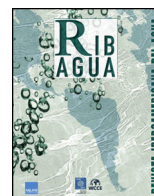




RIBAGUA

www.elsevier.es/ribagua



Jornadas de Puertos y Costas 2015

Estudio en modelo físico 3D de las averías del espigón de la playa de La Zurriola (San Sebastián)

J.F. Sánchez-González^{a,*} y G. Díez^b^a Centro de Estudios de Puertos y Costas, Centro de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Ministerio de Fomento, Madrid, España^b Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y el Mar, Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, Madrid, España

INFORMACIÓN DEL ARTÍCULO

Historia del artículo:

Recibido el 1 de febrero de 2016

Aceptado el 6 de julio de 2016

On-line el 6 de agosto de 2016

Palabras clave:

Modelo físico

Avería

Espigón

Playa de La Zurriola

R E S U M E N

El 2 de febrero de 2014 un temporal de oleaje destruyó parte del espigón de la playa de La Zurriola (San Sebastián). Este espigón fue estudiado en 2013 en el Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, debido a que en algunos tramos el espigón se encontraba en situación de inicio de averías desde aproximadamente 2007. Partiendo de esta situación de deterioro incipiente, el estudio se realizó mediante diversos ensayos en modelo físico, a escala 1/40, del comportamiento del espigón frente a oleajes extremos. Los ensayos incluyeron el estudio de la situación del espigón hasta comienzos de 2014, un refuerzo del manto consistente en la colocación de bloques de mayor peso en las zonas dañadas y el análisis de la posible evolución del espigón sin reparar frente al ataque de nuevos temporales extremos. El modelo reprodujo con precisión la posición y el tipo de averías observadas hasta 2013, así como la destrucción del espigón en la misma zona en que se produjo solo unos meses después de los ensayos. El estudio del refuerzo de las zonas dañadas serviría posteriormente para la ejecución de las obras de reparación del espigón llevadas a cabo por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar a lo largo de 2014.

© 2016 IAHR y WCCE. Publicado por Elsevier España, S.L.U. Este es un artículo Open Access bajo la licencia CC BY-NC-ND (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

Physical model study of the La Zurriola beach groin damages

A B S T R A C T

On February 2nd 2014 a severe storm destroyed part of the La Zurriola Beach groin in San Sebastián. This groin had been recently studied at the Centre for Harbours and Coastal Studies of CEDEX due to the damage that the structure suffered since 2007 in some locations. The study was composed of three physical model tests of the groin behaviour under extreme waves, at the scale 1/40. These tests included the current situation (until 2014), the armour layer reinforcement and finally the study of the probable behaviour without that reinforcement. The model reproduced quite well the location and typology of the observed damage, along with the destruction that came only a few months later. As well, the reinforcement was formerly proposed during the reparation works carried out in the summer 2014.

© 2016 IAHR y WCCE. Published by Elsevier España, S.L.U. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

Keywords:

Physical model

Damage

Groin

La Zurriola Beach

1. Introducción

Durante el invierno de 2014 varios temporales de oleaje azotaron la costa cantábrica y produjeron numerosos daños a lo largo de todo el territorio, desde Galicia hasta el País Vasco. Los mayores daños se concentraron en playas, paseos marítimos y obras

portuarias en zonas de bajo calado, mientras que en las obras de gran profundidad apenas se reportaron incidentes. Todo ello debido a la combinación de factores como el elevado nivel del mar y el largo periodo del oleaje, que evitaron la disipación de energía del oleaje por rotura en zonas alejadas de la orilla y contribuyeron al aumento del remonte del oleaje en playas y estructuras costeras [1]. Estos temporales, considerados como extraordinarios a día de hoy, podrían convertirse en eventos más frecuentes en un futuro próximo, en caso de cumplirse las proyecciones de incremento del nivel del mar por efecto del cambio climático. Según el informe

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: jose.f.sanchez@cedex.es (J.F. Sánchez-González).

del IPCC (2014) [2], en 2050 los escenarios moderado y pesimista de emisiones gases de efecto invernadero, RCP4.5 y RCP8.5, darían lugar a subidas del nivel del mar de 0,24 y 0,45 m, respectivamente, en la fachada cantábrica [3].

Esto implica que en los proyectos de estructuras costeras situadas a pequeña profundidad deberían tenerse en cuenta varios aspectos relacionados con la modificación de las condiciones de diseño a lo largo de la vida útil, entre las que destacan la altura del oleaje a pie de dique y el francobordo relativo [4]. Con respecto a la altura del oleaje, un aumento del nivel del mar daría lugar a un aumento de la altura de ola en rotura aproximadamente igual al aumento del nivel del mar [5], lo cual se traduciría en mayores pesos de los bloques [4,6]. Todo ello a pesar de que la altura de ola en aguas más profundas no se vea significativamente afectada como consecuencia del cambio climático [7]. Por otro lado, las cotas de coronación de las estructuras deberán ser más elevadas con objeto de evitar rebases o inundaciones [8], así como para proporcionar mayor abrigo en el trasdós, al objeto de garantizar el correcto funcionamiento de las estructuras [9]. Otro factor a considerar es el posible efecto del cambio del perfil de equilibrio [10] en el pie de los diques y en el transporte de sedimentos dentro de las zonas protegidas por diques exentos, espigones, etc. Por último, tal y como se ha indicado al comienzo de esta introducción, en zonas poco profundas es de destacar la contribución del periodo del oleaje en los procesos de transformación y rotura del oleaje [1]. Aunque los registros de los últimos años en el mar Cantábrico (2014, 2016) apuntan a un aumento significativo de temporales de largo periodo, lo cierto es que actualmente no existen muchos estudios que aborden esta variable [7], a la que habrá que prestar especial atención para determinar las inundaciones futuras.

Con todo, es poco probable que la destrucción del espigón de La Zurriola en febrero de 2014 fuese debida a los cambios en el oleaje incidente por efecto del cambio climático. Desde 2007 los daños se han concentrado en los 2 primeros tramos del dique en talud, mientras que los restantes tramos permanecen inalterados desde su ejecución hace más de 20 años. Este artículo describe los trabajos realizados para determinar las causas de los citados daños, poniendo énfasis en la necesidad del estudio detallado de los fenómenos de transformación del oleaje en el diseño de obras de defensa de costas. Para ello se ha llevado a cabo una experimentación en modelo físico 3D con oleaje direccional, reproduciendo la obra estudiada, así como la geometría y textura de todos los contornos modificadores del oleaje en aguas someras (batimetría, desembocadura y muro vertical con talud de bloques). Esta modelización, por tanto, se diferencia de trabajos previos que estudiaron la estabilidad y averías en estructuras costeras de baja cota fuera de la zona de rotura [4,11] y en la zona de rotura [12], en que en este caso se presentan complejas interacciones del oleaje con los contornos (difracción, refracción en el canal de desembocadura y reflexiones en el frente marítimo de la ciudad), además de la variación continua del nivel del mar.

2. Proyecto de regeneración de la playa de La Zurriola

2.1. Diseño del espigón

La playa de La Zurriola se encuentra situada en la ensenada de La Zurriola de San Sebastián y constituye la fachada marítima del barrio donostiarra de Gros, que también da nombre a la playa en algunas referencias citadas más adelante. Las diversas transformaciones en esta zona de la ciudad a finales del siglo XIX y la construcción del Gran Kursaal a comienzos del siglo XX destruyeron la playa barrera situada en la desembocadura del río Urumea, en el lado occidental de la ensenada, hasta tal punto que apenas quedó un pequeño arenal contenido entre el monte Ulía (extremo

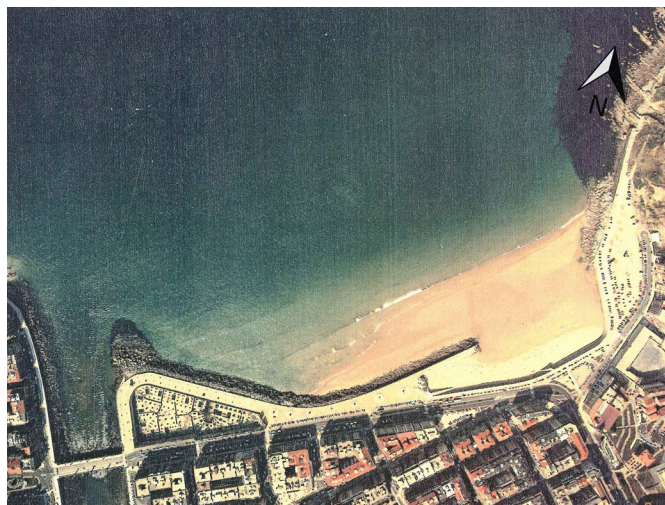


Figura 1. Playa de la Zurriola en 1989.

Fuente: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

oriental) y el espolón de escollera que defendía el solar del Kursaal (fig. 1). En el año 1992 la Dirección General de Costas, entonces perteneciente al Ministerio de Obras Públicas y Transportes, planteó regenerar la playa, para lo cual realizó diversos estudios entre 1992 y 1993. En el primero de ellos [13] se analizaron varias configuraciones en planta posibles para el espigón mediante el modelo numérico GENESIS [14]. Como resultado, se propuso la regeneración mediante el aporte de unos 500.000 m³ de arena de origen externo al sistema, al objeto de conseguir una berma de anchura suficiente frente al paseo marítimo. Para ello, se necesitaría un espigón de contención en la margen derecha del río Urumea, siendo la alternativa más adecuada el espigón curvo, habida cuenta de la difracción que produce sobre el oleaje incidente, generando un gradiente de sobre elevación en dirección este-oeste que facilitaba la acumulación de arenas a sotamar de la estructura. La figura 2 representa el aspecto probable de la línea de orilla con la alternativa de espigón curvo.

Este primer estudio incluye también un anejo de cálculo de las estructuras de contención en el que se establece la altura de ola cálculo y se dimensionan las diferentes partes de la obra. Con respecto a la altura de cálculo, siguiendo las Recomendaciones para Obras Marítimas de Puertos del Estado [15] se adoptó un periodo



Figura 2. Línea de orilla. Nivel medio del mar (N.M.M.) previsto en [1] para la playa con la configuración de espigón curvo (alternativa C2).

Tabla 1
Dimensionamiento de los bloques, según [1]

h (m), bajamar	H _{S,Diseño} (m)	Elementos manto	γ _a (t/m ³)	W (t)
2,0	—	Escollera	—	4-6
4,5	6,5	Bloques cúbicos de hormigón	2,35	30
6,0	7,5	Bloques cúbicos de hormigón	2,35	50

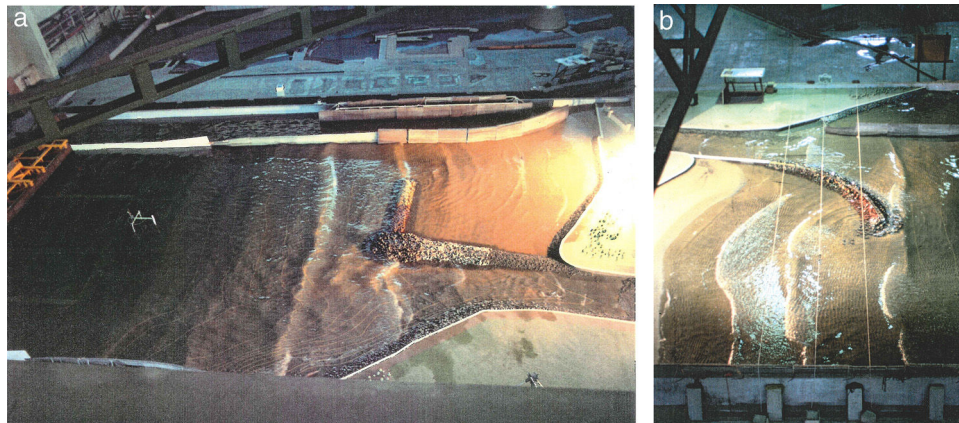


Figura 3. Tanque de ensayos. Modelos físicos en 1992 y 1993, escala 1/70. Izquierda: solución de espigón recto con martillo semisumergido [3]. Derecha: solución de espigón curvo [5].

de retorno de 50 años, al que correspondía una altura de ola significativa $H_S = 9,3$ m, según el régimen extremal obtenido con los registros de la boya de Bilbao, situada a 55 m de profundidad [16]. Esta altura de ola debía propagarse hasta pie de obra teniendo en cuenta los procesos de refracción, asomeramiento y rotura, para lo cual se emplearon los ábacos para estimar las alturas de ola en la zona de rotura de Goda (2000) [17].

En cuanto al dimensionamiento de los elementos del manto principal, se empleó la formulación de Hudson (1958) [6], que propone la expresión (1) para estructuras en talud:

$$W = \frac{\gamma_a \cdot H_S^3}{K_D (\gamma_a / \gamma_w - 1)^3 \cot \alpha} \quad (1)$$

donde W es el peso de los bloques; γ_a y γ_w son, respectivamente, la densidad del material de los bloques y del agua; H_S es la altura significativa de cálculo; K_D es el coeficiente de estabilidad (para este estudio se adoptó $K_D = 4,6$), y α es el ángulo que forma el talud con la horizontal. Teniendo en cuenta que la altura de ola está limitada por profundidad, se obtuvieron las alturas y pesos necesarios a varias profundidades, tal como se muestra en la tabla 1. Debe tenerse en cuenta que estos pesos se calcularon para bloques cúbicos de hormigón, mientras que en la realidad se emplearon bloques de piedra caliza, de densidad muy superior.

Dentro de los estudios considerados para el proyecto destacan los ensayos en modelo físico de las distintas alternativas planteadas para el espigón de contención, tanto a pequeña escala (fig. 3) [18–20] como a escala intermedia [21]. Este último ensayo se realizó a escala 1/30 en un canal de oleaje de 6,5 m de anchura y 44 m de longitud, factores que limitaban el alcance del modelo físico a los 2 últimos tramos del espigón, es decir, que los tramos más someros no se llegaron a ensayar. Este hecho ha tenido una gran importancia en la vida de la obra, como se verá más adelante en este artículo.

Finalmente se llegó al diseño de espigón que refleja la figura 4, donde destaca la estructura de sección tipo en talud y planta de arco circular de radio 260 m y longitud 320 m, coronada a la cota +7 m, que constituye lo que en este artículo es referido como «espigón» (secciones B a E). Como continuación de la estructura se dispuso adosado al morro un dique sumergido de 165 m de longitud y cota

de coronación variable entre la –4 m y la –7 m, cotas referidas a la bajamar mínima astronómica.

La sección tipo del espigón, tal como se muestra en la figura 5, es una sección tipo en talud con diseño convencional, es decir, con núcleo, escolleras de filtro y mantos de protección, estos últimos formados por bloques paralelepípedicos de piedra natural caliza, de densidad 2.800 kg/m^3 y una gran diversidad de tamaños y pesos, fruto de su método de producción. En cuanto al peso de los bloques, teniendo en cuenta que la altura de ola está limitada por el fondo, en el proyecto se definieron 4 tramos diferentes (tramos I a IV del espigón, secciones B a E en el proyecto), dentro de los cuales se establecieron los pesos mínimos necesarios, diferenciando entre el lado expuesto y el lado abrigado o trasdós (tabla 2).

2.2. Evolución de la playa y averías en el espigón hasta 2013

Desde la finalización de las obras en 1995 hasta 2014, la playa fue perdiendo material lentamente por la parte profunda del perfil, como consecuencia del transporte transversal generado por los grandes temporales de oleaje del NW. No obstante, es de destacar el buen comportamiento del dique sumergido adosado al morro, que ha quedado prácticamente sepultado por la arena pero que ha permitido que la playa pudiera recuperarse en las condiciones de bonanza climática, como por ejemplo en el periodo 2010–2013 [22]. Sin embargo, a comienzos de 2014, con la acumulación de temporales extraordinarios en enero, febrero y marzo, la playa sufrió una gran erosión en la zona emergida, lo que obligó a acometer una nueva regeneración de forma simultánea con la reparación del espigón.

En cuanto a la estabilidad del espigón hasta 2013, las primeras averías en el tramo inicial se produjeron después del ataque de los temporales de diciembre de 2007 y marzo de 2008. En concreto, se produjeron daños iniciales e intermedios [23] en 3 zonas repartidas a lo largo de la primera mitad del dique (fig. 6), y que en adelante se denominarán zonas 1, 2 y 3. Estas zonas, que se localizaban fácilmente por la acumulación de bloques sueltos en la playa, se situaban respectivamente a 45 m (sección B), 85 m (sección B, muy próxima al cambio de sección) y 175 m (sección C), distancias medidas en línea recta desde el punto de arranque del espigón. La

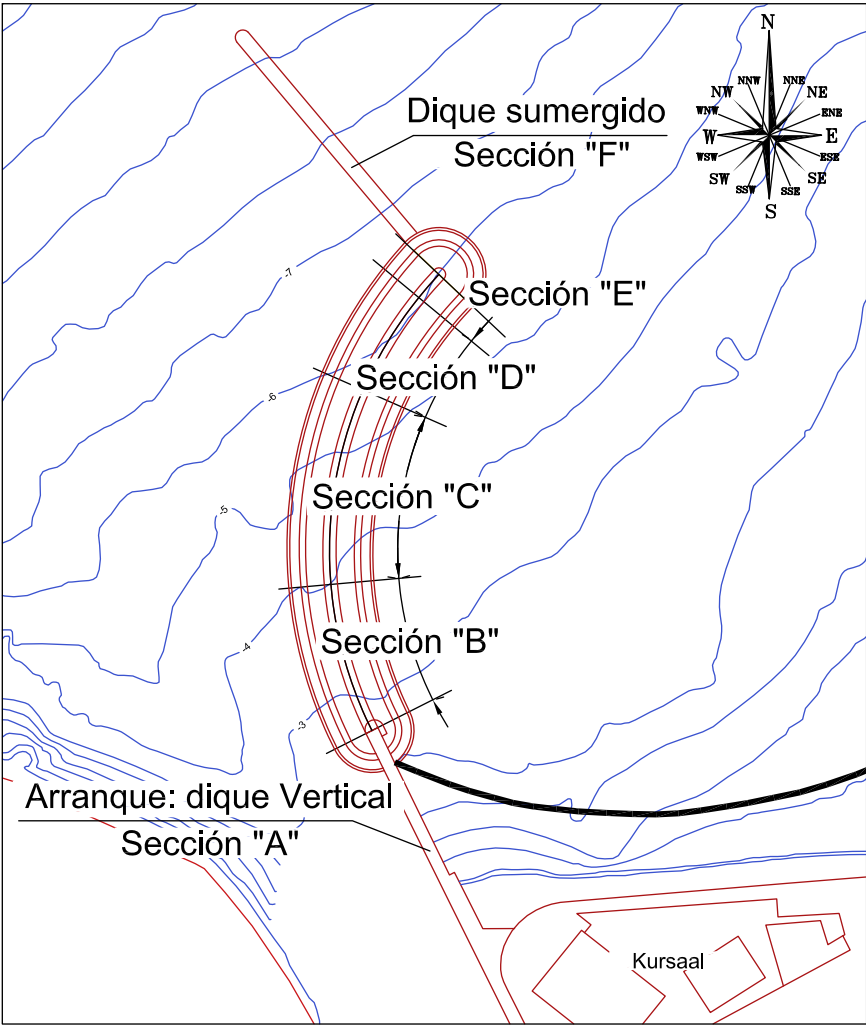


Figura 4. Planta y secciones tipo. Obra del espigón de La Zurriola.

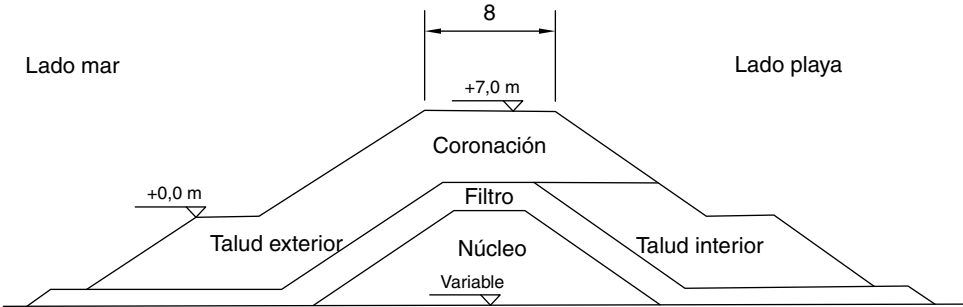


Figura 5. Sección tipo. Proyecto del espigón de La Zurriola.

zona 2, situada en la zona de transición de la sección tipo B a la C, es la que presentaba los daños más graves a simple vista (desde el lado interior del dique), aunque el número de bloques desplazados era inferior al de la zona 3. En esta última zona se observa un hueco

en el lado interior del dique, siendo destacable el gran tamaño de los bloques caídos sobre la playa.

En cuanto a la coronación, a la vista de los perfiles transversales y de la observación a simple vista de la estructura, parecía

Tabla 2
Peso mínimo de los bloques del manto del espigón de La Zurriola

Tramo	Sección	Talud interior(t)	Talud exterior/coronación (t)	Longitud (m)
I	B	≥ 11	≥ 15	97.55
II	C	≥ 21	≥ 30	129.35
III	D	≥ 25	≥ 35	72.60
IV	E	≥ 35	≥ 40	≈ 20.0

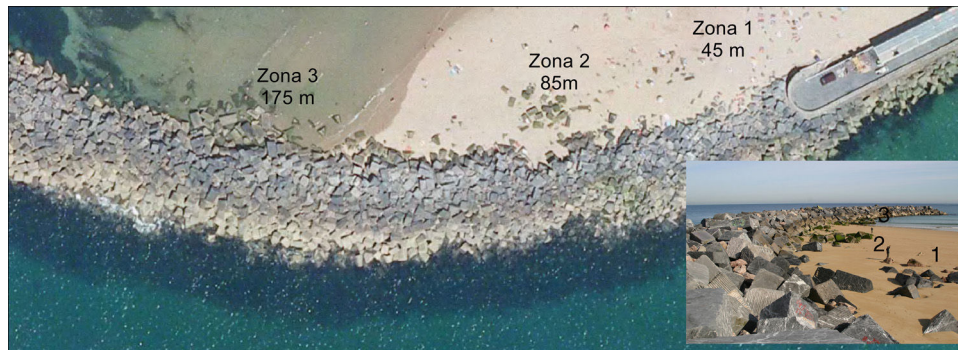


Figura 6. Localización de las 3 zonas dañadas en el espigón. Imagen del PNOA (Ministerio de Fomento). Detalle: vista de las 3 zonas desde el extremo del paseo marítimo.

que no se había producido en el espigón ningún asentamiento, permaneciendo coronado a la cota +7, siempre referida a la bajamar mínima.

3. Ensayos en modelo físico del espigón

3.1. Características generales de los ensayos

Esta situación de avería incipiente en el espigón dio lugar al estudio que se presenta a continuación. Partiendo de la situación de deterioro descrita en el párrafo anterior, el estudio de la obra se llevó a cabo en verano de 2013 mediante varios ensayos del modelo físico de la obra completa, incluyendo el arranque en sección vertical y el dique sumergido que parte desde el morro en dirección N30W. El modelo se construyó a escala 1/40, para la cual pueden desprejarse los efectos de escala [24].

Los ensayos se llevaron a cabo en el tanque de oleaje multidireccional del Laboratorio de Experimentación Marítima del CEDEX, incluyendo el modelo físico el espigón y la playa de La Zurriola al completo, así como una parte importante del Paseo Nuevo de San Sebastián hacia el oeste (fig. 7). Esta última zona se incluyó en el modelo, junto con la margen izquierda de la desembocadura del río Urumea, con objeto de reproducir las reflexiones del oleaje que se producen en dicha zona, que pueden tener gran influencia sobre la estabilidad del espigón, especialmente en los tramos situados a menor profundidad. La profundidad del modelo en la zona de generación era de 21 m en bajamar (nótese que, al objeto de facilitar la interpretación de los datos y resultados presentados en este artículo, todas las magnitudes se darán en escala de prototipo).

Los oleajes de ensayo se definieron teniendo en cuenta las características de los temporales que habían producido las averías en 2007 y 2008, estableciendo un temporal de oleaje con altura significativa máxima en la zona de generación $H_{s,máx,gen} = 8$ m. Esta altura

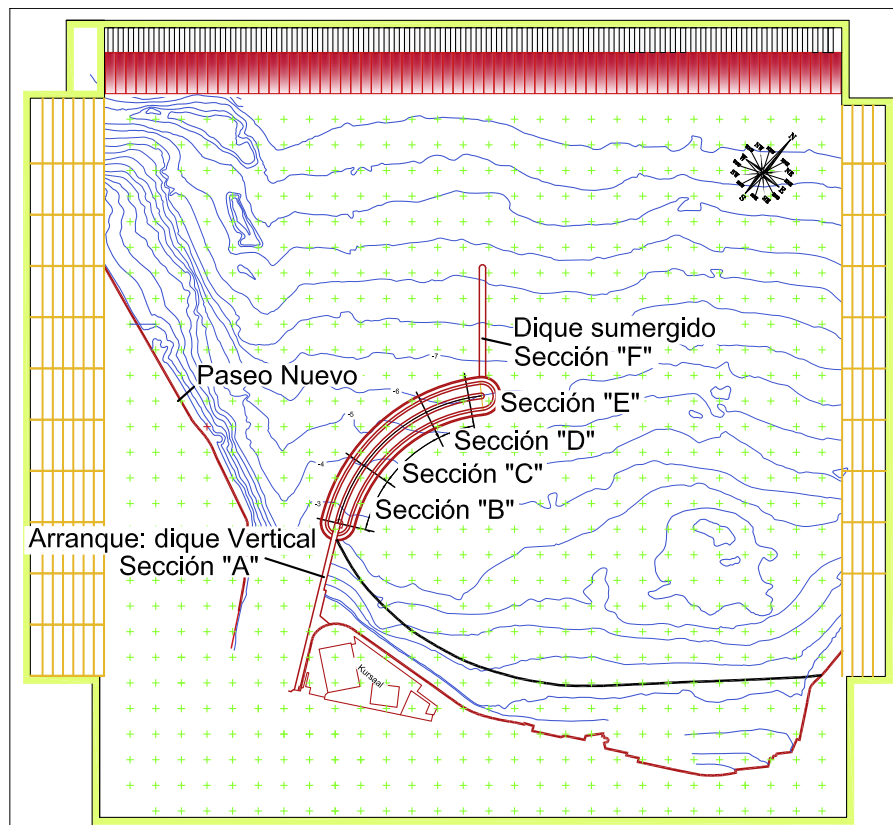


Figura 7. Disposición del modelo. Tanque de oleaje multidireccional del CEDEX.

Tabla 3
Características de los ensayos de estabilidad: estados del mar del temporal de ensayo

Estado del mar	H _s (m)	T _p (s)	θ _{TANQUE}	Duración (h)	Nw.
1	3,0	11,0	0,0°	≈ 8	2.866
2	4,0	14,0	0,0°	≈ 8	2.252
3	5,0	14,0	0,0°	≈ 8	2.252
4	6,0	14,0	0,0°	≈ 8	2.252
5	7,0	16,0	0,0°	≈ 8	1.971
6	8,0	16,0	0,0°	≈ 8	1.971

es inferior a las alturas registradas en la boya de Bilbao en los temporales extremos, aunque permite reproducir los oleajes máximos a pie de obra, dada la limitación de su altura por fondo, que se impone incluso para los niveles del mar más elevados. En efecto, la altura significativa máxima registrada en pie en pleamar viva y con sobre elevación de 0,5 m por marea meteorológica fue H_s = 7,3 m.

Como dirección de procedencia del oleaje, en todos los ensayos se adoptó el NW, dominante en la región oriental del mar Cantábrico. Por último, con respecto al espectro y al periodo del oleaje, todos los ensayos se realizaron con espectro JONSWAP con factor de apuntamiento $\gamma = 3,3$ y periodo de pico variable en función de la altura de ola, entre 11 y 16 s para las alturas mínima y máxima de ensayo, respectivamente. Por lo que a la duración del temporal se refiere, cada estado del mar tenía una duración aproximada de 8 h, resultando un total de 48 h con alturas de ola significativa superior a 3 m. El resumen de las principales características de los estados del mar de ensayo se muestra en la [tabla 3](#).

Todos los ensayos se llevaron a cabo con nivel de agua variable, con objeto de representar las mareas, que en esta zona del mar Cantábrico oscilan entre 2 y 4,5 m. Al objeto de estudiar las situaciones más desfavorables para la estructura, que en estructuras del tipo del espigón de La Zurriola afectan al trasdós y al pie del talud exterior, los niveles máximo y mínimo se han fijado sumando una marea astronómica viva y, solo en pleamar, una sobre elevación por marea meteorológica. De esta manera se obtiene un rango de marea de 5 m, estando los niveles extremos a las cotas 0,0 m y +5,0 m. Para cada estado del mar, los niveles de bajamar y pleamar se mantenían fijos durante algo más de 2 h (20 min en modelo), mientras que las fases llenante y vaciante se realizaban con nivel variable de forma aproximadamente lineal hasta completar las 8 h citadas en el párrafo anterior.

3.2. Metodología de ensayos

El programa de ensayos se desarrolló en 3 fases diferenciadas. La primera fase se dedicó al estudio de las causas de las averías sufridas hasta 2013 por el espigón, para lo cual se construyó el modelo del espigón según los pesos y dimensiones del proyecto constructivo. Este primer modelo fue sometido en la primera fase de ensayos a un temporal de oleaje extremo semejante al de diciembre de 2007, de manera que se pudiera comprobar si el modelo reproducía correctamente las averías observadas en la realidad. El estudio del refuerzo del espigón (segunda fase) consistió en reparar las averías producidas, empleando nuevos bloques de mayor peso. La reparación de las averías se limitó a las zonas dañadas, sin alterar el resto de la estructura. Finalmente, la tercera fase de ensayos consistió en

reproducir los mismos temporales, pero sobre el espigón deteriorado.

En todos los ensayos se reprodujo el mismo temporal de oleaje, aunque en las fases segunda y tercera se triplicó la duración, repitiendo 3 veces el temporal de la [tabla 3](#), con objeto de comprobar la estabilidad de las nuevas configuraciones ensayadas en condiciones extremas de oleaje. De esta manera, el número de olas de ensayo para cada escalón de altura significativa era siempre superior a 6.000, de modo que se pueden considerar estabilizadas las averías [\[25\]](#).

Durante la realización de los ensayos se tomaron medidas de oleaje, con objeto de comprobar que las características del oleaje incidente sobre el modelo se ajustaban a las condiciones previstas en la definición del temporal. Las medidas se han realizado con sondas capacitativas situadas en la desembocadura del Urumea y frente a la playa de La Zurriola, a diversas profundidades (en bajamar, 6,5, 9 y 21 m).

El control de la estabilidad del espigón se llevó a cabo de forma visual, mediante el análisis de las fotografías tomadas durante el ensayo. Para facilitar esta tarea, se colorearon las piezas de la capa exterior del manto principal, diferenciando entre los distintos tramos del espigón y, dentro de cada tramo, entre los sectores de la sección tipo (pie, talud y coronación). El grado de daño de las estructuras a lo largo de los ensayos se caracterizó mediante la clasificación de Losada et al. (1986) [\[23\]](#), que definen 3 niveles de daño y uno de destrucción, reconocibles mediante la simple inspección visual de la estructura, para diques con mantos compuestos por elementos colocados de forma aleatoria. Los 3 niveles de daño se definen en la [tabla 4](#).

3.3. Construcción de los modelos

Siguiendo el programa de ensayos, en primer lugar se construyó el modelo del espigón según el proyecto constructivo, cuyas principales características se describen en el segundo apartado. Para la construcción de los núcleos y la capa de filtro del modelo se empleó un material con porosidad y permeabilidad menores que en la realidad, al objeto de evitar una transmisión excesiva del oleaje por el interior del dique, quedando los ensayos del lado de la seguridad. Con respecto a los bloques del manto principal, en la obra real existe una gran diversidad de tamaños de bloque, siendo fundamentalmente bloques paralelepípedicos, con una proporción muy pequeña de bloques cúbicos. Esta diversidad trató de reproducirse en el modelo empleando hasta 14 tamaños diferentes de bloque ([tabla 5](#)). En el modelo, los bloques fueron colocados a mano, de uno en uno y tratando de reproducir las condiciones reales de construcción de estas capas, mientras que las escolleras y núcleos fueron vertidas manualmente, con pala. La [figura 8](#) muestra una perspectiva del modelo junto con un detalle del manto de bloques al inicio del ensayo.

Tal como se desarrollará en el epígrafe siguiente y como puede observarse en la [figura 9](#), la primera fase de ensayos cumplió muy bien con los objetivos previstos, ya que el estado del espigón tras los ensayos representaba con gran aproximación la situación real, tanto por la localización como por el tamaño y las características de las averías.

Tabla 4
Niveles cualitativos de daño de las estructuras empleados en el estudio [\[9\]](#)

Inicio de avería (IA)	Un número no demasiado grande de piezas de la capa exterior del manto principal es extraído, de forma que en el manto se aprecian huecos de mayor tamaño que los debidos a su porosidad. También suele denominarse inicio de daño
Avería de Iribarren (IR)	El número de elementos extraídos de la capa exterior del manto crece, de manera que el oleaje comienza a actuar directamente sobre las piezas de la capa interior, siendo estas susceptibles de ser extraídas. Suele denominarse avería intermedia
Inicio de destrucción (ID)	Semejante al inicio de avería, pero en la capa interior del manto principal, por lo que pueden verse las piezas de las capas interiores del dique

Tabla 5

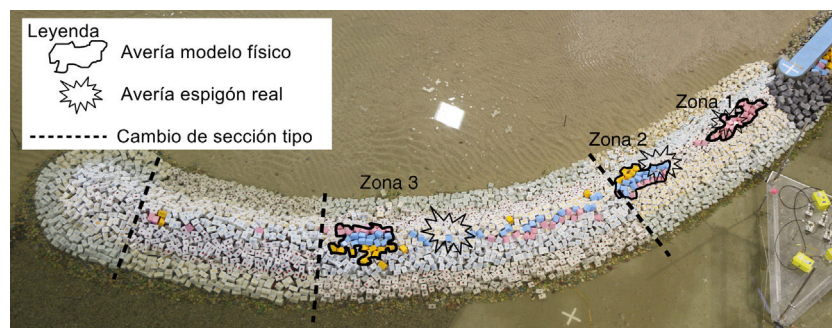
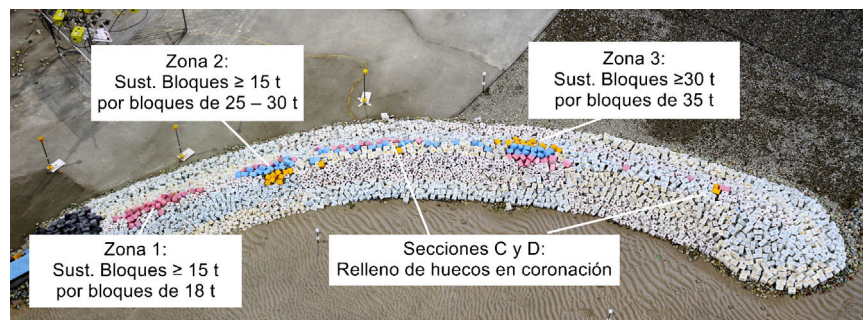
Elementos empleados para el modelo y pesos en prototipo

Dimensiones modelo (mm)			Proporciones	Peso prototipo (t)	Sección tipo	Densidad (t/m ³)
33	33	50	$a \times a \times 1,5 a$	12	B-interior	2,8
33	33	66	$a \times a \times 2 a$	15	B-exterior	
35	35	45	$a \times a \times 1,3 a$	11	B-interior	
35	35	60	$a \times a \times 1,7 a$	15	B-exterior	
37	37	37	$a \times a \times a$	11	B-interior	
37	37	52	$a \times a \times 1,4 a$	15	B-exterior	
37	37	70	$a \times a \times 2 a$	21	C-interior	
45	45	50	$a \times a \times 1,1 a$	21	C-interior	
45	45	60	$a \times a \times 1,3 a$	25	C-interior	
45	45	70	$a \times a \times 1,6 a$	30	C-exterior	
45	45	90	$a \times a \times 2 a$	37	D-exterior	
50	50	50	$a \times a \times a$	25	D-interior	
50	50	60	$a \times a \times 1,2 a$	35	D-exteriorE-interior	
50	50	70	$a \times a \times 1,4 a$	40	E-exterior	

**Figura 8.** Perspectiva del modelo inicial. Detalle: aspecto de los bloques del manto.

Partiendo del modelo de espigón averiado, la segunda fase de ensayos consistió en reparar el manto colocando nuevos bloques de mayor tamaño en las zonas dañadas, sin alterar el orden, posición y número de bloques en las zonas colindantes. De este modo, pretendía comprobarse si las averías se debían a la concentración de energía en puntos concretos del espigón o si por el contrario se debían al insuficiente peso de los bloques de la sección tipo definida en proyecto para todo el tramo. El refuerzo se definió mediante una solución distinta para cada zona de daños, teniendo en cuenta el tamaño, la localización y la tipología de las averías. En el primer tramo (sección tipo B), la zona 1 se reconstruyó colocando bloques de 18 t en la coronación; en la zona 2, muy próxima al cambio de sección tipo, se reforzó la coronación con bloques de entre 25 y 30 t. En el segundo tramo (sección C), la zona 3 se reforzó con bloques de 35 t. Todas las reparaciones realizadas antes de los ensayos de la segunda fase se muestran en la imagen de la [figura 10](#).

Además del refuerzo de las zonas dañadas descrito seguidamente, también se repusieron algunos bloques en otras zonas sin daño de la coronación, al objeto de rellenar pequeños huecos formados por la recolocación de bloques que se produce habitualmente en

**Figura 9.** Vista del lado interior del dique al comienzo de la fase II. Averías en el espigón en la fase I y refuerzo del manto ensayado.**Figura 10.** Vista del lado interior del dique al comienzo de la fase II. Averías en el espigón en la fase I y refuerzo del manto ensayado.

las zonas más altas de los diques en talud. En estos casos, los pesos de los nuevos bloques fueron iguales a los definidos en proyecto para cada tramo.

Para la tercera fase del trabajo se retiraron todos los bloques que se habían colocado para el refuerzo y se siguió ensayando, a pesar de que el espigón se encontraba ya muy deteriorado al inicio de la esta última fase.

4. Resultados

4.1. Fase I. Estudio de las averías producidas en 2007 y 2008

Al finalizar esta fase del ensayo se comprobó que las zonas de avería del modelo se correspondían con puntos débiles de la estructura, bien porque la altura de ola es superior a la esperada, bien porque los pesos de los bloques del manto fueron insuficientes, o por ambas causas a la vez. Como puede verse en la [figura 9](#), las zonas de daño se concentran en los tramos I y II, aproximadamente en los mismos puntos en donde se habían producido en el espigón real entre 2007 y 2008, mientras que los tramos III y IV permanecen prácticamente inalterados. Al igual que en la realidad, en el modelo se produjeron averías intermedias en 3 zonas: 2 en el tramo I (sección tipo B) y una en el tramo II (sección C).

Con respecto a las averías del tramo I, están claramente separadas entre sí, siendo las distancias hasta el extremo del paseo marítimo de 45 y 95 m, muy similares a las de la realidad, de 45 y 85 m, respectivamente. También son muy similares a las averías reales la magnitud y las formas de la avería. Esta es mayor en la zona 2, donde cayeron 10 bloques durante el ensayo, mientras que en la zona 1 cayeron 7 bloques. Este número de bloques también es similar al de la realidad.

En la zona 3 (tramo II, sección C) también se observa una clara semejanza entre la realidad y el modelo, no tanto en la posición de la avería, a unos 30 m de distancia entre realidad y modelo, como en magnitud y tipología. Esta diferencia en la posición podría ser debida a pequeñas diferencias en el ángulo de incidencia del oleaje entre ensayo y realidad, que cambiarían el punto de concentración de la energía del oleaje. En cuanto al tamaño de la avería, esta es la zona con mayor número de bloques caídos, con 13 en total, un número semejante al de la realidad. Todos los bloques caídos procedían de la coronación.

Teniendo en cuenta estos resultados, puede concluirse que los ensayos permitieron detectar el origen y las características principales de las averías que sufrió el espigón entre diciembre de 2007 y marzo de 2008. En resumen, estas averías obedecen a varias causas. En primer lugar, el espigón tenía un diseño deficiente de los tramos I y II, ya que las transiciones entre los tramos I-II y II-III deberían estar adelantadas con respecto a su posición actual, lo cual acarreó que 2 de las 3 averías se produjesen justo en la parte débil de la transición. Esto se une a la concentración de energía que provocan las reflexiones en el muro del Paseo Nuevo, que afecta en general a la primera mitad del espigón (lo que se vio en las fases segunda y tercera), pero de forma especial a algunos puntos de los tramos I y II, donde se concentraron las primeras averías tanto en el modelo como en la realidad.

Por lo que a la magnitud de las averías se refiere, en las zonas 1, 2 y 3 se trata de una avería de tipo intermedio, con bastantes bloques desplazados de una zona relativamente pequeña de la capa superior del manto, fundamentalmente de la coronación, que dejan expuesta al oleaje a la capa inferior.

4.2. Fase II. Estudio del refuerzo del manto

Comenzando con el tramo I del espigón, los resultados son dispares según la zona de averías estudiada. En la zona 1, varios de los

bloques de 18 t del refuerzo se cayeron hacia el talud interior, lo cual significa que este peso fue insuficiente, pese a que la mayor parte de bloques permaneciera estable. Por el contrario, en la zona 2 solo un bloque fue desplazado durante los ensayos, lo cual es indicativo de que en este caso el refuerzo (bloques de 25-30 t) sí funcionó. Cabe destacar que durante esta fase de los ensayos los bloques del modelo anteriores a la recarga continuaron cayéndose desde la coronación hacia el talud interior a lo largo de todo este primer tramo, extendiéndose la zona de averías a casi todo el tramo. Este resultado corrobora que los bloques deberían haber tenido mayor peso.

En el tramo II, la conclusión a la vista de los resultados es que el refuerzo de la zona 3 funcionó bien, al no haberse desplazado ningún bloque de los repuestos. Aunque en el resto del tramo II continuaron cayendo algunos bloques, lo hicieron en menor medida que en el tramo I, lo que permite concluir que el peso de bloques de 30 t puede ser adecuado, y que la caída de algunos bloques es admisible teniendo en cuenta los oleajes a que se ha sometido al espigón.

4.3. Fase III. Estudio del nivel de seguridad

Tal como se mencionaba anteriormente, en la tercera fase del ensayo únicamente se retiraron los bloques que se habían colocado para el refuerzo del manto estudiado en la fase II. De este modo, debe destacarse que en el tramo I los ensayos comenzaron con un importante deterioro de la coronación, una situación de partida bastante peor que la real a finales de 2013. No obstante, los resultados observados pusieron de manifiesto la debilidad de la coronación en todo el primer tramo del espigón. Así, la evolución durante la fase III fue de aumento de los daños en toda la coronación, extendiéndose las averías por el talud interior y alcanzándose el inicio de destrucción en las zonas anteriormente dañadas (zonas 1 y 2, [fig. 11](#)). En el resto del tramo las averías fueron también importantes, aunque sin llegar al inicio de destrucción.

En el tramo II apareció una nueva avería en una zona de la coronación donde ya se habían caído 2 bloques en fases anteriores, aunque sin llegar a observarse avería, ya que los bloques desprendidos del manto estaban separados. Por último, en la zona 3 solo cayeron 2 bloques más, sin que se produjera una variación cualitativa del daño en el modelo.

Por lo que al resto del espigón se refiere (tramos III y IV), prácticamente no se produjeron movimientos de los bloques del manto, por lo que no cabe hablar ni siquiera de inicio de avería, ni tampoco de actuaciones de protección.

En conclusión, al finalizar esta fase del estudio se comprobó que el tramo I del espigón se encontraba en riesgo de destrucción en caso de llegada de nuevos temporales extremos, por lo que se consideraba necesario reparar todo el tramo I de espigón, así como la zona 3 en el tramo II, siendo recomendable reforzar toda la coronación.

5. Destrucción del espigón en febrero de 2014

5.1. Características de los temporales de enero y febrero de 2014

El 2 de febrero de 2014 un temporal de oleaje destruyó prácticamente todo el tramo de arranque del espigón ([fig. 12](#)). La altura de ola significativa de pico del temporal medida en la boya exterior de Bilbao, de Puertos del Estado, situada en aguas profundas ($H_s = 9,15$ m) quedó lejos de los registros de diciembre de 2007 y marzo de 2008 (11,65 y 11,55 m, respectivamente) y del récord de 2009 (13,71 m), pero en contraste destacaban el elevado nivel del mar (casi 5 m por encima del nivel de bajamar mínima astronómica) y el periodo del oleaje, $T_p \approx 20$ s. Sorprende que, menos de un



Figura 11. Inicio de destrucción del tramo 1 del espigón. En la imagen se han señalado las zonas con inicio de destrucción en la coronación y las áreas de depósito de los bloques desplazados sobre el pie del talud.

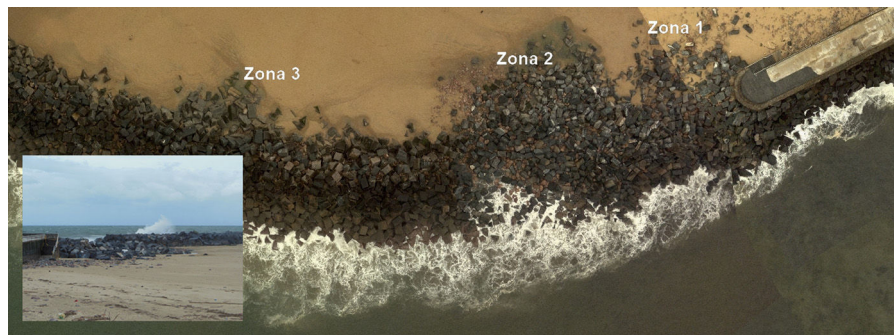


Figura 12. Destrucción del espigón. Fotografía de marzo de 2014, tras la destrucción el 2 de febrero de 2014.
Fuente: Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Detalle: vista desde la playa del espigón destruido.



Figura 13. Inicio de destrucción en el espigón. Fotografía tomada tras el temporal de 6 de enero de 2014.
Fuente: Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente.

mes antes (6 de enero de 2014), se había registrado otro temporal de características similares y que ya había provocado un aumento considerable de los daños del primer tramo del espigón, donde se alcanzó el inicio de destrucción (fig. 13). Durante el temporal del 6 de enero, en el momento de máximo nivel del mar, casi 4 m por encima de la bajamar, la altura de ola fue $H_S = 9,6$ m y el periodo de pico $T_P \approx 22$ s, ambos valores medidos en la boya exterior de Bilbao.

Estos 2 temporales ponen de manifiesto la importancia de diseñar teniendo en cuenta no solo la altura de ola, sino también

el periodo, que en este caso amplificó la altura de ola en el dique. Para mostrar el efecto amplificador del periodo en el oleaje a pie de dique, a continuación se analiza la transformación en diversas situaciones registradas en los últimos años. Para ello, se ha estimado con un procedimiento sencillo la altura de ola propagada hasta pie de obra en los oleajes de los temporales de 10 de diciembre de 2007, 11 de marzo de 2008, 24 de enero de 2009 y el 6 de enero y 2 de febrero de 2014, en concreto los estados del mar en que se registró la máxima altura de ola significativa o el máximo nivel del mar (tabla 6). En la propagación del oleaje hasta el morro del espigón, situado a unos 6 m de profundidad en bajamar, se han tenido en cuenta los procesos de refracción, asomeramiento y rotura. La refracción se ha calculado según la teoría lineal, suponiendo que la plataforma tiene batimétricas rectas y paralelas que forman un ángulo de 70° con el N. Por lo que al asomeramiento y rotura respecta, estos 2 procesos se han calculado según los ábacos de Goda (2000) [17]. Los resultados del cálculo se muestran en la tabla 7, en la que H_S y $H_{Máx}$ son respectivamente las alturas de ola significativa y máxima a pie de dique, h es la profundidad en el morro del espigón para el nivel del mar definido en la tabla 6, L_0 es la longitud de onda en aguas profundas y, por último, H'_0 es la altura de ola equivalente en aguas profundas, definida en [17] como el producto de la altura de ola en aguas profundas por los coeficientes de refracción y difracción desde aguas profundas hasta el punto de cálculo, en este caso el morro del espigón, y se emplea en los ábacos de cálculo de las alturas de ola en la zona de rotura.

La figura 14 muestra las alturas significativas calculadas en el pie del morro en los 5 temporales analizados, incluyendo la referencia a la altura de diseño en esta zona. Como puede verse, hasta comienzos de 2014 la máxima altura de ola en la obra corresponde al temporal de diciembre de 2007, en que prácticamente se igualó la altura de diseño obtenida en [13] (tabla 1). Sin embargo, en 2014,

Tabla 6

Características en alta mar de los temporales extremos en el espigón de La Zurriola. Valores registrados en la boya exterior de Bilbao y el mareógrafo de Bilbao

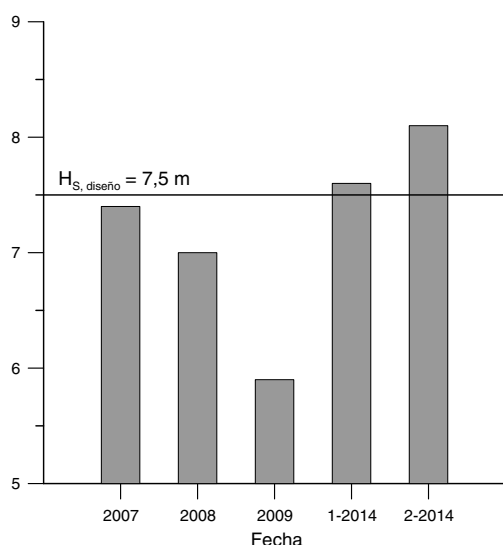
Temporal	Fecha y hora	H_s (m)	T_p (s)	θ	Nivel del mar (m)
1	10/12/2007 02:00	11,64	16,0	310°	≈ 4,0
2	11/03/2008 06:00	10,05	15,5	300°	≈ 4,0
3	24/01/2009 08:00	13,71	14,0	290°	≈ 2,5
4	06/01/2014 19:00	9,61	22,0	290°	≈ 4,0
5	02/02/2014 06:00	9,26	20,0	305°	≈ 4,5

Fuente: Puertos del Estado.

Tabla 7

Propagación de los temporales máximos hasta el pie del espigón de La Zurriola. Todas las alturas de ola y profundidades están expresadas en metros

Temporal	$H_{s,0}$	H'_0	h	h/H'_0	H'_0/L_0	H_s/H'_0	$H_{Máx}/H'_0$	H_s	$H_{Máx}$
1 (2007)	11,6	10,9	10,0	0,91	0,027	0,68	0,85	7,4	9,3
2 (2008)	10,1	9,4	10,0	1,06	0,023	0,75	1,05	7,0	9,9
3 (2009)	13,7	11,4	8,0	0,70	0,037	0,52	0,70	5,9	8,0
4 (1/2014)	9,6	7,8	10,0	1,28	0,010	0,97	1,26	7,6	9,8
5 (2/2014)	9,3	8,7	11,0	1,26	0,014	0,93	1,20	8,1	10,4

**Figura 14.** Oleaje a pie de obra. Comparativa de las alturas de ola alcanzada a pie de obra durante los temporales analizados.

la combinación de nivel del mar y periodo del oleaje durante los 2 temporales citados permitió que en ambos casos se sobrepasaran los 7,5 m, incluso con bastante amplitud en el caso del temporal de febrero. Estos resultados se han extrapolado también al tramo de arranque del espigón, en el que es de suponer que la altura también superó a la de diseño. Esto, junto con el hecho de que el espigón tenía un diseño deficiente en los tramos I y II, provocó el inicio de destrucción en enero y la posterior destrucción en febrero.

5.2. Obras de emergencia

Para tratar de paliar los daños producidos en todo el sector costero de la desembocadura del Urumea, el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente elaboró un plan de actuación en ambos márgenes con cargo a las obras de emergencia autorizadas por el Consejo de Ministros el 22 de febrero de 2014. Dicho plan contemplaba, entre otros aspectos, la reparación del espigón de La Zurriola, así como la protección mediante escollera del paseo marítimo situado en la margen izquierda, este último al objeto de reducir las inundaciones en la ciudad provocadas por los grandes temporales de oleaje. El resultado final se muestra en la fotografía de la [figura 15](#).

**Figura 15.** Aspecto del espigón tras las obras de reparación.

Para diseñar las protecciones del espigón se tuvieron en cuenta los resultados de los ensayos para establecer el peso mínimo de los bloques de la reparación, que fue de 30 t. Con respecto al tacón de bloques de escollera colocado en la margen izquierda de la desembocadura, también servirá para reducir las reflexiones en el paseo nuevo, de modo que en las condiciones de diseño no se espera que aparezcan nuevas averías.

6. Conclusiones

El estudio en modelo físico 3D del espigón de La Zurriola se dividió en 3 fases con resultados satisfactorios. El modelo reprodujo con precisión la posición y la tipología de las averías observadas hasta 2013, lo que permitió determinar las causas más probables de las averías, así como la solución para el refuerzo del manto dañado.

Es muy posible que las averías fuesen debidas al reducido peso de los bloques del manto, unido a la concentración de energía incidente en el espigón provocada por las reflexiones del oleaje en el Paseo Nuevo de San Sebastián, en la margen izquierda de la desembocadura del río Urumea. Dicha concentración aumentaba la altura de ola en los 2 primeros tramos del espigón, situado a profundidades entre 3 y 6 m en bajamar, de manera que el peso de los bloques de proyecto no era suficiente como para resistir la altura de diseño, para la cual no se esperaban averías. En el estudio se incluyó el ensayo de un refuerzo para las zonas dañadas, que serviría posteriormente para la ejecución de las obras de reparación del espigón llevadas a cabo por la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (DGSCM) a lo largo de 2014.

Con respecto al nivel de seguridad de la estructura frente al ataque de nuevos temporales extremos, se consideró que el primer tramo estaba en serio riesgo de destrucción. Este aspecto fue comprobado en modelo físico en verano de 2013 y se hizo patente solo unos meses después, durante el invierno de 2014. Así, en enero y febrero de 2014 se presentaron 2 temporales cuyas características (elevado nivel del mar y largo periodo, además de una altura de ola bastante elevada, pero no excepcional) propiciaron un aumento notable de la altura de ola a pie de dique, de modo que en enero se alcanzó el inicio de destrucción y en febrero de 2014 la destrucción total del tramo citado.

Por tanto, debe tenerse en cuenta que en obras situadas a pequeña profundidad el oleaje máximo puede repetirse a lo largo de la vida útil bajo condiciones muy variadas de altura significativa, periodo y nivel del mar. Este último adquiere especial relevancia en la actualidad, como consecuencia del cambio climático, aunque también el periodo puede contribuir de manera notable a aumentar la intensidad del oleaje a pie de obra. Por otro lado, también deben tenerse en cuenta todos los procesos modificadores del oleaje, incluyendo las posibles reflexiones en zonas de costa y los distintos niveles del mar en zonas con mareas.

Agradecimientos

A la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar, por la confianza depositada en el CEDEX para el desarrollo del trabajo resumido en este artículo, así como por la información recibida sobre las obras de reparación durante el verano de 2014.

Bibliografía

- [1] Grassa JM. Vulnerabilidad, impactos y adaptación en los entornos litorales construidos. Irún: UHINAK, I Congreso transfronterizo sobre Cambio Climático y Litoral; 2015.
- [2] IPCC, 2014. Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Part A: Global and Sectoral Aspects. Contribution of Working Group II to the 5th Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Field, C.B., V.R. Barros, D.J., Dokken, K.J., Mach, M.D., Mastrandrea, T.E., Bilir, M., Chatterjee, K.L., Ebi, Y.O., Estrada, R.C., Genova, B., Girma, E.S., Kissel, A.N., Levy, S., MacCracken, P.R. Mastrandrea, and L.L. White (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 1132 pp.
- [3] Slangen ABA, Carson M, Katsman CA, van de Wal RSW, Köhl A, Vermeersen LLA, et al. Modelling twenty-first century regional sea-level changes. *Clim Change* 2014;124:317–32.
- [4] Burcharth HF, Kramer M, Lamberti A, Zanuttigh B. Structural stability of detached low crested breakwaters. *Coast Eng* 2006;53:381–94.
- [5] Sorensen RM. Impact of expected climate change effects on coastal structure design. En: *Proceedings of the ICE Conference on Coastal Structures and Breakwaters*. London: Thomas Telford; 1992. p. 1–12.
- [6] Hudson RY. Laboratory investigation of rubble-mound breakwaters. *J Waterw and Harb Div, ASCE* 1959;85-WW3:93–121.
- [7] Losada JJ, Izaguirre C, Diaz P. Cambio climático en la costa española. Madrid: Oficina Española de Cambio Climático, Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente; 2014.
- [8] Isobe M. Impact of global warming on coastal structures in shallow water. *Ocean Eng* 2013;71:51–7.
- [9] Pilarczyk KW. Design of low-crested (submerged) structures: An overview. En: *6th International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries*. 2003.
- [10] Bruun, P. Coast erosion and the development of beach profiles. *Technical Memorandum*, vol. 44. Beach Erosion Board, Corps of Engineers, 82 pp. 1954.
- [11] Vidal C, Losada M, Mansard E. Stability of low-crested rubble-mound breakwater heads. *J Waterw Port Coast Ocean Eng* 1995;121(2):114–22.
- [12] García R, Kobayashi N. Trunk and head damage on a low-crested breakwater. *J Waterw Port Coast Ocean Eng* 2015;141(2).
- [13] CEDEX. Informe para la Dirección General de Costas (Ministerio de Obras Públicas y Transportes). Dinámica litoral y propuesta de regeneración de la playa de Gros (San Sebastián, Guipúzcoa). CEDEX 1992. Clave 22-492-5-001.
- [14] Hanson H, Kraus N, GENESIS. Generalized model for simulating shoreline change. USACE Waterways Experiment Station 1989. Technical report CERC-89-19.
- [15] Dirección General de Puertos y Costas. Recomendaciones para Obras Marítimas 0. 2-90. Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. 1990.
- [16] Dirección General de Puertos. Recomendaciones para Obras Marítimas 0. 3-91. Clima marítimo en el litoral español. Ministerio de Obras Públicas y Transporte. 1992.
- [17] Goda Y. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. Advanced Series on Ocean Engineering, 15, 2nd ed. Singapore: World Scientific; 2000.
- [18] CEDEX. Informe parcial para el Ayuntamiento de San Sebastián. Ensayos de estabilidad del espigón de defensa de la playa de Gros. CEDEX 1992. Clave 21-592-2-001.
- [19] CEDEX. Informe final para el Ayuntamiento de San Sebastián. Ensayos de estabilidad del espigón de defensa de la playa de Gros. CEDEX 1993. Clave 21-592-2-001.
- [20] CEDEX. Informe para la Dirección General de Costas (Ministerio de Obras Públicas y Transportes). Estudio y análisis de la Playa de Gros (San Sebastián). CEDEX 1993. Clave 22-493-5-022.
- [21] CEDEX. Informe para la Dirección General de Costas (Ministerio de Obras Públicas y Transportes). Ensayos de estabilidad y rebases del espigón de la playa de Gros. Ensayos complementarios. CEDEX 1993. Clave 21-493-5-012.
- [22] CEDEX. Informe para la Dirección General de Sostenibilidad de la Costa y del Mar (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente). Seguimiento de la regeneración de la playa de la Zurriola (San Sebastián), Fase 2010-2013. CEDEX 2014. Clave 22-410-5-003.
- [23] Losada MA, Desire JM, Alejo LM. Stability of blocks as breakwaters armour units. *J Struct Eng* 1986;112(1):2392–401.
- [24] Dai YB, Kamel AM. Scale effect tests for rubble mound breakwaters. *Research Report H-69-2*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station; 1969.
- [25] Melby JA. Damage progression on rubble mound breakwaters. *Technical Report CHL-99-17*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, 1999.