posible estudiar la influencia de alguna de las variables de entrada sobre la salida, utilizando gráficos de diseño. Así pues, para alcanzar el objetivo principal de este estudio, se crea un gráfico de diseño donde se muestre la influencia de la variable pendiente de fondo sobre los caudales de rebase de un dique en talud.

En el caso del nuevo modelo predictivo de este estudio, se han fijado valores constantes, representativos de un dique en talud convencional a escala de laboratorio, para todos los parámetros de entrada al modelo salvo el que se desea estudiar,  $m$  (Ver Tabla 3).

Parámetro	$H_{m0, toe}$	$T_{m-1,0 toe}$	$h$	$h_t$	$\gamma_f$	$\cot \alpha_d$	$R_c$	$A_c$	$G_c$	$m$
Valor	0.10	1.50	0.20	0.20	0.47	1.50	1.50	0.15	0.10	Variable de 100 a 10

Tabla 3. Valores de los parámetros de entrada.

La Figura 7, representa la tasa de rebase media estimada por el modelo,  $\log Q$ , frente a la variación del input "pendiente de fondo" desde condiciones de pendiente suave ( $\frac{1}{m} = 0.01$ ), hasta condiciones de pendiente fuerte ( $\frac{1}{m} = 0.1$ ). Como se observa, el nuevo modelo muestra una tendencia decreciente de la tasa de rebase con el aumento de la inclinación de la pendiente de fondo. En la Figura 7 se muestra la estimación de rebase mediante el CLNN en las mismas condiciones, siendo en este caso nula la influencia de la variable pendiente de fondo sobre el caudal de rebase debido a la ausencia de esta entre las variables de entrada del modelo.

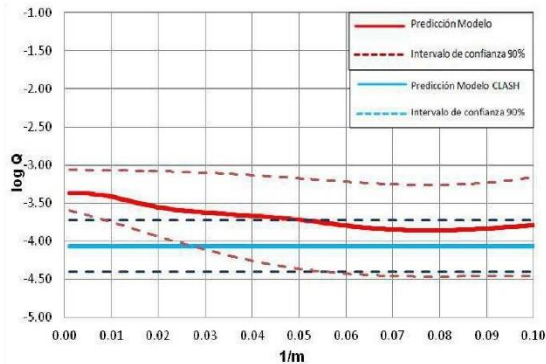


Figura 7. Gráfico de diseño de rebase en función de la pendiente de fondo ( $\frac{1}{m}$ ).

## 5. CONCLUSIONES

Estimar correctamente el caudal de rebase es fundamental para el diseño de los diques en talud. Su cálculo depende de múltiples variables que se encuentran presentes en las formulaciones empíricas y modelos neuronales de cálculo de rebase existentes. Sin embargo, la pendiente de fondo, a pesar de ser uno de los factores influyentes sobre las condiciones a pie de la estructura, no es una variable explicativa de las formulaciones y modelos más comunes de estimación de rebase; uno de los mejores, más completos y utilizados

en la práctica, es el modelo predictivo de rebase mediante redes neuronales del proyecto europeo CLASH (CLNN). En este estudio se ha analizado la influencia de la variable pendiente de fondo sobre los caudales de rebase de los diques en talud convencionales. Para ello, a partir de una selección de ensayos de rebase de diques en talud de la base de datos del proyecto CLASH, se ha desarrollado un nuevo modelo predictivo de rebase mediante redes neuronales utilizando la misma metodología ya empleada para obtener CLNN. Este nuevo modelo neuronal cuenta con seis variables de entrada adimensionales, entre las que se encuentra la variable pendiente de fondo (1/m), y una variable de salida objetivo, la tasa de rebase. Una vez ajustado el nuevo modelo, se han comparado las predicciones de rebase obtenidas por este con las predicciones obtenidas con la CLNN. El nuevo modelo desarrollado en este estudio, estima el rebase con un error cuadrático medio relativo ponderado del 12,5%, menor que el error del 17,9% obtenido por el modelo CLNN de CLASH para los mismos ensayos seleccionados. Además, debido a la inclusión de la pendiente de fondo entre las variables de entrada al modelo se ha realizado un gráfico de diseño para esta variable, donde se observa que la tasa de rebase media estimada por el modelo decrece ligeramente con el aumento de la pendiente del fondo marino delante de un dique en talud convencional.

### AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación del Ministerio de Economía y Competitividad y del FEDER (BIA2012-33967) y el apoyo del programa FPU (Formación del Profesorado Universitario) financiado por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte (segundo autor: AP2010-4366).

### REFERENCIAS

- EurOtop (2007). Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual (*EurOtop Manual*). Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schüttrumpf, H., Van der Meer, J.W. Environment Agency, UK/ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL/KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Germany, <http://www.overtopping-manual.com>.
- Molines, J. and Medina, J.R. (2015). Calibration of overtopping roughness factors for concrete armor units in non-breaking conditions using the CLASH database. *Coastal Engineering*, 96 (2015), 62-70.
- Van der Meer, J.W., Verhaeghe, H., Steendam, G.J. (2009). The new wave overtopping database for coastal structures. *Coastal Engineering*, 56 (2), 108–120.
- Van Gent, M.R.A., van den Boogaard, H.F.P., Pozueta, B. and Medina, J.R. (2007). Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures. *Coastal Engineering*, 54 (8), 586–593.
- Verhaeghe, H., van der Meer, J.W., Steendam, G.-J., Besley, P., Franco, L. and van Gent, M.R.A., (2003). Wave overtopping database as the starting point for a neural network prediction method. ASCE, Proc. *Coastal Structures 2003*, Portland.

## Validación experimental de la red neuronal de CLASH para diques rebasables a rotura por fondo

Argente, Gloria<sup>a</sup>; Herrera, María Piedad<sup>b</sup>; Gómez-Martín, María Esther<sup>c</sup> y Medina, Josep Ramon<sup>d</sup>

<sup>a</sup>Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, [gloargar@upv.es](mailto:gloargar@upv.es), <sup>b</sup>Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, [mahegam@upv.es](mailto:mahegam@upv.es), <sup>c</sup>Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, [mgomar00@upv.es](mailto:mgomar00@upv.es), <sup>d</sup>Laboratorio de Puertos y Costas, Universitat Politècnica de València, [jrmedina@upv.es](mailto:jrmedina@upv.es)

### Resumen

*Los diques en talud con rebase relevante en condiciones de rotura por fondo no están bien estudiados en la literatura científica. La mayoría de reglas de diseño están basadas en experimentos físicos a escala reducida sin rotura por fondo y cotas de coronación muy elevadas o diques de baja cota de coronación. Sin embargo, los rompeolas a rotura por fondo total o parcial y rebase relevante con cota de coronación intermedia tienen una importancia creciente debido al cambio climático y las demandas sociales para reducir el impacto visual de las estructuras costeras. A partir de una selección de ensayos de la base de datos de CLASH, se ha analizado el ajuste de la red neuronal de CLASH (CLNN) en función de la rotura del oleaje por fondo. Para completar los datos disponibles se han realizado nuevos ensayos 2D a escala reducida validando la CLNN para diques rebasables a rotura por fondo.*

**Palabras clave:** diques en talud, cota de coronación, rotura del oleaje, Redes Neuronales, Rebase, oleaje limitado por fondo.

### 1. Introducción

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de un dique en talud es determinar su cota de coronación, por su repercusión sobre el coste, el rebase, el riesgo asumido y las condiciones estéticas de la estructura. En la actualidad hay crecientes presiones económicas y sociales por la sostenibilidad de las redes de transporte, la reducción del consumo de materiales y la disminución del impacto visual de las estructuras marítimas. En este contexto, es importante optimizar racionalmente las protecciones costeras y los diques en talud, sobre todo en un escenario donde el cambio climático tiende a elevar el nivel medio del mar (NMM) reduciendo el francobordo de las estructuras ya existentes y aumentando el riesgo asociado al rebase y los daños de diques situados en zonas de poca profundidad (oleaje limitado por el fondo).

Debido a la complejidad del fenómeno de rebase, durante décadas se han realizado multitud de estudios experimentales con diferentes modelos a escala reducida en todo el mundo (ver EurOtop II, 2016). En la mayoría de casos, el oleaje considerado en los ensayos no tenía limitación de fondo ( $H_s < 0.4h$ ), a pesar de que en la realidad es habitual la construcción de diques y protecciones costeras en zonas con rotura por fondo total o parcial. El principal motivo por el cual se realizan ensayos físicos sin limitación de fondo es la simplicidad de estos ensayos para medir cómodamente en laboratorio las oscilaciones de la superficie libre del agua mediante sensores (acústicos, capacitivos, etc.) y su posterior fiabilidad en la separación del oleaje incidente y reflejado.

Además, la mayor parte de los ensayos de rebase existente se centran en modelos de diques de coronación elevada y caudales de rebases pequeños o en diques sumergidos y de baja cota coronación. Sin embargo, las demandas ambientales y sociales actuales tienden a reducir al máximo el francobordo ( $R_c$ ) de las estructuras en zonas urbanas y turísticas, provocando que cada vez existan más diques con cota de coronación intermedia ( $0.5 < R_c/H_s < 1.0$ ), caudal de rebase relevante y consecuentemente mayores riesgos de fallo asociado a este fenómeno.

Dentro del conocimiento actual sobre estabilidad hidráulica y rebase, los diques con cota de coronación media y rebase relevante se encuentran poco estudiados, especialmente en condiciones de rotura por fondo del oleaje. Con el objetivo de mejorar esta zona de diseño, este estudio se centra en el análisis del rebase de diques en talud convencionales (ver Fig. 1) con cotas de coronación media ( $0.5 < R_c/H_s < 1.0$ ) y oleaje limitado por el fondo ( $H_s > 0.4h$ ).

Validación experimental de la red neuronal de CLASH para diques rebasables a rotura por fondo

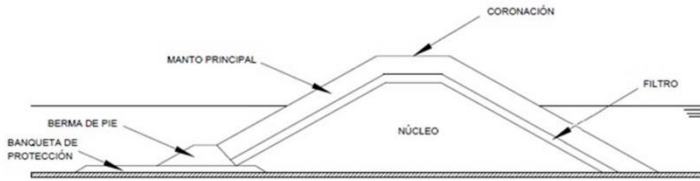


Fig. 1. Sección tipo de un dique en talud convencional sin espaldón.

Una de las herramientas más utilizadas para analizar el rebase es la red neuronal CLNN del proyecto europeo CLASH. En CLASH (2001-2003) se creó una gran base de datos con 10,532 ensayos de rebase, tanto en prototipo como en modelos a escala en laboratorio, procedentes de diferentes partes del mundo (ver Van der Meer et al., 2009 y Verhaeghe et al., 2003). Cada uno de los ensayos cuenta con 17 parámetros estructurales que esquematizan la sección utilizada, 11 parámetros hidráulicos que definen las características del oleaje y el volumen de rebase registrado,  $q$  ( $m^3/s/m$ ). Además, para tener en cuenta la gran variabilidad de los ensayos, fueron incluidos los factores RF (*Reliability Factor*) y CF (*Complexity Factor*). RF ( $1 \leq RF \leq 4$ ) tiene en cuenta la calidad o fiabilidad de las condiciones de realización del ensayo, mientras que CF ( $1 \leq CF \leq 4$ ) valora la complejidad de la sección ensayada. A partir de la base de datos de CLASH, Van Gent et al. (2007) desarrollaron la red neuronal de CLASH (CLNN), un predictor de rebase muy potente a partir de las 15 variables de entrada mostradas en la Fig. 2.

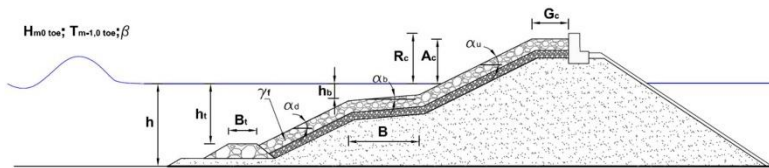


Fig. 2. Variables de entrada (inputs) de la CLNN.

Tres de los inputs de entrada se corresponden con parámetros hidráulicos:  $H_{m0\ toe} = 4(m_0)^{0.5}$  la altura de ola significativa a pie de la estructura,  $T_{m-1,0\ toe}$  el periodo de la ola del análisis espectral en el pie de la estructura y  $\beta$  el ángulo de incidencia del oleaje. Por otro lado, la estructura queda definida con  $R_c$  cota de coronación total,  $A_c$  cota de coronación del manto principal,  $G_c$  ancho de la coronación,  $\alpha_u$  pendiente de la estructura por debajo de la bermas intermedia,  $\alpha_b$  pendiente de la estructura por encima de la bermas intermedia,  $B$  ancho de la bermas intermedia,  $\alpha_b$  pendiente de la bermas intermedia,  $h_b$  profundidad de agua encima de la bermas intermedia,  $h$  profundidad de agua enfrente de la estructura,  $h_t$  profundidad de agua encima de la bermas de pie,  $B_t$  ancho de la bermas de pie y  $\gamma_t$  factor de rugosidad del manto principal.

Gracias al gran número de variables geométricas existentes en esta base de datos, es posible representar todo tipo de estructuras diferentes, desde diques verticales a diques en talud con secciones muy complejas. Por este motivo y debido a la fiabilidad internacional con la que cuenta el proyecto CLASH, se ha utilizado esta base de datos para extraer una selección de ensayos de rebase que cumplen las condiciones fijadas en el estudio y poder realizar un primer análisis del comportamiento frente al rebase de estas estructuras mediante la CLNN.

Del total de ensayos seleccionados en este primer análisis se observa que únicamente un 25% de ellos cumplen la condición de rotura por fondo del oleaje. Por este motivo, y con el objetivo de ampliar los ensayos disponibles con las condiciones de este estudio, se han desarrollado nuevos ensayos físicos de rebase en el canal de ensayos del Laboratorio de Puertos y Costas de la Universidad Politécnica de Valencia (LPC-UPV).



## 2. Metodología experimental

La base de datos del proyecto CLASH proporciona una colección de más de 10,000 ensayos de rebase a escala de modelo y de prototipo de una amplia variedad de estructuras marítimas distintas analizadas en todo el mundo. Para caracterizar en cada uno de los ensayos la tipología de estructura ensayada y las condiciones del oleaje, un total de 30 variables fueron recogidas en la base de datos. En este estudio, se han fijado varias condiciones para seleccionar únicamente aquellos ensayos que cumplen las condiciones de dique en talud con sección convencional sin espaldón y cotas de coronación reducida. Se han limitado los valores de los siguientes parámetros:  $\beta=0$ ,  $B=h_c=0$ ,  $\cot\alpha_i=\cot\alpha_c$ ,  $1.2 < \cot\alpha < 4$ ,  $A_c=R_c$  y  $G_c/H_{m0\text{ toe}} \geq 1$ . Para aumentar la fiabilidad de los ensayos seleccionados se han tomado aquellos con

rebase significativo,  $\left(Q = \frac{q}{\sqrt{g^3 H_{m0\text{ toe}}^3}} \geq 10^{-6}\right)$  y origen conocido. Además, se han limitado los factores de fiabilidad y

complejidad:  $RF \leq 3$  y  $CF \leq 2$ . Un total de 554 ensayos se encuentran dentro de los límites fijados y han sido seleccionados de la base de datos de CLASH para analizar el rebase en diques en talud convencionales. La siguiente tabla muestra el rango que presentan las principales variables adimensionales para estudiar el rebase en los ensayos que han sido seleccionados.

	Mínimo	Máximo
$R_c / H_{m0\text{ toe}}$	0.6	2.0
$H_{m0\text{ toe}} / h$	0.1	0.6
$G_c / H_{m0\text{ toe}}$	1	3.7

Tabla 1. Valores mínimos y máximos de las principales variables adimensionales de los ensayos seleccionados de CLASH.

Tras analizar estos datos, se ha observado que solo el 25% de los ensayos se encuentran en condiciones de rotura por el fondo ( $H_c > 0.4h$ ). Dado que uno de los objetivos del estudio es analizar el comportamiento del rebase en condiciones de oleaje limitado por el fondo, se ha decidido ampliar la base de datos disponible con nuevos ensayos físicos 2D realizados en el canal de oleaje y viento del LPC-UPV (30,0x1,2x1,2m). El canal cuenta con un sistema de generación de oleaje en uno de sus extremos y con una pendiente del 2% en el fondo sobre la que se ubica el modelo (ver Fig. 3.).

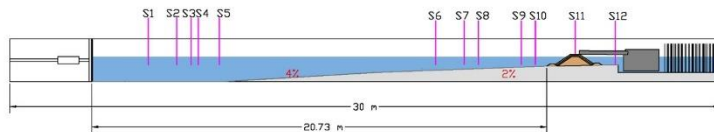


Fig. 3. Sección longitudinal del canal de oleaje del LPC-UPV.

A lo largo del canal se han situado 12 sensores de nivel capacitivos, 5 de ellos en la zona de generación de oleaje, 5 en la zona cercana al modelo, uno en la coronación de la estructura y un sensor para controlar el nivel de agua en el trasdós de la estructura. Para registrar el caudal de rebase se dispone de una canaleta de metacrilato de 5 cm de ancho sobre la coronación del modelo que conduce el agua que sobrepasa la estructura hasta un equipo de recogida y pesaje.

El modelo estudiado (ver Fig. 4.) representa una tipología de dique en talud convencional ( $\cot\alpha=3/2$ ) rebasable, sin berma intermedia, sin espaldón y un manto principal de Cubípodos monocapa con diámetro nominal,  $D_1[\text{cm}]=3.8$ .

Validación experimental de la red neuronal de CLASH para diques rebasables a rotura por fondo

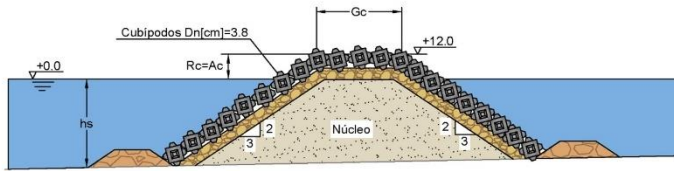


Fig. 4. Sección tipo del modelo ensayado en el canal de oleaje del LPC-UPV (cotas en cm).

Se han realizado ensayos irregulares con espectro tipo JONSWAP ( $\gamma=3.3$ ) y 1,000 olas de duración, con dos profundidades diferentes a pie de dique ( $h=h_0$ [cm]=20 y 25) manteniendo en cada ensayo el número de Iribarren constante ( $I_r=3$  y 5). En cada una de las tandas, la altura de ola,  $H_s$ , se incrementó en escalones de 1 cm dentro del rango  $8 \leq H_s \leq 24$  hasta llegar al inicio de destrucción del manto principal o alcanzar la rotura del oleaje en la zona de generación, mientras que el periodo varía en el rango  $1.02 \leq T_p \leq 2.68$ . En la siguiente tabla se recogen los valores máximos y mínimos de las principales variables adimensionales analizadas.

	Mínimo	Máximo
$R_c / H_{m0, toe}$	0.4	2.3
$H_{m0, toe} / h$	0.2	0.7
$G_c / H_{m0, toe}$	1.5	4.6

Tabla 2. Valores mínimos y máximos de las principales variables adimensionales de los ensayos realizados en el LPC-UPV.

En esta segunda fase, se realizaron un total de 60 ensayos ampliando el rango de la variable fundamental  $R_c/H_{m0, toe}$ , para estudiar el rebase en estructuras de cota de coronación media. Además, el 75% de los ensayos cumple que  $H_{m0, toe} > 0.4h$  por lo que existe rotura del oleaje por fondo. En estos casos, la separación del oleaje incidente y reflejado mediante los métodos habituales no es válida, por tanto, para estimar la altura de ola incidente a pie de dique se han realizado previamente los mismos ensayos sin estructura en el canal (ver Herrera, 2016). En los ensayos realizados sin estructura, el oleaje registrado se corresponde con el oleaje incidente gracias al sistema de disipación de energía ubicado al final del canal. Por el contrario, en los ensayos con modelo se ha separado el oleaje incidente y reflejado en la zona de generación, donde no existe rotura del oleaje, empleando el método LASA-V (ver Figueres y Medina, 2004), capaz de separar oleaje no estacionario y con ondas no lineales (tipo Stokes V).

### 3. Análisis y resultados

#### 3.1. Estimación altura de ola a pie de dique en condiciones de rotura por fondo

Dada la dificultad de estimar la altura de ola a pie de dique cuando el oleaje se encuentra limitado por el fondo, se ha empleado el modelo numérico SwanOne (Verhagen et al., 2008) para estimar el oleaje incidente en la zona de modelo y validar los resultados experimentales obtenidos en los ensayos sin estructura. Para comparar la bondad del ajuste, se utiliza el error cuadrático medio relativo (rMSE) y el coeficiente de correlación ( $r$ ) según las expresiones:

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N \frac{(o_i - \hat{o}_i)^2}{Var(o_i)} \quad (1)$$

$$r = \sum_{i=1}^N \frac{(o_i - \bar{o})(\hat{o}_i - \bar{\hat{o}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (o_i - \bar{o})^2 \sum_{i=1}^N (\hat{o}_i - \bar{\hat{o}})^2}} \quad (2)$$

donde MSE es el error cuadrático medio, Var es la varianza del valor observado de la variable, N es el número de datos,  $o_i$  es el valor observado de la variable,  $\hat{o}_i$  es el valor estimado de la variable,  $\bar{o}$  es la media de los valores observados y  $\bar{\hat{o}}$  es la media de los valores estimados.  $0 \leq rMSE \leq 1$  estima el porcentaje de varianza no explicada por el modelo y  $0 \leq r \leq 1$  mide el grado de correlación entre variables. Cuanto menor es el valor de rMSE y mayor el de  $r$ , mejor es el estimador.

Argente, G.; Herrera, M.P.; Gómez-Martín, M.F.; Medina, J.R.

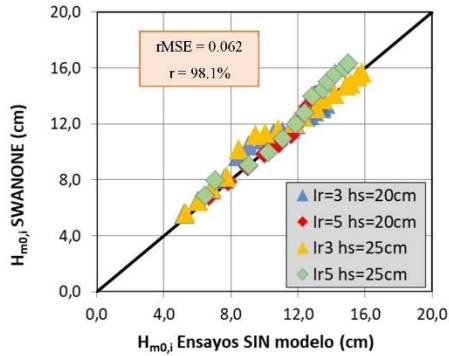


Fig. 5. Comparación  $H_{m0j}$  incidente registrada en los ensayos sin estructura y estimada por SwanOne.

La Figura 5 muestra la comparación entre los valores de  $H_{m0j}$  incidente estimados por SwanOne en la zona de modelo (sensores S9 y S10) y los valores registrados en los ensayos sin estructura realizados en el LPC-UPV. El rMSE obtenido muestra que sólo tenemos un 6.2% de varianza no explicada, por lo que existe un elevado grado de ajuste entre los resultados de oleaje medidos en el laboratorio y las estimaciones proporcionadas por el SwanOne.

### 3.2. Validación de la CLNN

Separando los 554 ensayos seleccionados de la base de datos de CLASH de este artículo, en función de la rotura o no del oleaje, se ha comprobado el ajuste que presenta la CLNN en la estimación del rebase. La Figura 6 muestra el ajuste de ambos grupos de datos, siendo el rMSE de los ensayos sin rotura del 18.2%, mientras que en aquellos donde sí existe rotura del oleaje el rMSE es del 56.4%. Esta gran diferencia es debido a que para el caso en el que se centra el estudio, el 75% de los ensayos utilizados para entrenar la CLNN no contaban con limitación del oleaje por el fondo.

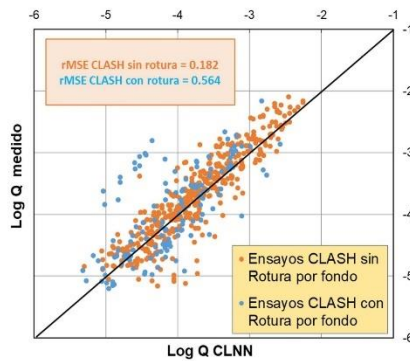


Fig. 6. Comparación ajuste de la CLNN de los ensayos seleccionados de CLASH con y sin rotura por fondo.

Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons CC BY-NC-ND 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)  
EDITORIAL UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Por otro lado, se ha comprobado el ajuste de la CLNN para el conjunto total de datos seleccionados de la base de datos de CLASH y los ensayos del LPC-UPV. Los resultados se muestran en la Figura 7, donde se observa una mejora significativa en el ajuste de los nuevos ensayos de rebase realizados en el LPC-UPV con un rMSE de 18.9% respecto al 27.1% obtenido para el conjunto de ensayos previamente seleccionados y empleados para entrenar la CLNN.

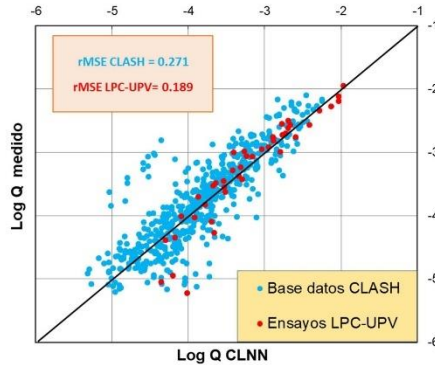


Fig. 7. Ajuste de la CLNN para los ensayos seleccionados de CLASH y los ensayos LPC-UPV.

#### 4. Conclusiones

El cambio climático y las demandas sociales para disminuir los impactos económicos y sociales derivados de grandes estructuras marítimas, suponen un reto técnico al reducir al máximo posible el francobordo de los diques en talud o defensas longitudinales. Esta tendencia conduce a mayores riesgos asociados a la estabilidad de la estructura frente al fenómeno del rebase. Por este motivo, este estudio se centra en analizar los diques en talud rebasables con sección convencional y cotas de coronación reducidas ( $0.5 < R_s/H_s < 1.0$ ). Además, dado que en la realidad existen muchos diques ubicados en zonas donde el oleaje está limitado por fondo ( $H_s > 0.4h$ ), se han analizado estas estructuras bajo el fenómeno de rotura.

A partir de la base de datos de CLASH se han seleccionado 554 ensayos que cumplen con las condiciones fijadas en el estudio. Sin embargo, únicamente el 25% de los ensayos disponibles cumplen la condición de rotura por fondo por lo que el ajuste que presenta la CLNN para estos ensayos es mucho menor (rMSE=56.4%) que el ajuste de los ensayos sin rotura por fondo (rMSE=18.2%).

Para poder completar la información disponible, se ha ampliado el número de datos, realizando nuevos ensayos 2D en el canal de oleaje del LPC-UPV sobre un modelo rebasable de Cubipodos monocapa sin espaldón. El 75% de los ensayos se ha realizado en condiciones de oleaje limitado por fondo, por lo que para estimar la altura de ola incidente a pie de dique se han empleado los registros de oleaje de los ensayos realizados sin estructura. Esta estimación de  $H_{m0}$  incidente ha sido validada mediante el modelo numérico SwanOne con un ajuste del rMSE=6.2%. Por último, se ha comprobado el ajuste de la CLNN para el conjunto total de ensayos disponibles en este trabajo. Los resultados muestran un mejor ajuste de la CLNN para los ensayos realizados en el LPC-UPV (rMSE=18.9%), validando la fiabilidad de la CLNN para todo tipo de estructuras, incluidos los diques en talud con cotas de coronación reducidas y limitación del oleaje por el fondo.

Argente, G.; Herrera, M.P.; Gómez-Martin, M.E.; Medina, J.R.

### Agradecimientos

Los autores agradecen la financiación del Ministerio de Economía, Industria y Competitividad y del FEDER (BIA2015-70436-R).

### Referencias

- EurOtop II (2016). *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*. Van Der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. And Zanuttigh, B. <<http://www.overtopping-manual.com>> [Consulta: 29 Enero 2017].
- FIGUERFES, M., y MEDINA, J.R. (2004). "Estimating incident and reflected waves using a fully nonlinear wave model". *Proceedings of the 29<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, World Scientific, pp. 594-603.
- HERRERA, M.P. (2016) *Mound Breakwater Design in Depth-limited Breaking Waves Conditions*. Tesis doctoral. Valencia: Universitat Politècnica de València, <<http://hdl.handle.net/10251/82553>> [Consulta: 20 Junio 2017]
- VAN DER MEER, J.W., VERHAEGHE, IL, Y STEENDAM, G.J. (2009). "The new wave overtopping database for coastal structures" en *Coastal Engineering*, 56 (2), 108-120.
- VAN DER MEER, J.W., ALLSOP, N.W.H., BRUCE, T., DE ROUCK, J., KORTENHAUS, A., PULLEN, T., SCHÜTTRUMPF, H. TROCH, P. Y ZANUTTIGH, B. (2016). *EurOtop II - Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application*. <<http://www.overtopping-manual.com>> [Consulta: 29 Enero 2017]
- VAN GENT, M.R.A., VAN DEN BOOGAARD, H.F.P., POZUETA, B. Y MEDINA, J.R. (2007). "Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures" en *Coastal Engineering*, 54 (8), 586-593.
- VERHAEGHE, IL, VAN DER MEER, J.W., STEENDAM, G.-J., BESLEY, P., FRANCO, L. AND VAN GENT, M.R.A. (2003). "Wave overtopping database as the starting point for a neural network prediction method" en *Proceedings of Coastal Structures 2003*, Portland.
- VERHAGEN, ILJ., VAN VLEDDER, G. Y ESLAMI ARAB, S. (2008). "A practical method for design of coastal structures in shallow water" en *Proceedings of the 31<sup>st</sup> International Conference on Coastal Engineering*, Hamburgo (Alemania), ASCE, 2912-2922.

## HYDRAULIC STABILITY OF THE ARMOR LAYER OF OVERTOPPED BREAKWATERS

G. ARGENTE<sup>1</sup>, M.E. GÓMEZ-MARTÍN<sup>1</sup>, J.R. MEDINA<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Lab. Ports and Coasts, Institute of Transport and Territory, Universitat Politècnica de València, Spain,  
[gloargar@upv.es](mailto:gloargar@upv.es), [mgomar00@upv.es](mailto:mgomar00@upv.es), [jrmedina@upv.es](mailto:jrmedina@upv.es).

### ABSTRACT

Mound breakwaters with relevant overtopping in wave breaking conditions are common in practice due to social concern about visual impact of coastal structures and sea level rise due to climatic change. For overtopped mound breakwaters, the highest waves which pass over the crest may produce armor damage not only to the front slope but also to the crest and the rear slope. To guarantee the breakwater stability, it is necessary to limit the armor damage in the three parts of the structure: front slope, crest and rear slope.

This paper describes the hydraulic stability of the armor layer of medium- and low-crested structures in wave breaking conditions. Small-scale physical tests model were carried out with different relative crest freeboards and three armor units: rocks, cubes and Cubipods. The armor damage progression in the front slope, crest and rear slope was analyzed using the Virtual Net method. A comparison is provided between the hydraulic stability of the different armors and their relationship with the measured overtopping volumes.

**KEYWORDS:** Hydraulic stability, Breaking wave conditions, Low-crested structures, Mound breakwaters, Armor layer

### 1 INTRODUCTION

The crest freeboard of mound breakwaters is one of the key design parameters because it affects the economic cost, the energy footprint, the overtopping hazards and the visual impact. The growing social concern about the environmental and visual impacts associated with coastal structures, and the sea level rise due to climatic change, is leading to a reduction in the crest freeboards and an increase overtopping hazards. Moreover, structures with reduced freeboard are usually built in shallow water where the highest waves are depth limited.

Medium- and low-crested breakwaters must be designed as frequently overtopped structures where a significant part of the wave energy is allowed to pass through or over the structure. The hydraulic stability of the armor layer of these structures may be higher on the front slope than for non-overtopped structures because some wave energy passes over the breakwater crest. However, overtopping events have a direct impact on the crest and rear slope stability because of the wave energy dissipation (see CIRIA 2007).

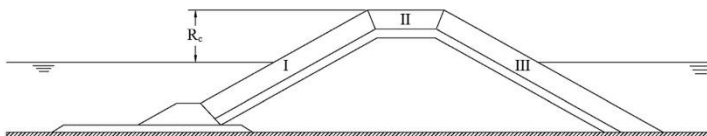


Figure 1. Division of armor layer in three parts.

The armor layer of an overtopped structure can be divided in three parts (see Figure 1): front slope (I), crest (II) and rear slope (III). This study focuses on the analysis of the hydraulic stability of the armor layer in the three parts of a conventional medium- and low-crested mound breakwater protected with three different armors: (1) double-layer rocks, (2) double-layer randomly-placed cubes and (3) single-layer Cubipods. A wide range of dimensionless freeboards, with and without overtopping events, were tested ( $0.3 < R_c/H_s < 2.6$ ) in wave breaking conditions ( $H_s > 0.4h$ ). 144 small-scale tests were carried out in the wave flume in the Laboratory of Ports and Coasts at the *Universitat Politècnica de València* (LPC-UPV). A detailed quantitative analysis was conducted using photographs to determine the armor damage

progression in each part of the structure (front slope, crest and rear slope).

## 2 HYDRAULIC STABILITY OF THE ARMOR LAYER

Mound breakwaters are usually designed with empirical formulas based on small-scale tests of non-overtopped models in non-breaking conditions, such as Hudson's formula (Hudson, 1959) or Van der Meer's formula (Van der Meer, 1988). Although most of the formulas are based on physical test in non-breaking conditions, some empirical modifications have been proposed to estimate rock armor damage in breaking wave conditions (see Herrera et al., 2017).

In case of non-overtopped structures, waves mainly affect hydraulic stability on the front slope, while in case of overtopped structures waves do not only affect the hydraulic stability on the front slope, but also the stability of the crest and rear slope. The aim of this paper is to characterize the hydraulic stability of medium- and low-crested structures subjected to frequent overtopping events.

The hydraulic stability and performance of low-crested structures ( $R_c/H_s < 1$ ) have been studied in DELOS and other research projects reported in the literature. Van der Meer and Daemen (1994) compared the hydraulic stability of the armor layer of overtopped and non-overtopped rubble mound breakwaters, concluding that the required stone size for an overtopped rubble mound breakwater can be estimated applying a reduction factor to the size calculated for a non-overtopped structure using hydraulic stability formulas given in the literature. Vidal et al. (1992) performed model tests with low-crested structures analyzing different sections of the trunk in order to determine the distribution of damage. For the front armor slope, the results showed a linear relationship between the crest freeboard and the stability number, with lower hydraulic stability corresponding to the case of a non-overtopped rubble mound breakwater. For the armor on the crest, the hydraulic stability increases with the crest freeboard, and the opposite is true for the armor on the rear slope. Burger (1995) re-analyzed existing tests and described the hydraulic stability to initiation of damage of the front, crest and rear slope, concluding that the damage to the front slope almost always determines the structure stability.

Vidal et al. (1999) proposed the following hydraulic stability formula for rock-armored low-crested structures:

$$N_s = A + BF_d + CF_d^2 \quad (1)$$

where,  $F_d = R_c/D_{n50}$  is the non-dimensional crest freeboard,  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  is the stability number,  $D_{n50}$  is the nominal diameter of the armor unit,  $\Delta = (\rho_r - \rho_w)/\rho_w$  is the relative submerged mass density,  $\rho_r$  is the mass density of the armor unit,  $\rho_w$  is the mass density of the sea water, and  $H_s$  is the significant wave height. Coefficients A, B and C depend on the section of the breakwater and the damage level, as specified in Vidal et al. (1999); these coefficients are valid for the experimental range  $2.01 < F_d < 2.41$ . Kramer and Burcharth (2003) calibrated coefficients A, B and C from Equation (1) based on the least stable section of the structure. Vidal et al. (2007) added additional data corresponding to low-crested structures re-calibrating the coefficients A, B and C from Equation (1) and formulating a stability formula to design rubble-mound breakwaters in the range  $-4 < F_d < 4$ .

There are numerous hydraulic stability studies for non-overtopped structures and low-crested rubble mound breakwaters. However, the transitional zone between a non-overtopped structure and a low-crested mound breakwater is not so well studied. In this research, experiments of overtopped structures with medium- and low-crest freeboards were carried out to analyze the hydraulic stability of three different armors under wave breaking conditions.

### 2.1 Armor damage measurement

Different methods to characterize armor damage have been described in the literature (see Gómez-Martín and Medina, 2014). The traditional visual counting method (see Vidal et al., 2007) assumes a constant porosity along the armor layer, so the Heterogeneous Packing (HeP) failure mode is not considered. The Virtual Net method developed by Gómez-Martín and Medina (2014) takes into account armor unit extractions and changes in the porosity due to HeP. In this paper the Virtual Net method was used to calculate the damage to single-layer Cubipod® armor and the double-layer rock and to cube armors on the front slope, the crest and the rear slope. The Virtual Net method divides the armor into individual strips with a constant width (a) and length (b), allowing for the measurements of the dimensionless damage in each strip,  $S_i$ , and considering the porosity evolution in time and space. Integrating this dimensionless armor damage over the slope, the equivalent dimensionless armor damage parameter,  $S_e$ , was obtained.

$$S_i = k \cdot \left(1 - \frac{1 - n_{vi}}{1 - n_{v0i}}\right) \quad (2)$$

$$S_e = \sum_{i=1}^l S_i \quad \forall S_i \geq 0 \quad (3)$$

where  $k$  is the number of rows in each strip,  $n_{vi} = 1 - (N_i D_{n50}^2 / a \cdot b)$  is the porosity of the strip,  $N_i$  is the number of armor units whose center of gravity is within the strip,  $D_{n50}$  is the nominal diameter of the armor unit,  $n_{v0i}$  is the initial porosity of each strip, and  $l$  is the number of strips.

For a qualitative analysis, only the first level of armor-damage was considered in this study. The criteria given

by Losada et al. (1986) and Vidal et al. (1991) was followed for double-layer armors: Initiation of Damage (IDa) occurs when the upper armor layer loses some units and gaps the size of an armor unit are visible. In case of single-layer armors, the criterion defined by Gómez-Martín (2015) was followed. IDa occurs when the upper armor layer has lost one or more units and gaps the size of an armor unit are visible in the armor.

**3 EXPERIMENTAL METHODOLOGY**

2D physical model tests were conducted in the wind and wave test facility (30x1.2x1.2 m) of the Laboratory of Ports and Coasts at the *Universitat Politècnica de València* (LPC-UPV), with a bottom slope  $m=1/50$ . Figure 2 shows the longitudinal cross-section of the LPC-UPV wave flume.

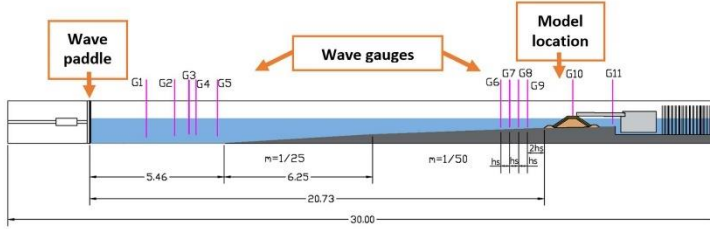


Figure 2. Longitudinal cross-section of the LPC-UPV wave flume (dimensions in meters).

Figure 3 shows the cross-section of the physical model, a low-crested conventional mound breakwater with a toe berm to support the front slope and in the rear slope ( $\cot\alpha=H/V=1.5$ ). Using the same core and filter layer, three armors were tested: rocks (2-L), cubes (2-L) and Cubipods (1-L). A single-layer Cubipod<sup>®</sup> armor was tested with an initial packing density of  $\phi=1-p=60\%$  and double-layer randomly-placed rock and cube armors were tested with initial packing density coefficients of  $\phi=1-p=63\%$  and  $59\%$ , respectively. Table 1 summarizes the characteristics of the materials used in the physical models.

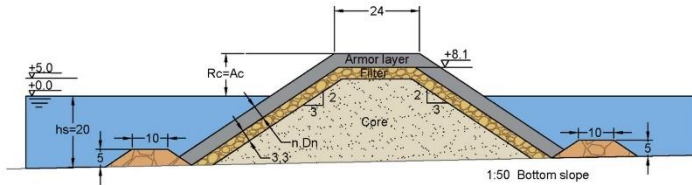


Figure 3. Cross-section of the of the breakwater model (dimensions in centimeters).

Table 1. Characteristics of the materials used in the experiments.

Layer	$M_{50}$ (g)	$\rho_r$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_{50}$ (cm)
Core	0.86	2.72	0.68
Filter	15.40	2.73	1.78
Rocks	86.77	2.68	3.18
Cubes	141.51	2.27	3.97
Cubipods	121.25	2.22	3.79

Test series of 1000 irregular waves were generated following the JONSWAP ( $\gamma=3.3$ ) spectrum. The AWACS Active Wave Absorption System was activated to avoid multi-reflections in the wave flume. Two values of water depth at the toe were tested ( $h_t[\text{cm}]=20$  and  $25$ ) for Cubipod<sup>®</sup> and rock armors and ( $h_t[\text{cm}]=25$  and  $30$ ) for cubes armor. For each water level, two series of constant Iribarren's number ( $I_r = \tan\alpha / (2\pi H_{m0} / (gT_p^2))^{0.5} = 3$  and  $5$ ) were studied,



increasing the significant wave height at the wave generating zone,  $H_{m0}=4(m_0)^{1/2}$ , progressively in steps of 1 cm in the range  $8 \leq H_{m0}[\text{cm}] \leq 24$  from zero damage until severe damage occurred or wave breaking was observed at the wave paddle or foreshore. Table 2 summarizes the test characteristics considering waves in the wave generating zone.

Table 2. Test matrix.

Armor Layer	$h_s(\text{cm})$	$Ir_p$	$H_{m0}(\text{cm})$	$T_p(\text{s})$	$R_s(\text{cm})$	Number of tests
Cubipods 1L	20	3	8-24	1.02-1.76	12	17
Cubipods 1L	20	5	8-20	1.70-2.68	12	13
Cubipods 1L	25	3	8-24	1.02-1.76	7	17
Cubipods 1L	25	5	8-20	1.70-2.68	7	13
Rocks 2L	20	3	8-16	1.02-1.44	15	9
Rocks 2L	20	5	8-13	1.70-2.08	15	6
Rocks 2L	25	3	8-16	1.02-1.44	10	9
Rocks 2L	25	5	8-13	1.70-2.08	10	6
Cubes 2L	25	3	8-24	1.02-1.76	11	17
Cubes 2L	25	5	8-20	1.70-2.68	11	13
Cubes 2L	30	3	8-24	1.02-1.76	6	17
Cubes 2L	30	5	8-14	1.70-2.25	6	7

Two groups of capacitive wave gauges were placed along the flume to measure the water elevation at different points. One group of five gauges (G1 to G5) was placed near the wavemaker and the other four gauges (G6 to G9) were installed at a distance of 2hs, 3hs, 4hs and 5hs seaward from the structure toe. One wave gauge (G10) was placed on the crest of the structure, and the last one (G13) was placed behind the model to control the water level behind the structure (see Figure 2). Wave gauges near the wavemaker were placed according to the criterion given by Mansard and Funk (1980). Using this group of gauges, incident and reflected waves were separated using the LASA-V method proposed by Figueres and Medina (2004).

Numerical simulations using SwanOne software were carried out to estimate incident wave parameters near the breaker model because methods to separate incident and reflected waves are not reliable in wave breaking conditions. The numerical simulations using SwanOne considered the same bottom profile and wave characteristics in deep water as in the physical experiments. Virtual wave measurements were obtained in the same location as the gauges used in the physical test.  $H_{m0}$  estimated at a distance of three times the water depth seaward from the structure toe was used in this research to characterize incident waves to estimate the armor damage in wave breaking conditions (see Herrera et al., 2017).

To measure armor damage, the Virtual Net method was used taking photographs perpendicular to the front slope, crest and rear slope armors before and after each test run. A virtual net was projected over each photograph dividing the armor into individual strips. Three strips of 3D<sub>n</sub> (strip A, B and C) and one strip of 4D<sub>n</sub> (strip D) were used on the front slope and 4 strips of 3D<sub>n</sub> (strips A, B, C and D) on the rear slope. For the crest armor only one strip of 6D<sub>n</sub> was considered. Dimensionless armor damage was calculated for each strip ( $S_i$ ), after integrating this dimensionless armor damage over the slope, the equivalent dimensionless armor damage ( $S_e$ ) was obtained. Figure 4 shows three photographs with the virtual net used for the single-layer Cubipod armor during the experiments. Overlapping measurements were taken with a weighing instrument which registered overtopped volume in time. Mean overtopping rate,  $q$  [ $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ], was routinely calculated for each test.

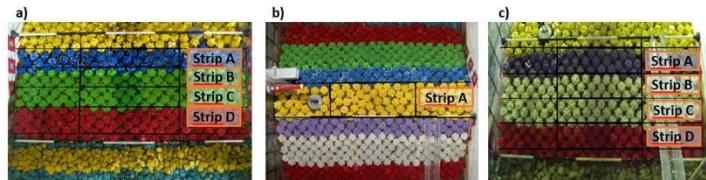


Figure 4. Application of the Virtual Net method to measure armor damage to the front slope (a), crest (b) and rear slope (c).

#### 4 ANALYSIS OF HYDRAULIC STABILITY TEST RESULTS

The stability number,  $N_s = H/(\Delta D_{n50})$ , is used to characterize the hydraulic stability performance of armor layers. For the wave height,  $H=H_{m0}$  estimated by SwanOne at a distance of three times the water depth seaward from the structure toe was used in this study. Three different armor layers were tested in this study, double-layer rock and cube

armors and a single-layer Cubipod® armor.

4.1 Damage to double-layer armors

Following Medina et al. (1994), the failure function of double-layer rock armors follows a 5-power relationship with the stability number, so that the failure function may be better represented with the linearized dimensionless armor damage ( $S_e^{1/5}$ ).

Figures 5, 6 and 7 show the linearized equivalent dimensionless armor damage observed during the experiments as a function of the stability number ( $N_s$ ) for the front slope, crest and rear slope. Tests in which the Initiation of Damage (IDa) was qualitatively observed are represented in black. Horizontal blue and red broken lines represent the average quantitative damage for IDa corresponding to rocks and cubes, respectively.

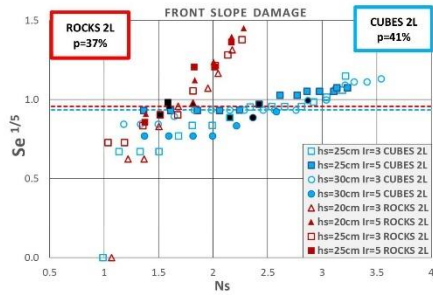


Figure 5. Measured armor damage,  $S_e$ , to the front slope as a function of the stability number (rock and cube armors).

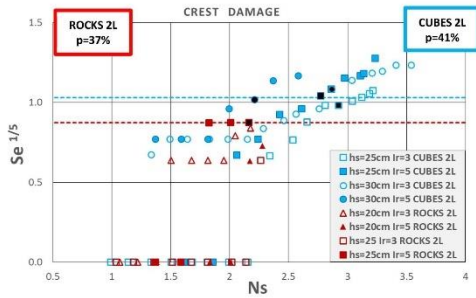


Figure 6. Measured armor damage,  $S_e$ , to the crest as a function of the stability number (rock and cube armors).

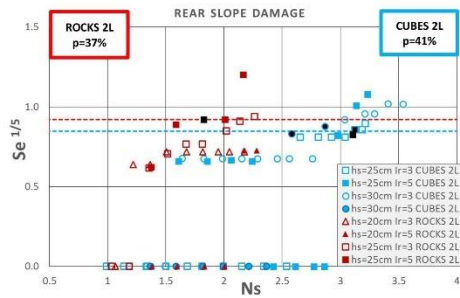


Figure 7. Measured armor damage,  $S_e$ , in the rear slope as a function of the stability number (rock and cube armors).

Compared to rock armors, cube armors have a higher hydraulic stability on the front slope, crest and rear slope. A wide range of dimensionless crest freeboard was tested ( $0.3 < R_c/H_c < 2.6$ ); the armor damage measured in each section of the structure was clearly related with the mean overtopping rate. Figure 8 shows the dimensionless overtopping rate,  $Q = \frac{q}{\sqrt{\theta} H_{m0}^3}$ , as a function of the dimensionless crest freeboard. It was observed that many tests with  $Q > 10^{-3}$  caused significant damage to the crest and rear slope, as was the case of cube and rock armors with  $h_{c[m]}=25$  and  $lr=5$ . By contrast, test series with a low overtopping rate led to higher armor damage to the front slope. When the overtopping rate is high, the crest and rear slope armors have to dissipate a significant part of the wave energy; when overtopping rate is low, almost all the energy must be dissipated by the front slope of the armor.

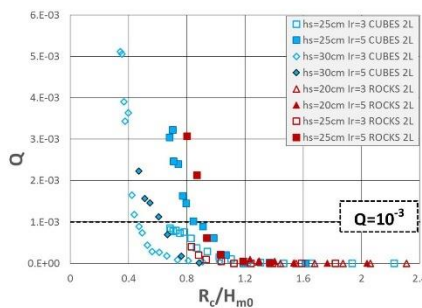


Figure 8. Measured overtopping discharge in terms of normalized freeboard (cube and rock armors).

#### 4.2 Damage in single-layer Cubipods armors

The same methodology was used to represent the results of damage to single-layer Cubipod<sup>®</sup> armors. Figures 9, 10 and 11 show the linearized equivalent dimensionless armor damage measured on the front slope, crest and rear slope of the breakwater. As observed, the hydraulic stability of single-layer Cubipod<sup>®</sup> armors is higher than for double-layer cube or rock armors on the front slope, crest and rear slope; IDa was not observed in any of the tests.

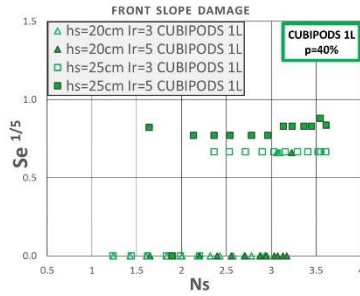


Figure 9. Measured armor damage,  $S_a$ , to the front slope as a function of the stability number (Cubipod<sup>®</sup> armor).

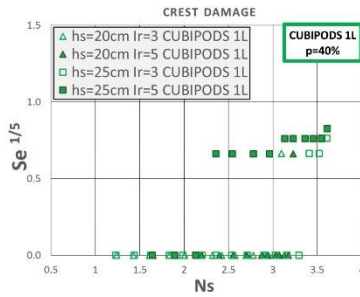


Figure 10. Measured armor damage,  $S_a$ , to the crest as a function of the stability number (Cubipod<sup>®</sup> armor).

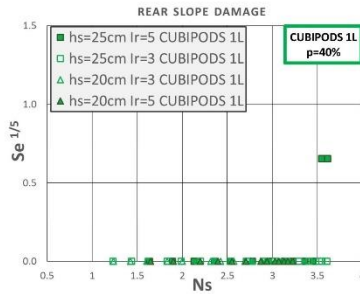


Figure 11. Measured armor damage,  $S_a$ , to the rear slope as a function of the stability number (Cubipod<sup>®</sup> armor).

Measured mean overtopping rates are represented in Figure 12 as a function of the dimensionless crest freeboard. In the tests with Cubipod<sup>®</sup> armored breakwaters, no significant damage (IDa) was observed to the front slope, crest and rear slope, although the threshold  $Q > 10^{-3}$  was exceeded.

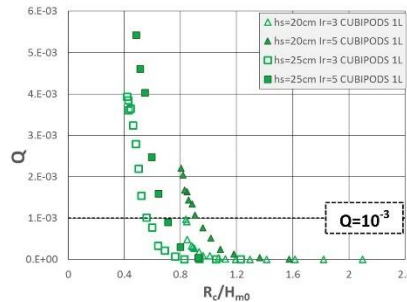


Figure 12. Measured overtopping discharge in terms of normalized crest freeboard (Cubipod® armor).

## 5 CONCLUSIONS

Medium- and low-crested mound breakwaters are frequently overtopped by waves which may cause damage not only to the front slope but also to the crest and rear slope. To design mound breakwaters subjected to intense overtopping conditions it is necessary to design front, crest and rear armors considering the overtopping rates to withstand throughout the structure's lifetime. Medium- and low-crested mound breakwaters with occasional large overtopping events under breaking wave conditions are not well studied in the literature.

A wide range of dimensionless crest freeboards ( $0.3 < R_c/H_m < 2.6$ ) was tested at the LPC-UPV with single-layer Cubipod® and double-layer rock and cube armors. The Virtual Net method, which takes into account the HeP failure mode, was used to measure the armor damage to the front slope, crest and rear slope. Results show a higher hydraulic stability for double-layer cube armors compared with double-layer rock armors. When the overtopping rate exceeded a threshold value ( $Q > 10^{-3}$ ) on rock and cube armored breakwaters, the damage to the crest and rear slope was higher than that to the front slope.

Single-layer Cubipod® armors show a higher hydraulic stability for front slope, crest and rear slope; the damage was below the Initiation of Damage level (IDa) in all tests. Overtopping rates exceeded the threshold limit for rock and cube armors ( $Q > 10^{-3}$ ) but did not cause significant damage to the Cubipod® armor. The hydraulic stability of the single-layer Cubipod® armor is higher than that of double-layer randomly-placed cube armor. These conclusion are valid for overtopped ( $m=1/50$  and  $\cot\alpha=H/V=1.5$ ) structures in the front slope, crest and rear slope.

## ACKNOWLEDGEMENT

The authors acknowledge financial support from the *Ministerio de Economía y Competitividad* and the *Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER)* under grant BIA2015-70436-R. The authors thank Debra Westall for revising the manuscript.



## REFERENCES

- Burger, G., 1995. Stability of low-crested breakwaters. Final Proceedings. EU research project Rubble mound breakwater failure modes, MAST 2 contract MAS2-CT92-0042. Delft Hydraulic Report H1878/H2415.
- CIRIA/CUR/CETMEF, 2007. *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2<sup>nd</sup> edition) C683, CIRIA, London, 1267p.
- Figueres, M., Medina, J.R., 2004. Estimation of incident and reflected waves using a fully non-linear wave model. *Proceedings 29<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, World Scientific, 594–603.
- Gómez-Martin, M.E., Medina, J.R., 2014. Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units. *Journal of Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 140(1), 100-108.
- Gómez-Martin, M. E., 2015. *Análisis de la evolución de averías en el manto principal de diques en talud formado por escolleras cubos y Cubipodos*. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Valencia. doi:10.4995/Thesis/10251/59251.
- Herrera, M.P., Gómez-Martin, M.E., Medina J.R., 2017. Hydraulic stability of rock armors in breaking conditions. *Coastal Engineering*, 127, 55-67.
- Hudson, R.Y., 1959. Laboratory investigations on rubble mound breakwaters. *Journal of the Waterways and Harbours Division*, ASCE, 85 (WW3), 93-121.
- Kramer, M., Burcharth, H.F., 2003. Stability of low-crested breakwaters in shallow water short crested waves. *Proceedings Coastal*

- Structures* 2003, 137-149.
- Losada, M.A., Desiré J.M., Alejo L.M., 1986. Stability of blocks as breakwater armor units. *Journal of Structural Engineering*, 112(11), 2392-2401.
- Medina, J.R., Hudspeth, R.T., Fassardi, C., 1994. Breakwater Armor Damage due to wave groups. *Journal of Waterway, Port, Coast and Ocean Engineering*, 120 (2), 179-198.
- Mansard, E.P.D., Funke, E.R., 1980. The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. *Proceedings 17<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 154-172.
- Van der Meer, J.W., 1988. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. PhD Thesis. Delft Technical University.
- Van der Meer, J.W., Daemen, I.F.R., 1994. Stability and wave transmission at low-crested rubble mound structures. *Journal of Waterway, Port, Coast and Ocean Engineering*, New York, pp. 1-19.
- Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., 1991. Stability of mound breakwaters' head and trunk. *Journal of Waterway, Port, Coast and Ocean Engineering*, ASCE, 117(6), 570-587.
- Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., Mansard, E.P.D., Gómez-Pina, G., 1992. A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters. *Proceedings of the 23<sup>rd</sup> Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 1679-1692.
- Vidal, C., Medina, R., Martín, F.L., 1999. A methodology to assess the armor stability of low-crested and submerged breakwaters. *Coastal Structures 1999*, Vol II, 721-725.
- Vidal, C., López, F., Losada, I., 2007. Stability of low crested and submerged rubble mound breakwaters. *Proceedings Coastal Structures*, 1697-1692.

Article

# Hydraulic Stability of the Armor Layer of Overtopped Breakwaters

 Gloria Argente , M. Esther Gómez-Martín  and Josep R. Medina

Laboratory of Ports and Coasts, Institute of Transport and Territory, Universitat Politècnica de València, 46022 Valencia, Spain; mgomar00@upv.es (M.E.G.-M.); jmedina@upv.es (J.R.M.)

\* Correspondence: gloargar@upv.es; Tel.: +34-963-877-375

Received: 18 October 2018; Accepted: 23 November 2018; Published: 27 November 2018



**Abstract:** Mound breakwaters with significant overtopping rates in depth-limited conditions are common in practice due to social concern about the visual impact of coastal structures and sea level rise due to climatic change. For overtopped mound breakwaters, the highest waves pass over the crest producing armor damage, not only to the front slope, but also to the crest and the rear slope. To guarantee the breakwater stability, it is necessary to limit the armor damage in the three parts of the structure: Front slope, crest, and rear slope. This paper describes the hydraulic stability of the armor layer of medium and low-crested structures in wave breaking conditions. Small-scale physical model tests were carried out with different relative crest freeboards and three armor units: Rocks, cubes, and Cubipods. The armor damage progression in the front slope, crest, and rear slope was analyzed using the Virtual Net method to consider the heterogeneous packing and porosity evolution along the armor slope. A comparison is provided between the hydraulic stability of the different armors and their relationship with the measured overtopping volumes.

**Keywords:** hydraulic stability; breaking wave conditions; low-crested structures; mound breakwaters; armor layer

## 1. Introduction

The crest height of a mound breakwater relative to the water level is defined as the crest freeboard,  $R_c$  (see EurOtop [1]). This parameter is one of the keys in the structural design as it affects the economic cost, the energy footprint, the overtopping hazards, and the visual impact. Growing social concern regarding the environmental and visual impacts associated with coastal structures and sea level rise due to climatic change is leading to a reduction in crest freeboards and an increase in overtopping hazards. Moreover, structures with a reduced freeboard are usually built in shallow water where the highest waves are depth limited (see Kramer and Burcharth [2]).

Medium and low-crested breakwaters are defined in this paper as emergent structures within the range  $0.5 < R_c/H_s < 1$  where  $H_s$  is the significant wave height. These types of structures are frequently overtopped by waves (see Burcharth et al. [3]), so wave energy is allowed to pass through or over the structure; consequently, the design of these structures must be different than a conventional type [2]. These overtopping events have a direct impact on the hydraulic stability of the crest and rear slope armors producing several armor damage in these parts of the structure because of the wave energy dissipation (see CIRIA [4]). Therefore, the hydraulic stability of the armor layer of the medium and low-crested structures may be higher on the front slope than for non-overtopped structures because some wave energy passes over the breakwater crest.

The armor layer of an overtopped structure can be divided in three parts (see Figure 1): Front slope (I), crest (II), and rear slope (III). This study focused on the analysis of the hydraulic stability of the armor layer in the three parts of a conventional medium and low-crested mound breakwater

protected with three different armors: (1) Double-layer rocks, (2) double-layer randomly-placed cubes, and (3) single-layer Cubipods. A wide range of dimensionless freeboards, with and without overtopping events, were tested ( $0.3 < R_c/H_b < 2.6$ ) in wave breaking conditions ( $H_b > 0.4 h_b$ ), where  $h_b$  is the water depth at the toe of the structure. A total of 144 small-scale tests were carried out in the wave flume at the Laboratory of Ports and Coasts at the Universitat Politècnica de València (LPC-UPV). A detailed quantitative analysis was conducted using photographs to determine the armor damage progression in each part of the structure (front slope, crest, and rear slope).

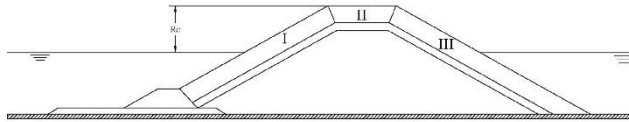


Figure 1. Division of armor layer in three parts.

## 2. Literature Review

### 2.1. Hydraulic Stability of the Armor Layer

While most mound breakwaters are constructed in the depth-limited zone, they are usually designed with empirical formulas based on small-scale tests of non-overtopped models in non-breaking conditions such as Hudson's formula [5] or Van der Meer's formula [6]. Armor design in wave breaking conditions involves estimating the incident characteristic wave height at the breakwater toe, but the standard stability formulas found in the literature have rarely taken into account the wave height distribution changes due to wave breaking. Some empirical modifications have been proposed by Herrera et al. [7] to estimate rock armor damage in breaking wave conditions. However, the hydraulic stability formula developed by Herrera et al. [7] is only valid for frontal slope armor with zero or low overtopping rates.

In the case of non-overtopped structures, waves mainly affect hydraulic stability on the front slope, while in the case of overtopped structures, waves do not only affect the hydraulic stability on the front slope, but also the stability of the crest and rear slope. The aim of this paper was to characterize the hydraulic stability of medium and low-crested structures subjected to frequent overtopping events in breaking wave conditions.

The hydraulic stability and performance of low-crested structures ( $R_c/H_b < 1$ ) have been studied in European project DELOS (Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures) and other research projects reported in the literature. Van der Meer and Daemen [8] compared the hydraulic stability of the armor layer of overtopped and non-overtopped rubble mound breakwaters, concluding that the required stone size for an overtopped rubble mound breakwater can be estimated by applying a reduction factor to the size calculated for a non-overtopped structure using the hydraulic stability formulas given in the literature. Vidal et al. [9] performed model tests with low-crested structures to analyze the different sections of the trunk in order to determine the distribution of damage. For the front armor slope, the results showed a linear relationship between the crest freeboard and the stability number, with lower hydraulic stability corresponding to the case of a non-overtopped rubble mound breakwater. For the armor on the crest, the hydraulic stability increases with the crest freeboard, and the opposite is true for the armor on the rear slope. Burger [10] re-analyzed existing tests and described the hydraulic stability to the initiation of damage of the front, crest, and rear slope, concluding that the damage to the front slope almost always determined the stability of the structure.

Vidal et al. [11] proposed the following hydraulic stability formula for rock-armored low-crested structures:



$$N_s = A + BF_d + CF_d^2 \quad (1)$$

where  $F_d = R_c/D_{n50}$  is the non-dimensional crest freeboard;  $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$  is the stability number;  $D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$  is the nominal diameter of the armor unit;  $M_{50}$  is the armor unit mass corresponding to the  $D_{n50}$ ;  $\Delta = (\rho_r - \rho_w)/\rho_w$  is the relative submerged mass density;  $\rho_r$  is the mass density of the armor unit;  $\rho_w$  is the mass density of the sea water; and  $H_s$  is the significant wave height. Coefficients A, B, and C depend on the section of the breakwater and the damage level as specified in Vidal et al. [11]; these coefficients are valid for the experimental range  $2.01 < F_d < 2.41$ . Kramer and Burcharth [2] calibrated coefficients A, B, and C from Equation (1), based on the least stable section of the structure. Vidal et al. [12] added additional data corresponding to low-crested structures by re-calibrating the coefficients A, B, and C from Equation (1) and formulating a stability formula to design rubble-mound breakwaters in the range  $-4 < F_d < 4$ .

There have been numerous hydraulic stability studies for the frontal armor slope of non-overtopped structures. Low-crested rubble mound breakwaters with the crest near the still water level have also been well studied. However, the transitional zone between a non-overtopped structure and a low-crested mound breakwater has not been as well studied. In this research, experiments of overtopped structures with medium and low-crest freeboards were carried out to analyze the hydraulic stability in the three categories of the armor layer (frontal, crest, and rear slope) with three different armors (double-layer rock, cube, and single-layer Cubipod<sup>®</sup>) under wave breaking conditions.

## 2.2. Armor Damage Measurement

Different methods to characterize armor damage have been described in the literature [13]. The traditional visual counting method [12] assumes a constant porosity along the armor layer, so the heterogeneous packing (HeP) failure mode is not considered. The HeP, defined by Gómez-Martín and Medina [13], is an armor-damaging process without armor unit extractions, but with a reduction of the porosity in the lower area of the armor and a higher porosity in the upper area. The Virtual Net method developed by Gómez-Martín and Medina [13] considered armor unit extractions and changes in the porosity due to HeP. In this paper, the Virtual Net method was used to calculate the damage to single-layer Cubipod<sup>®</sup> armor, the double-layer rock, and to cube armors on the front slope, the crest, and the rear slope. The Virtual Net method divides the armor into individual strips with a constant width (a) and length (b), allowing for the measurements of the dimensionless damage in each strip,  $S_i$ . Integrating  $S_i$  over the slope, the equivalent dimensionless armor damage parameter,  $S_e$ , is obtained. This method allows for measuring the armor layer porosity in time and space.

$$S_i = k \left( 1 - \frac{1 - n_{vi}}{1 - n_{v0i}} \right) \quad (2)$$

$$S_e = \sum_{i=1}^l S_i \forall S_i \geq 0 \quad (3)$$

where k is the number of rows in each strip;  $n_{vi} = 1 - (N_i D_{n50}^2 / a \cdot b)$  is the porosity of the strip;  $N_i$  is the number of armor units whose center of gravity is within the strip;  $D_{n50}$  is the nominal diameter of the armor unit;  $n_{v0i}$  is the initial porosity of each strip; and l is the number of strips.

The criteria given by Losada et al. [14] and Vidal et al. [15] was followed for double-layer armors: Initiation of Damage (IDA) occurs when the upper armor layer loses some units and gaps in the size of an armor unit are visible. In the case of single-layer armors, the criterion defined by Gómez-Martín [16] was followed: IDA occurs when the upper armor layer has lost one or more units and gaps the size of an armor unit are visible in the armor. For qualitative analysis, only the first level of armor-damage (IDA) was considered in the study.

3. Experimental Methodology

Two-dimensional physical model tests were conducted in the wind and wave test facility (30 m × 1.2 m × 1.2 m) of the Laboratory of Ports and Coasts at the Universitat Politècnica de València (LPC-UPV), with a bottom slope  $m = 1/50$ . Figure 2 shows the longitudinal cross-section of the LPC-UPV wave flume.

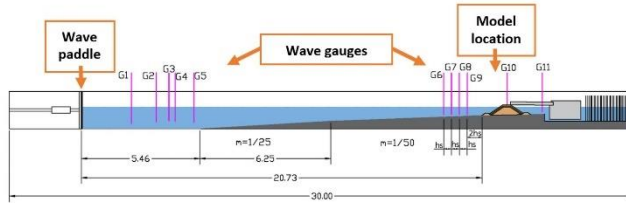


Figure 2. Longitudinal cross-section of the LPC-UPV wave flume (dimensions in meters).

Figure 3 shows the cross-section of the physical model, a low-crested conventional mound breakwater with armor slope  $\cot\alpha = 1.5$  in the front slope and in the rear slope, and a toe berm to support them. Using the same core and filter layer, three armors were tested: Rocks (2-L), cubes (2-L), and Cubipods (1-L). A single-layer Cubipod<sup>®</sup> armor was tested with an initial packing density of  $\Phi = 1 - p = 60\%$ , and double-layer randomly placed rock and cube armors were tested with the initial packing density coefficients of  $\Phi = 1 - p = 63\%$  and  $59\%$ , respectively, where  $p$  is the armor porosity. A summary of the characteristics of the materials used in the physical models of this paper is presented in Table 1.

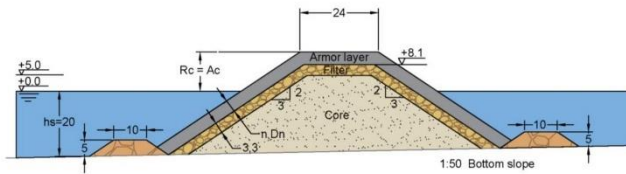


Figure 3. Cross-section of the of the breakwater model (dimensions in centimeters).

Table 1. Characteristics of the materials used in the experiments.

Layer	$M_{50}$ (g)	$\rho_r$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_{n50}$ (cm)
Core	0.86	2.72	0.68
Filter	15.40	2.73	1.78
Rocks	86.77	2.68	3.18
Cubes	141.51	2.27	3.97
Cubipods	121.25	2.22	3.79

Tests with runs of 1000 irregular waves were generated following the JONSWAP ( $\gamma = 3.3$ ) spectrum in deep water. The AWACS Active Wave Absorption System of the wavemaker was activated to avoid multi-reflections in the wave flume. Tests were grouped in a series of constant value of water depth at the toe berm,  $h_s$ [cm] = 20, 25, and 30, and constant Iribarren's number,  $I_{rP} = \tan \alpha / (2\pi H_{m0} / (gT_p^2))^{0.5} =$  three and five, where  $\tan \alpha = 2/3$ ,  $T_p$  is the peak period and  $H_{m0}$

is the spectral significant wave height,  $H_{m0} = 4(m_0)^{1/2}$ . For each series, tests were run by increasing the  $H_{m0}$  progressively in steps of 1 cm in the range  $8 \leq H_{m0}[\text{cm}] \leq 24$  from zero damage until severe damage occurred or the limit of use of the wavemaker was reached. Table 2 summarizes the test characteristics considering waves in the generating zone, where  $s_{0p} = 2\pi H_{m0}/(gT_p^2)$  is the wave steepness,  $N_t$  is the number of tests, and  $N_{tw}$  is the total number of waves in the series.

Table 2. Test matrix.

Series	Armor Layer	$h_s$ (cm)	$I_{rp}$	$s_{0p}$	$H_{m0}$ (cm)	$T_p$ (s)	$R_c$ (cm)	$N_t$	$N_{tw}$
1	Cubipods 1L	20	3	0.049	8–24	1.02–1.76	12	17	17,000
2	Cubipods 1L	20	5	0.018	8–20	1.70–2.68	12	13	13,000
3	Cubipods 1L	25	3	0.049	8–24	1.02–1.76	7	17	17,000
4	Cubipods 1L	25	5	0.018	8–20	1.70–2.68	7	13	13,000
5	Rocks 2L	20	3	0.049	8–16	1.02–1.44	15	9	9000
6	Rocks 2L	20	5	0.018	8–13	1.70–2.08	15	6	6000
7	Rocks 2L	25	3	0.049	8–16	1.02–1.44	10	9	9000
8	Rocks 2L	25	5	0.018	8–13	1.70–2.08	10	6	6000
9	Cubes 2L	25	3	0.049	8–24	1.02–1.76	11	17	17,000
10	Cubes 2L	25	5	0.018	8–20	1.70–2.68	11	13	13,000
11	Cubes 2L	30	3	0.049	8–24	1.02–1.76	6	17	17,000
12	Cubes 2L	30	5	0.018	8–14	1.70–2.25	6	7	7000

Two groups of capacitive wave gauges were placed along the flume to measure the water elevation at different points. One group of five gauges (G1 to G5) was placed near the wavemaker and the other four gauges (G6 to G9) were installed at a distance of  $2 h_s$ ,  $3 h_s$ ,  $4 h_s$ , and  $5 h_s$  seaward from the structure toe. One wave gauge (G10) was placed on the crest of the structure, and the last one (G13) was placed behind the model to control the water level behind the structure (see Figure 2).

Wave gauges near the wavemaker were distanced to select the combination of gauges needed following the criterion given by Mansard and Funke [17], depending on the wave-length of the test. Using these selected gauges, incident and reflected waves were separated using the LASA-V method proposed by Figueres and Medina [18] allows the separation of non-linear and non-stationary waves. However, neither the LASA-V method, nor other existing methods, are reliable to separate incident and reflected waves in the breaking zone. For this reason, the methodology, validated by Herrera et al. [7], to estimate incident waves in breaking conditions was used. Considering the same bottom profile of the flume and wave characteristics in deep waters as in the physical experiments, numerical simulations using SwanOne software were carried out to estimate the incident wave parameters near the breakwater model. SwanOne is a 1D numerical model that is appropriate to estimate wave propagation and simulate the depth-induced breaking phenomena (see Verhagen et al. [19]). Virtual wave measurements were obtained in the same location as the gauges used in the physical test. To validate the methodology, the numerical SwanOne estimations were compared with measurements in the wave flume without any structure, assuming no reflections. Figure 4 shows the comparison between the incident spectral significant wave height,  $H_{m0,i}$ , measured without structure in the model zone and estimations given by SwanOne at the same point.

In order to measure the goodness of fit, the relative mean squared error, rMSE, was calculated.

$$rMSE = \frac{MSE}{Var} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{(\alpha_i - e_i)^2}{Var(\alpha_i)} \tag{4}$$

where MSE is the mean squared error; Var is the variance of the observed values; N is the number of observations;  $\alpha_i$  is the observed value;  $e_i$  is the estimated value;  $\bar{\alpha}$  is the average of the observed values; and  $\bar{e}$  is the average of the estimated values.  $0 \leq rMSE \leq 1$  estimates the proportion of variance not explained by the model; the lower the rMSE, the better the estimations.

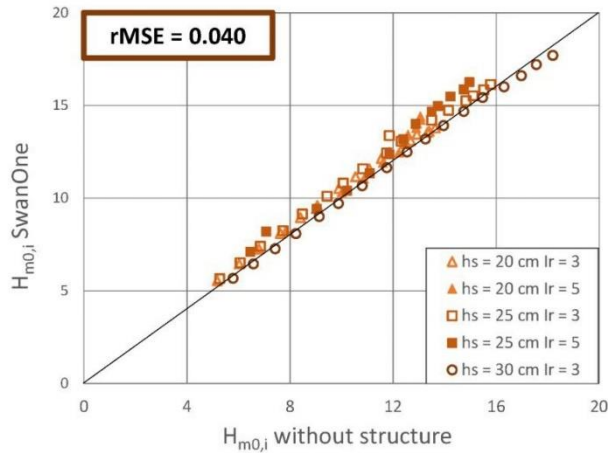


Figure 4. Comparison of  $H_{m0,j}$  measured without structure and estimations given by SwanOne in the model zone.

Due to the good results obtained,  $H_{m0}$  estimated with SwanOne at a distance of three times the water depth seaward from the structure toe was used in this research to characterize incident waves and analyze armor damage in wave breaking conditions [7].

To measure armor damage, the Virtual Net method was used, taking photographs perpendicular to the front slope, crest, and rear slope armors before and after each test run. A virtual net was projected over each photograph, dividing the armor into individual strips. Three strips of  $3D_n$  (strip A, B, and C) and one strip of  $4D_n$  (strip D) were used on the front slope and four strips of  $3D_n$  (strips A, B, C, and D) on the rear slope. For the crest armor, only one strip of  $6D_n$  was considered. Dimensionless armor damage was calculated for each strip ( $S_i$ ); after integrating this dimensionless armor damage over the slope, the equivalent dimensionless armor damage ( $S_e$ ) was obtained. Figure 5 shows three photographs with the virtual net used for the single-layer Cubipod® armor during the experiments. Overtopping measurements were taken with a weighing instrument, which registered the overtopped volume in time. Mean overtopping rate,  $q[m^3/s/m]$ , was routinely calculated for each test.

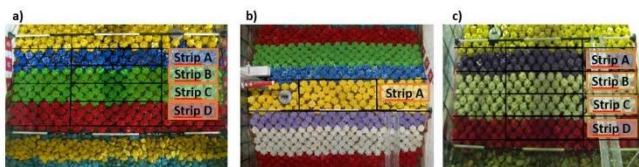


Figure 5. Application of the Virtual Net method to measure armor damage to the front slope (a), crest (b), and rear slope (c).

4. Analysis of Hydraulic Stability Test Results

The stability number  $N_s = H_{m0} / (\Delta D_{NS0})$  was used to characterize the hydraulic stability performance of the armor layers. For the wave height,  $H_{m0}$ , estimated by SwanOne at a distance of three times the water depth seaward from the structure toe, was used in this study to estimate the wave characteristics at the toe of the structure [7]. Three different armor layers were tested in this study: Double-layer rock and cube armors, and a single-layer Cubipod® armor.

4.1. Damage to Double-Layer Armors

Following Medina et al. [20], the failure function of double-layer rock armors follows a 5-power relationship with the stability number, so in this paper the failure function was represented with the linearized dimensionless armor damage ( $S_c^{1/5}$ ).

Figures 6–8 show the linearized equivalent dimensionless armor damage observed during the experiments as a function of the stability number ( $N_s$ ) for the front slope, crest, and rear slope of the double-layer rock and cube armors. Tests where the Initiation of Damage (IDA) was qualitatively observed are represented in black. Horizontal blue and red broken lines represent the average quantitative damage for IDA corresponding to rocks and cubes, respectively.

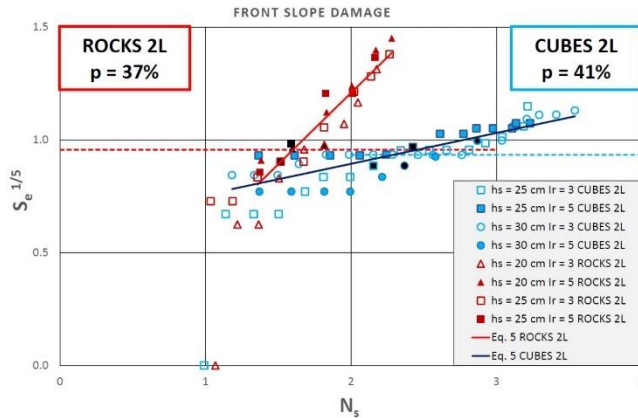


Figure 6. Measured armor damage,  $S_c$ , to the front slope as a function of the stability number (rock and cube armors).

Figure 6 shows a higher hydraulic stability of cube armors compared to rock armors on the frontal slope. Using only tests with a minimum of equivalent dimensionless damage ( $S_c > 0.25$ ), a linear model was developed to estimate armor damage following the expression:

$$S_c^{1/5} = k_1 N_s + k_2 \tag{5}$$

where  $k_1$  and  $k_2$  are fitting parameters. Besides the rMSE, the correlation coefficient,  $r$ , was calculated

to measure the goodness of fit.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (o_i - \bar{o})(e_i - \bar{e})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (o_i - \bar{o})^2 \sum_{i=1}^N (e_i - \bar{e})^2}} \quad (6)$$

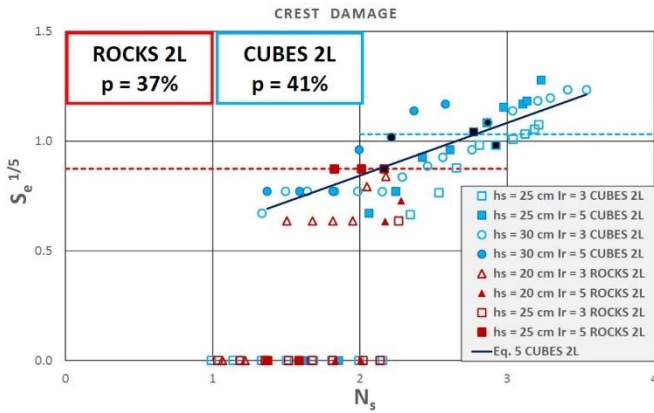


Figure 7. Measured armor damage,  $S_e$ , to the crest as a function of the stability number (rock and cube armors).

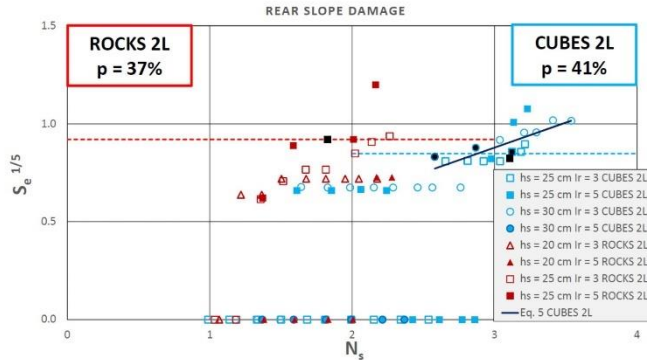


Figure 8. Measured armor damage,  $S_e$ , in the rear slope as a function of the stability number (rock and cube armors).

Table 3 summarizes the results and shows the calibrated values  $k_1$  and  $k_2$  for Equation (5) and the RMSE and  $r$  values between the measured and estimated armor damage.

Table 3. Calibrated values of  $k_1$  and  $k_2$  for Equation (5) and rMSE and r values.

Armor Layer	Sector	$k_1$ (Equation (5))	$k_2$ (Equation (5))	rMSE	r
Rocks 2L	Front slope	0.633	-0.056	0.095	0.949
Cubes 2L	Front slope	0.137	0.621	0.253	0.861
Cubes 2L	Crest	0.240	0.362	0.290	0.838
Cubes 2L	Rear slope	0.255	0.113	0.461	0.716

Figures 7 and 8 also show a higher hydraulic stability of cubes than rocks for the crest and rear slope armors. Nevertheless, in these cases, the values of the rock armor damage obtained were lower due to the high damage that occurred in the front slope armor. For this reason, Equation (5) was only obtained for cube armors in the crest and rear slope.

Equation (5) estimates the equivalent dimensionless armor damage,  $S_e$ , for the rocks and cubes armors in the corresponding breakwater sector, within the ranges summarized in Table 4.

Table 4. Ranges of validation for Equation (5).

Armor Layer	Sector	$s_{op}$	$N_s$	$h_s/\Delta D_{p50}$
Rocks 2L	Front slope	0.018-0.049	1.36-2.28	3.73-4.66
Cubes 2L	Front slope	0.018-0.049	1.18-3.54	4.96-5.95
Cubes 2L	Crest	0.018-0.049	1.37-3.54	4.96-5.95
Cubes 2L	Rear slope	0.018-0.049	2.58-3.54	4.96-5.95

4.2. Damage in Single-Layer Armors

The same methodology was used to represent the results of damage to single-layer Cubipod<sup>®</sup> armors. Figures 9–11 show the linearized equivalent dimensionless armor damage measured on the front slope, crest, and rear slope of the breakwater. As observed, the hydraulic stability of single-layer Cubipod<sup>®</sup> armors was higher than for the double-layer cube or rock armors on the front slope, crest, and rear slope; IDa was not observed in any of the tests.

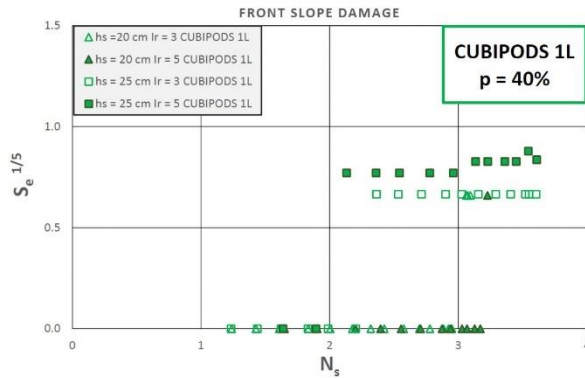


Figure 9. Measured armor damage,  $S_e$ , to the front slope as a function of the stability number (Cubipod<sup>®</sup> armor).

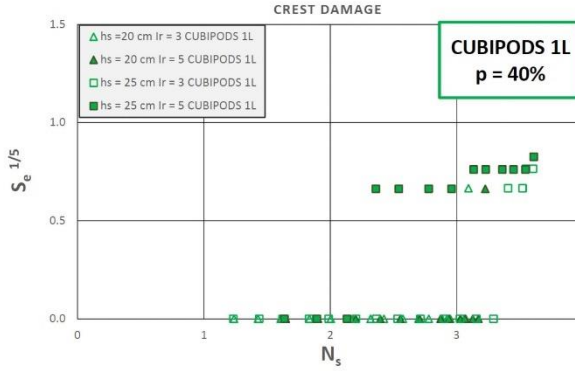


Figure 10. Measured armor damage,  $S_e$ , to the crest as a function of the stability number (Cubipod® armor).

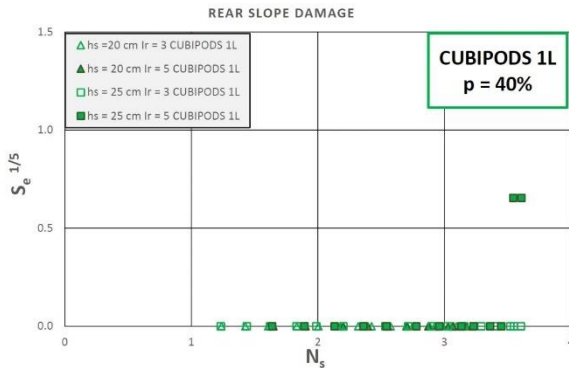


Figure 11. Measured armor damage,  $S_e$ , to the rear slope as a function of the stability number (Cubipod® armor).

4.3. Armor Damage and Overtopping Events

In this paper, a wide range of dimensionless crest freeboards was tested ( $0.3 < R_c/H_s < 2.6$ ), and the experiments indicated that the armor damage measured in each section of the structure was clearly related to the mean overtopping rate. Figure 12 shows the dimensionless overtopping rate,  $Q = \frac{q}{\sqrt{8} H_{r0}^3}$ , as a function of the dimensionless crest freeboard. The test, where the IDa in the crest was qualitatively observed, is represented in black, while the orange test represents the IDa in the rear slope.

It was observed that the minimum value of  $Q$  from which the IDa was detected in the crest or rear slope for the double-layer armors was  $Q = 10^{-3}$ . This means that tests with  $Q > 10^{-3}$  caused significant damage to the crest and rear slope, as was the case of the cube and rock armors with



$h_s[\text{cm}] = 25$  and  $Ir = 5$ . However, for Cubipod<sup>®</sup> armored breakwaters, although the threshold  $Q > 10^{-3}$  was exceeded, no significant damage (IDa) was observed in any part of the armor layer. Figure 13 shows the relation between the dimensionless armor damage and the dimensionless overtopping discharged. Test series with a low overtopping rate led to higher armor damage to the front slope, as almost all the energy must be dissipated by this part of the structure. In contrast, when the overtopping rate was high, the crest and the rear slope armors have to dissipate a significant part of the wave energy, so that the armor damage was higher in the crest and rear slope when  $Q > 10^{-3}$ .

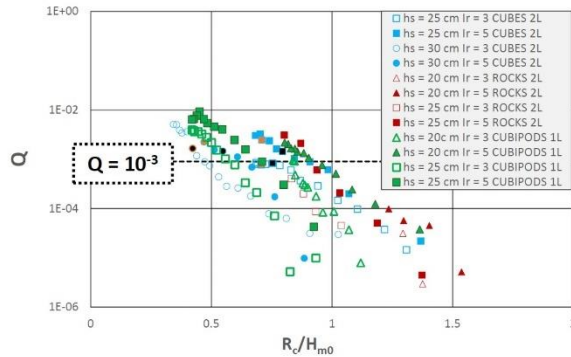


Figure 12. Measured overtopping discharge in terms of normalized freeboard (cube, rock, and Cubipod<sup>®</sup> armors).

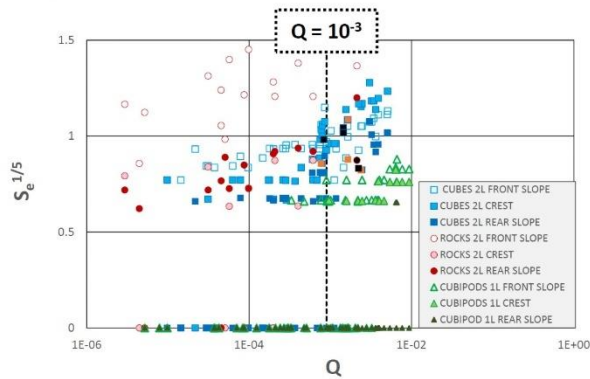


Figure 13. Measured armor damage,  $S_e$ , in the front slope, crest and rear slope as function of the  $Q$  (cube, rock, and Cubipod<sup>®</sup> armors).

## 5. Conclusions

Medium and low-crested mound breakwaters are frequently overtopped by waves, which may cause damage not only to the front slope, but also to the crest and rear slope. To design mound breakwaters subjected to intense overtopping conditions, it is necessary to design front, crest, and rear armors that consider the overtopping rates to withstand throughout the structure's lifetime. Medium and low-crested mound breakwaters with occasional large overtopping events under breaking wave conditions have not been well studied in the literature.

A wide range of dimensionless crest freeboards ( $0.3 < R_c/H_b < 2.6$ ) were tested at the LPC-UPV with single-layer Cubipod® and double-layer rock and cube armors. The Virtual Net method, which takes into account the HeP failure mode, was used to measure the armor damage to the front slope, crest, and rear slope. Results showed a higher hydraulic stability for the double-layer cube armors when compared with the double-layer rock armors. The Equation (5) parameters were calibrated to estimate the equivalent dimensionless damage,  $S_e$ , for double-layer rock and cube frontal slope armors and double-layer cube crest and rear slope armors within the ranges of the study. When the overtopping rate exceeded a threshold value ( $Q > 10^{-3}$ ) on the rock and cube armored breakwaters, the damage to the crest and rear slope was higher than that to the front slope, and Initiation of Damage (IDa) was observed in the crest and rear slope.

Single-layer Cubipod® armors showed a higher hydraulic stability for the front slope, crest, and rear slope; the damage was below the Initiation of Damage level (IDa) in all tests. Overtopping rates exceeded the threshold limit for the rock and cube armors ( $Q > 10^{-3}$ ), but did not cause significant damage to the Cubipod® armor. The hydraulic stability of the single-layer Cubipod® armor was higher than that of the double-layer randomly-placed cube armor. These conclusions are valid for overtopped ( $m = 1/50$  and  $\cot\alpha = 1.5$ ) structures in the front slope, crest, and rear slope.

**Author Contributions:** G.A. wrote the original draft and was responsible for the conceptualization, experimental methodology, and analysis. M.E.G.-M. and J.R.M. supervise the investigation, review and approved the manuscript.

**Funding:** This research was funded by *Ministerio de Economía y Competitividad* and the *Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER)* under grant BIA2015-70436-R.

**Acknowledgments:** The authors acknowledge the financial support from the *Ministerio de Economía y Competitividad* and the *Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER)* under grant BIA2015-70436-R. The authors thank Debra Westall for revising the manuscript. Moreover, the authors acknowledge financial support from the *Conselleria d'Educació, Investigació, Cultura i Esport (Generalitat Valenciana)* under grant GV/2017/031.

**Conflicts of Interest:** The authors declare no conflict of interest.

## References

1. Pullen, T.; Allsop, N.W.H.; Bruce, T.; Kortenhaus, A.; Schüttrumpf, H.; van der Meer, J.W. *Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Available online: [www.overtopping-manual.com](http://www.overtopping-manual.com) (accessed on 20 October 2018).
2. Kramer, M.; Burcharth, H.F. Stability of low-crested breakwaters in shallow water short crested waves. *Proc. Coast. Struct.* **2003**, *137*–149. [CrossRef]
3. Burcharth, H.F.; Kramer, M.; Lamberti, A.; Zanuttigh, B. Structural stability of detached low crested breakwaters. *Coast. Eng.* **2006**, *53*, 381–394. [CrossRef]
4. CIRIA/CUR/CETMEF. *The Rock Manual. The Use of Rock in Hydraulic Engineering*, 2nd ed.; CIRIA: London, UK, 2007; 1267p.
5. Hudson, R.Y. Laboratory investigations on rubble mound breakwaters. *J. Waterw. Harb. Div. ASCE* **1959**, *85*, 93–121.
6. Van der Meer, J.W. *Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack*. Ph.D Thesis, Delft Technical University, Delft, The Netherlands, 1988.
7. Herrera, M.P.; Gómez-Martin, M.E.; Medina, J.R. Hydraulic stability of rock armors in breaking conditions. *Coast. Eng.* **2017**, *127*, 55–67. [CrossRef]

8. Van der Meer, J.W.; Daemen, I.F.R. Stability and wave transmission at low-crested rubble mound structures. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* **1994**, *120*, 1–19. [[CrossRef](#)]
9. Vidal, C.; Losada, M.A.; Medina, R.; Mansard, E.P.D.; Gómez-Pina, G. A universal analysis for the stability of both low-crested and submerged breakwaters. In Proceedings of the 23rd Conference on Coastal Engineering, ASCE, Venice, Italy, 4–9 October 1992; pp. 1679–1692.
10. Burger, G. Stability of low-crested breakwaters. Final Proceedings 1995. EU research project Rubble mound breakwater failure modes, MAST 2 contract MAS2-CT92-0042. Delft Hydraulic Report H1878/H2415. *Coast. Eng.* **2006**, *53*, 381–394.
11. Vidal, C.; Medina, R.; Martín, F.L. A methodology to assess the armor stability of low-crested and submerged breakwaters. *Coast. Struct.* **1999**, *2*, 721–725.
12. Vidal, C.; López, F.; Losada, I. Stability of low crested and submerged rubble mound breakwaters. *Proc. Coast. Struct.* **2007**, *2*, 939–950.
13. Gómez-Martín, M.E.; Medina, J.R. Heterogeneous packing and hydraulic stability of cube and Cubipod armor units. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* **2014**, *140*, 100–108. [[CrossRef](#)]
14. Losada, M.A.; Desiré, J.M.; Alejo, L.M. Stability of blocks as breakwater armor units. *J. Struct. Eng.* **1986**, *112*, 2392–2401. [[CrossRef](#)]
15. Vidal, C.; Losada, M.A.; Medina, R. Stability of mound breakwaters' head and trunk. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* **1991**, *117*, 570–587. [[CrossRef](#)]
16. Gómez-Martín, M.E. Análisis de la Evolución de Averías en el Manto Principal de Diques en Talud Formado por Escolleras Cubos y Cubipodos. Ph.D. Thesis, Universitat Politècnica de València, Valencia, Spain, 2015.
17. Mansard, E.P.D.; Funke, E.R. The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. In Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Sydney, Australia, 23–28 March 1980; pp. 154–172.
18. Figueres, M.; Medina, J.R. Estimation of incident and reflected waves using a fully non-linear wave model. In Proceedings of the 29th International Conference on Coastal Engineering, Lisbon, Portugal, 19–24 September 2004; pp. 594–603.
19. Verhagen, H.J.; Van Vledder, G.; Eslami Arab, S. A practical method for design of coastal structures in shallow water. In Proceedings of the 31st International Conference on Coastal Engineering, Hamburg, Germany, 31 August–5 September 2008; Volume 4, pp. 2912–2922.
20. Medina, J.R.; Hudspeth, R.T.; Fassardj, C. Breakwater Armor Damage due to wave groups. *J. Waterw. Port Coast. Ocean Eng.* **1994**, *120*, 179–198. [[CrossRef](#)]



© 2018 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).