



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA ADECUACIÓN DEL DIQUE DE ABRIGO DE PORT FÒRUM (BARCELONA)

ANEJO 7. DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Autor: Alejandro Folch Ruiz

Tutora: María Esther Gómez Martín

Valencia, septiembre de 2019

ÍNDICE

1. OBJETO.....	3
2. OLEAJE DE DISEÑO.....	4
3. PROCEDENCIA DE MATERIALES	5
4. DIMENSIONAMIENTO DEL DIQUE.....	6
4.1. RECOMENDACIONES.....	6
4.2. TIPOLOGÍA	6
4.3. DETERMINACIÓN DEL PESO Y EL ESPESOR DEL MANTO PRINCIPAL ...	7
4.4. DETERMINACIÓN DEL PESO Y ESPESOR DEL FILTRO	8
4.5. DETERMINACIÓN DEL MATERIAL DEL NÚCLEO.....	8
4.6. DIMENSIONAMIENTO DE LA BERMA DE PIE.....	9
4.7. DIMENSIONAMIENTO DE LA BANQUETA CONTRA LA SOCAVACIÓN....	10
4.8. DIMENSIONAMIENTO DEL CUENCO AMORTIGUADOR.....	10
4.8.1. Comprobación con la fórmula del PIANC (1981).....	12
4.9. DISEÑO DE LA TRANSICIÓN.....	13
5. REBASE.....	15
6. REUTILIZACIÓN DE LOS CUBOS DEL MORRO SUR	17
7. BOCANA.....	18
8. REFERENCIAS.....	19

1. OBJETO

Tras haber seleccionado la *Alternativa F: Refuerzo del dique actual mediante la creación de un nuevo cuenco amortiguador con talud de cubípodos y la demolición del espaldón interior* en el Anejo 6. *Estudio de alternativas*, este anejo tiene como finalidad desarrollar con mayor detalle la solución adoptada.

Por lo tanto, habrá información y resultados que ya han sido ofrecidos en otros anejos, pero en este se mostrarán de nuevo para obtener una recopilación de datos relacionados con la solución definitiva.

Además, se usará el *Anejo 5. Ensayos con modelo físico de dique en talud con cuenco amortiguador*, que servirá de ayuda para el diseño del nuevo cuenco amortiguador.

2. OLEAJE DE DISEÑO

Según el Anejo 4. *Clima marítimo y dinámica litoral*, para el dique de abrigo se tienen las siguientes acciones de diseño.

OLEAJE DE DISEÑO		
Dirección de procedencia	Este	
Altura de ola significativa (<i>Boya de Barcelona II</i>)	H_s (m)	9,70
Periodo medio	T_m (s)	11,61
Calado máximo (<i>pie de dique</i>)	d_{\max} (m)	8,50
Altura de ola significativa (<i>pie de dique</i>)	H_s^* (m)	6,60
Rotura del oleaje	Por fondo	

Tabla 1. Oleaje de diseño.

Estos resultados se han obtenido considerando el Régimen Extremal Direccional de Oleaje procedente del este para la Boya de Barcelona II. Se ha utilizado esta dirección porque es la que tiene una mayor frecuencia a lo largo del año y la que produce mayores alturas de ola.

La altura de ola significativa a pie de dique se obtuvo realizando una propagación de oleaje desde aguas profundas hasta la profundidad aproximada a pie de dique (8,5 m). Esto se puede consultar en el Anejo 4. *Clima marítimo y dinámica litoral*.

3. PROCEDENCIA DE MATERIALES

Los diques en talud requieren el suministro de grandes volúmenes de materiales de diversa granulometría. Asegurar el suministro adecuado de materiales de cantera a buen precio es generalmente un reto logístico y un factor esencial de la obra. En muchas ocasiones, la viabilidad de un dique en talud y su diseño dependen directamente de las canteras que sean accesibles y de los medios de transporte disponibles para extraer y mover los materiales desde la cantera hasta el emplazamiento de la obra.

La Cantera Canro S.A. se encuentra a 14 kilómetros de Port Fòrum y dada su cercanía a la obra constituye la mejor opción para la extracción de los materiales necesarios para la construcción del refuerzo del dique de abrigo.

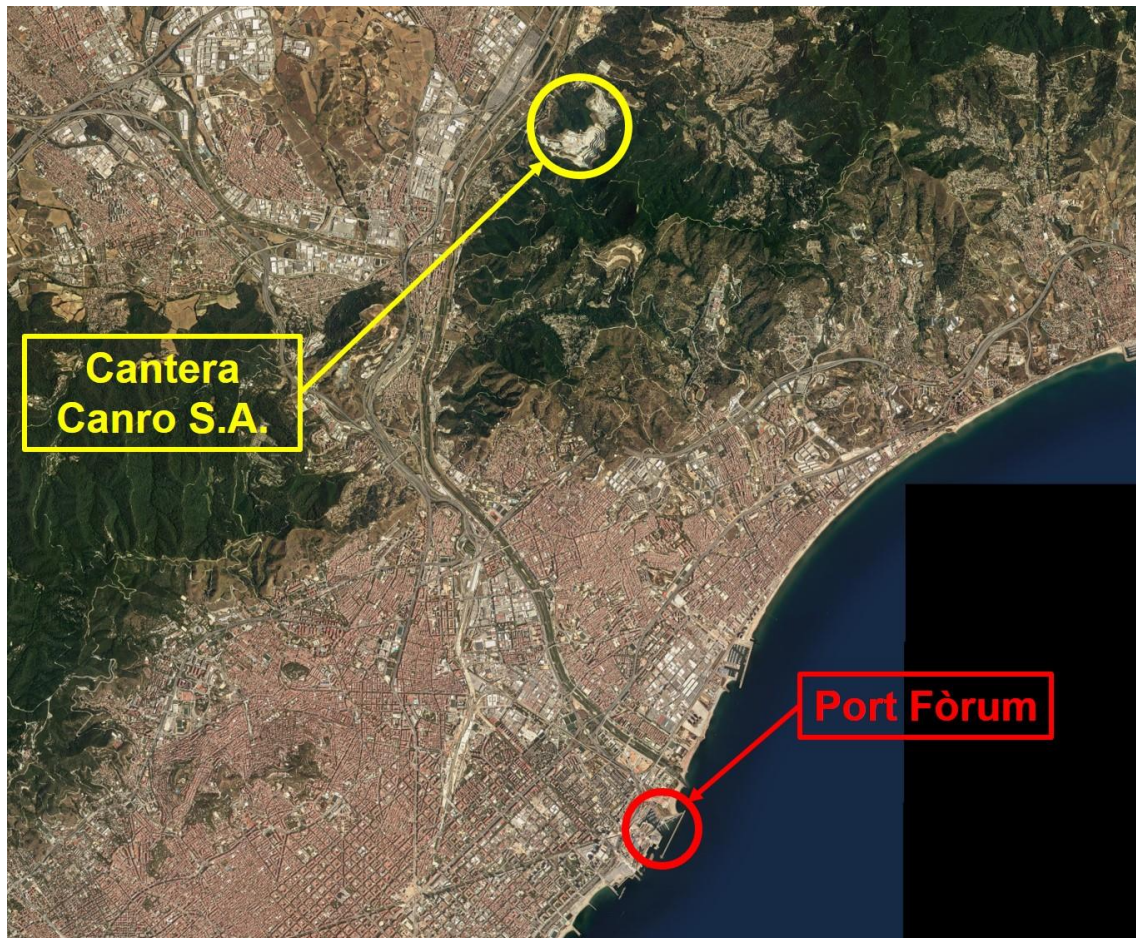


Figura 1. Ubicación de la Cantera Canro S.A. con respecto a Port Fòrum.

4. DIMENSIONAMIENTO DEL DIQUE

4.1. RECOMENDACIONES

Seguidamente se muestra una imagen del peso recomendado para cada una de las capas de un dique en talud con rotura de oleaje por fondo, según el SPM (1984). Esto se tendrá en cuenta para el diseño de cada una de las capas del dique.

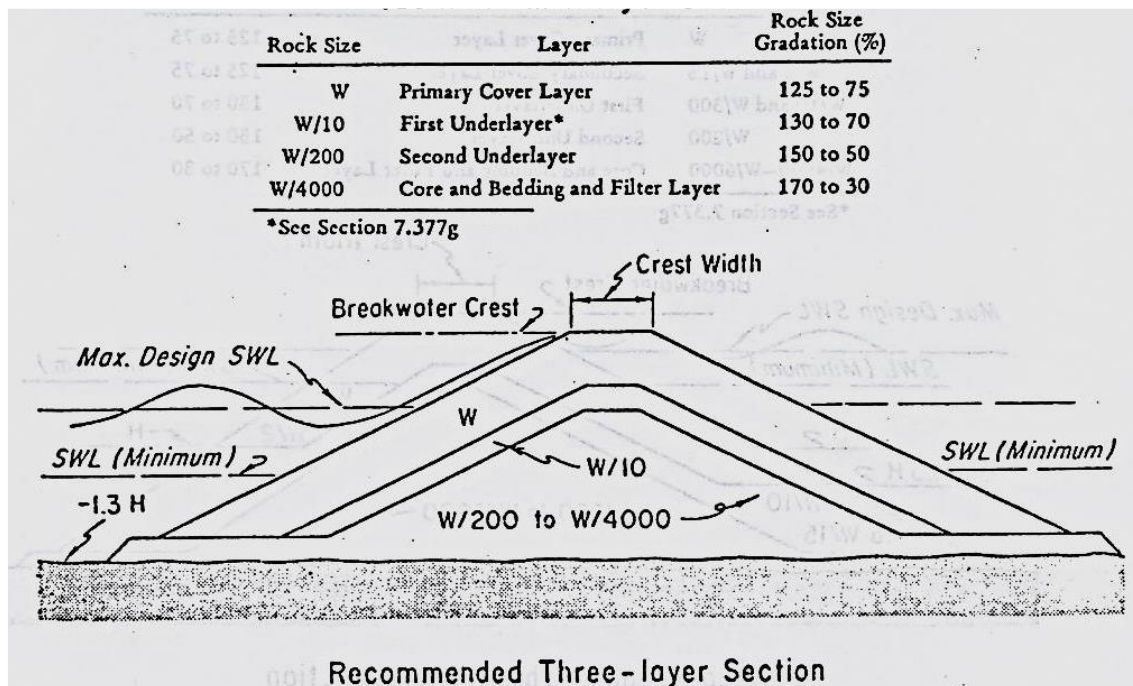


Figura 2. Recomendaciones del SPM (1984).

4.2. TIPOLOGÍA

Antes de empezar con el diseño hay que señalar que en ambos morros del dique no se va a crear el cuenco amortiguador, es decir, que en ambos morros se dispondrá de un refuerzo del dique con un manto bicapa de cubípodos. Para verlo de forma más clara, a continuación, se muestra una tabla.

PK		TIPOLOGÍA
0+000 m	0+010 m	Refuerzo del dique con un manto bicapa de cubípodos (30 t)
0+010 m	0+760 m	Refuerzo del dique con un cuenco amortiguador formado por un manto monocapa de cubípodos (18 t)
0+760 m	0+770 m	Refuerzo del dique con un manto bicapa de cubípodos (30 t)

Tabla 2. Resumen de la distribución de tipologías.

También se destaca que tanto el cuenco amortiguador como la transición son las dos partes más complejas de diseñar, y al tratarse de un estudio de soluciones no se va a diseñar hasta el último detalle. Además, como no se dispone de un plano de batimetría, se considera que en los alrededores del dique la profundidad es de 7 m en referencia al cero REDMAR.

Para realizar el dimensionamiento de la obra de abrigo, se dividirá el dique en varias secciones representativas que se muestran en la figura siguiente.

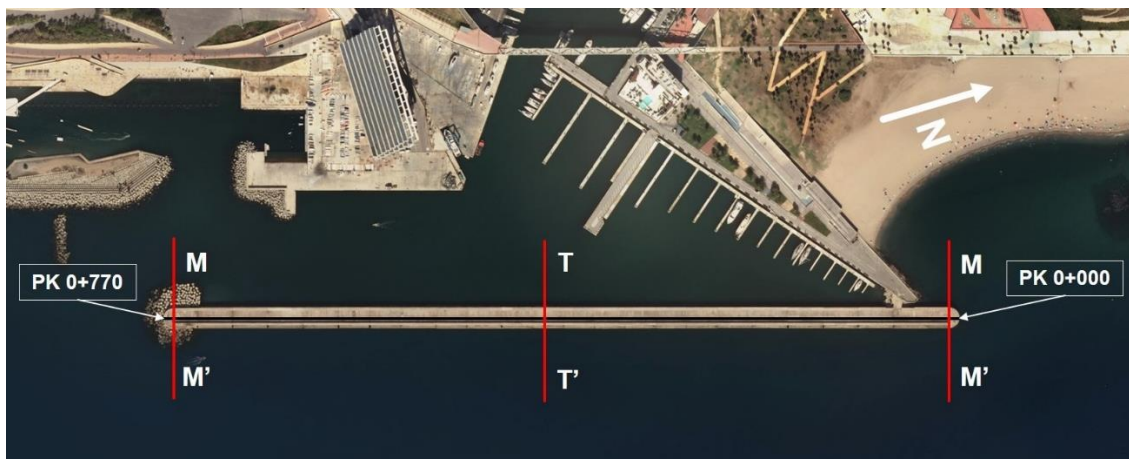


Figura 3. Secciones representativas y puntos kilométricos.

4.3. DETERMINACIÓN DEL PESO Y EL ESPESOR DEL MANTO PRINCIPAL

El manto principal debe ser capaz de mantener su integridad frente a las acciones del oleaje. Para calcular el peso de las piezas que formarán el manto se utilizará la fórmula de Hudson (1959), basada en la de Iribarren (1938).

$$W = \frac{1}{K_D} \cdot \frac{H^3}{\left(\frac{\gamma_r}{\gamma_w} - 1\right)^3} \cdot \frac{\gamma_r}{\cot \alpha}$$

Donde:

- W es el peso de la pieza
- K_D es el coeficiente de estabilidad
- H es la altura de ola
- γ es el peso específico de la pieza
- γ_w es el peso específico del agua de mar
- α es el ángulo que forma el talud del manto con la horizontal

Por otra parte, se obtendrá el lado del cubo equivalente de cada pieza, en función del peso obtenido, mediante la fórmula siguiente:

$$D_n = \left(\frac{W}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

- D_n es el diámetro nominal de la pieza
- W es el peso de la pieza
- γ es el peso específico del material estudiado

Seguidamente se muestra la tabla donde se ha determinado el peso y el diámetro nominal de los elementos del manto principal. Se informa que los valores de los coeficientes de estabilidad K_D , así como los taludes óptimos, se han obtenido del *Manual del Cubípodo* © 2015 de Josep R. Medina y M. Esther Gómez Martín.

Hay que señalar que la altura de ola en el morro y el tronco del dique no varía porque el dique es paralelo a la costa, sin ningún quiebro, y tanto el tronco como el morro se encuentran aproximadamente a la misma profundidad. Únicamente varía la estabilidad hidráulica que modificará el peso y el diámetro de cada una de las piezas.

Sección	Capas	K_D	H (m)	γ (kg/m ³)	γ_w (kg/m ³)	cot α	W_{manto} (kg)	D_n (m)
Tronco (T-T')	1	12	6,6	2.350	1.025	1,50	18.000	1,97
Morro (M-M')	2	7	6,6	2.350	1.025	1,50	30.000	2,34

Tabla 3. Peso de los cubípodos del manto principal.

Es recomendable no usar distintos encofrados, pero dada la diferencia de peso entre los cubípodos del tronco y del morro será necesario el empleo de dos tipos distintos de encofrado.

4.4. DETERMINACIÓN DEL PESO Y ESPESOR DEL FILTRO

Siguiendo las recomendaciones del SPM (1984), el peso del material de la capa de filtro debe estar entre el W/20 y el W/10 del peso de los elementos del manto principal.

Por lo tanto, se dispondrán dos capas de filtro de escollera proporcionada por la Cantera Canro SA. Seguidamente se muestran los resultados.

Sección	Capas	W_{manto} (kg)	$W_{\text{min_filtro}}$ (kg)	$W_{\text{max_filtro}}$ (kg)	W_{filtro} (kg)	D_n (m)
Tronco (T-T')	2	900	1.800	2.000	0,91	18.000
Morro (M-M')	2	1.500	3.000	2.000	0,91	30.000

Tabla 4. Peso de la escollera de las capas de filtro.

Para evitar tener que pedir diferentes tamaños de escollera, se utilizará únicamente escollera de 2 toneladas para la capa de filtro porque satisface correctamente las condiciones impuestas anteriormente.

4.5. DETERMINACIÓN DEL MATERIAL DEL NÚCLEO

El núcleo estará formado por material todo-uno con un peso entre W/200 y W/4000, siendo W el peso de los cubípodos del manto principal.

Sección	W_{manto} (kg)	$W_{\text{min_nucleo}}$ (kg)	$W_{\text{max_nucleo}}$ (kg)	W_{nucleo} (kg)
Tronco (T-T')	18.000	4,50	90,00	5 – 100
Morro (M-M')	30.000	7,50	150,00	5 – 100

Tabla 5. Peso del material del núcleo.

De nuevo, para satisfacer ampliamente las dos condiciones y evitar pedir dos tipos de material todo-uno a la cantera, se opta por elegir un peso comprendido entre 5 kg y 100 kg.

4.6. DIMENSIONAMIENTO DE LA BERMA DE PIE

El manto principal suele apoyarse en una berma de pie, sobre todo si el manto principal está constituido por piezas prefabricadas de hormigón. La figura siguiente muestra la sección tipo de un dique en talud con manto principal apoyado en una berma de pie sobre una banqueta de protección contra la socavación.

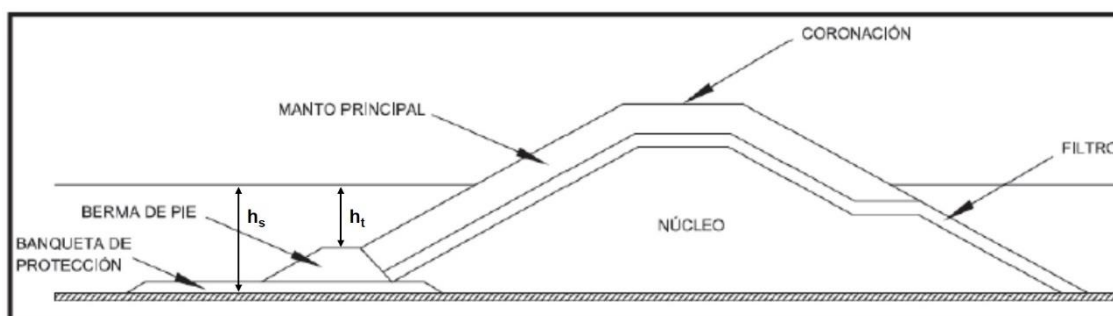


Figura 4. Sección CIRIA de un dique en talud.

Como regla general, la berma de pie tiene una forma trapecial y el peso de la escollera que la forma suele ser del 10% al 20% del peso de las piezas del manto, dependiendo de la profundidad del dique y de la profundidad de la berma. El diseño de la berma suele seguir las siguientes especificaciones. D_{n50} es el diámetro nominal de la escollera de la berma de pie.

Manto	Ancho en coronación	Espesor	Talud
Monocapa	$3 \cdot D_{n50}$	$2 \cdot D_{n50}$	3H:2V
Bicapa	$4 \cdot D_{n50}$	$3 \cdot D_{n50}$	3H:2V

Tabla 6. Criterios de diseño de la berma de pie.

En general, la berma de pie es una parte muy pequeña de la estructura, y suele tener un coste reducido; por esta razón, suele diseñarse con un margen de seguridad muy superior al del manto principal. Para estimar los daños que caben esperar en una berma, puede utilizarse la fórmula de Van der Meer (1998) propuesta por CIRIA.

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left[2 + 2,62 \cdot \left(\frac{h_t}{h_s} \right)^{2,7} \right] \cdot N_{od}^{0,15}$$

Donde:

- H_s es la altura de ola significativa
- $\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$
- D_{n50} es el diámetro nominal de la escollera de la berma de pie
- h_t es la profundidad de la berma de pie
- h_s es la profundidad a pie de dique
- N_{od} es la variable que indica el daño de la berma

Normalmente se diseña la berma para tener un nivel de averías $N_{od} = 0,5$ (inicio de averías en la berma de pie). Así pues, ya se puede obtener la altura de ola que la berma es capaz de soportar en función del peso de la escollera.

Sección	Δ	W_{manto} (kg)	W (kg)	D_{n50} (m)	h_s (m)	h_t (m)	N_{od}	H (m)	H_s^* (m)
Tronco (T-T')	1,59	18.000	3.000	1,04	8,50	6,42	0,50	7,3	6,6
Morro (M-M')	1,59	30.000	3.000	1,04	8,50	6,42	0,50	7,3	6,6

Tabla 7. Altura de ola que la berma de pie es capaz de aguantar.

Se determina que la berma de pie se construirá con escollera de 3 toneladas a pesar de que en la parte del tronco era suficiente con escollera de 2 toneladas. Esto se realiza para evitar pedir poca cantidad de escollera de 3 toneladas y por evitar la complejidad de colocación de dos tamaños de escollera diferentes en la berma.

4.7. DIMENSIONAMIENTO DE LA BANQUETA CONTRA LA SOCAVACIÓN

La banquetta de socavación será necesaria porque el dique se construye sobre material sedimenario fino (arena), que suele estar en equilibrio dinámico con las corrientes marinas de la zona. La construcción del talud puede alterar el equilibrio dinámico generando nuevas corrientes que pueden socavar el fondo marino sedimentario. Entonces, al crear la banquetta, la socavación se frena porque el material granular es más grueso que la arena y la posible socavación se aleja de la berma de pie.

Así pues, la banquetta contra la socavación tendrá un espesor de 0,5 m, estará formada por material todo-uno del núcleo y se extenderá 5 m más allá de la berma de pie.

4.8. DIMENSIONAMIENTO DEL CUENCO AMORTIGUADOR

El diseño del cuenco amortiguador es la parte más compleja del dique porque no existe una formulación específica para su diseño. Por lo tanto, se van a seguir las siguientes directrices para su diseño:

- Las dimensiones del cuenco amortiguador serán proporcionales al modelo de dique con cuenco amortiguador del proyecto ESBECO
- Las dimensiones horizontales del cuenco amortiguador estarán basadas en el número de diámetros nominales (D_n) del modelo
- Las dimensiones verticales se determinarán con la condición de que no se supere la cota de coronación del espaldón interior, el más alto

Para empezar, hay que seleccionar los ensayos en los que basarse para poder extraer conclusiones relativas al rebase y los daños que se pueden esperar. Como se realizó en el Anejo 6. *Estudio de alternativas*, se usará el número de estabilidad y el número de Iribarren para establecer cuál es el ensayo más parecido. Las fórmulas son la siguientes:

- **Número de estabilidad:**

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_n}$$

Donde:

- N_s : es el número de estabilidad
- H_s : es la altura de ola significativa

- $\Delta = \frac{\rho_c}{\rho_w} - 1$; es el peso específico relativo sumergido
- $D_n = \left(\frac{W}{\rho_c}\right)^{\frac{1}{3}}$; es el diámetro nominal de la pieza
- **Número de Iribarren:**

$$Ir = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}}$$

Donde:

- α : es el ángulo que forma el fondo marino con la horizontal
- H es la altura de ola en aguas profundas
- L_o es la longitud de onda en aguas profundas

Así pues, se van a comparar los valores de ambas fórmulas para elegir los ensayos más parecido en el que poder basarse y extraer los resultados.

PROTOTIPO	
α (°)	1,15
h_s (m)	7
H_s (m)	6,6
D_n (m)	1,97
ρ_c (t/m ³)	2,35
ρ_w (t/m ³)	1,025
Δ	1,29
N_s	2,59
g (m/s ²)	9,81
T (s)	11,61
L (m)	210,45
Ir	0,11

Tabla 8. Cálculo del número de estabilidad y el número de Iribarren para el prototipo.

Ahora ya se conoce tanto el número de estabilidad como el número de Iribarren para el prototipo y se va a determinar cuáles son los ensayos que mejor reproducen las condiciones del proyecto.

MODELO					
Ensayo	AS01_2110	AS01_2112	AS01_3112	AS01_2212	AS01_3212
α (°)	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29
h_s (m)	0,26	0,26	0,26	0,30	0,30
H_s (m)	0,1	0,12	0,12	0,12	0,12
D_n (m)	0,038	0,038	0,038	0,038	0,038

ρ_c (t/m ³)	2,221	2,221	2,221	2,221	2,221
ρ_w (t/m ³)	1	1	1	1	1
Δ	1,221	1,221	1,221	1,221	1,221
N_s	2,16	2,59	2,59	2,59	2,59
g (m/s ²)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
T (s)	2,60	2,60	2,08	2,60	2,08
L (m)	10,55	10,55	6,75	10,55	6,75
Ir	0,41	0,38	0,30	0,38	0,30

Tabla 9. Comparación de los resultados de diferentes ensayos.

El número de estabilidad coincide con aquellos ensayos en los que la altura de ola significativa es de 0,12 m. Por lo tanto, se tomarán como ensayos de referencia el AS01_2212, AS01_3112, AS01_2212 y AS01_3212.

Por otra parte, se va a optar por diseñar el cuenco amortiguador siguiendo el modelo con una berma de coronación de $6 \cdot D_n$ de anchura para que el rebase sea el menor posible, ya que se pretende que el dique sea transitable.

A continuación se presenta la sección tipo del tronco de la solución, indicando las dimensiones del dique.

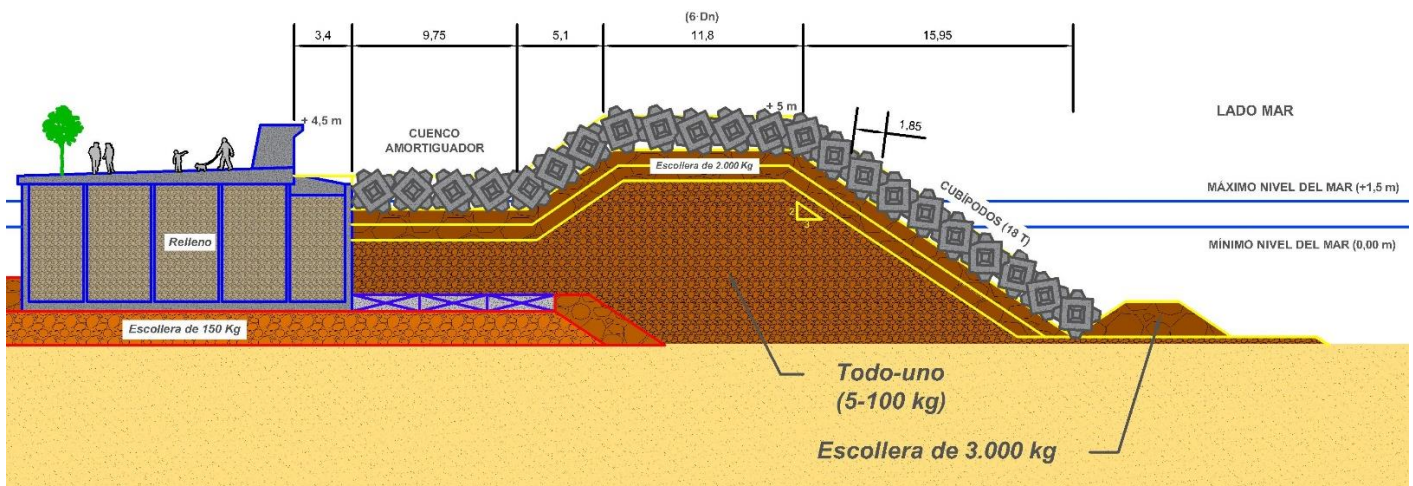


Tabla 10. Sección tipo del tronco. Cotas en m.

4.8.1. Comprobación con la fórmula del PIANC (1981)

Existen algunos estudios del efecto del cuenco amortiguador llevados a cabo por diferentes autores, todos basados en comprobaciones empíricas sobre modelos reducidos. La fórmula que se presenta posteriormente incluye unas orientaciones sobre la geometría recomendada por la experiencia del cuenco amortiguador, en función del oleaje de cálculo.

Se desconocen las condiciones del ensayo, con lo que existe algún parámetro, como el de efectividad del cuenco, que no se puede valorar. Otro aspecto es que la siguiente

formulación no tiene en cuenta el periodo del oleaje, aspecto que determina el funcionamiento del cuenco y la idoneidad de su geometría.

Así pues, esta es la fórmula del PIANC (1981) para las dimensiones recomendadas del cuenco amortiguador:

$$1,5 \cdot H_s = e + 1,1 \cdot b + 0,15 \cdot (x + y) - 0,8 \cdot z + 1,2 \cdot \beta$$

Donde:

- H_s es la altura de ola adecuada para la geometría determinada
- e es el francobordo relativo del espaldón sobre el cuenco
- b es el francobordo relativo de la berma sobre el nivel máximo del mar
- x es el ancho de coronación de la berma
- y es el ancho del cuenco amortiguador
- z es el francobordo relativo de la berma sobre el cuenco
- β es el parámetro de la efectividad del cuenco

	Coronación	
	6·Dn	3·Dn
e (m)	3,00	3,00
b (m)	5,00	5,00
x (m)	14,35	8,46
y (m)	15,70	15,70
z (m)	3,50	3,50
β	0,50	0,50
H_s (m)	7,21	6,62

Tabla 11. Resultados de la fórmula del PIANC (1981).

Los números que están en negrita que corresponden a los parámetros e , b y z son fijos porque no se puede aumentar la cota de coronación para respetar la visibilidad al mar que tiene el puerto actualmente. En cuanto al parámetro β , como no se puede valorar, se deja un valor de 0,5 ya que puede adoptar valores entre 0 y 1.

Ahora, atendiendo a los resultados, se comprueba que la geometría prediseñada del cuenco (6·Dn en coronación) es adecuada para la una ola de 7,21 m, superando los 6,6 m de ola de cálculo. En cambio, la geometría de tres diámetros nominales en coronación es adecuada para una ola de 6,62 m, quedando muy justa respecto a la ola de cálculo.

Por lo tanto, se mantiene el diseño inicial del cuenco amortiguador con 6 diámetros nominales en coronación y se valida el diseño realizado.

4.9. DISEÑO DE LA TRANSICIÓN

Como ya se ha dicho en otros apartados, el tronco del dique vertical estará reforzado por un cuenco amortiguador con una capa de cubípodos de 18 toneladas en el manto principal, mientras que ambos morros del dique estarán reforzados por un talud con dos capas de cubípodos de 30 toneladas. Por lo tanto, es evidente que, para compatibilizar

estas dos tipologías, hay que diseñar una transición entre el tronco y los morros del dique de abrigo.

Por consiguiente, se pensó en mantener el cuenco amortiguador en prácticamente la totalidad del dique y empezar a cambiar de sección en el inicio de la circunferencia que forma los morros del dique, como se muestra en la siguiente imagen.

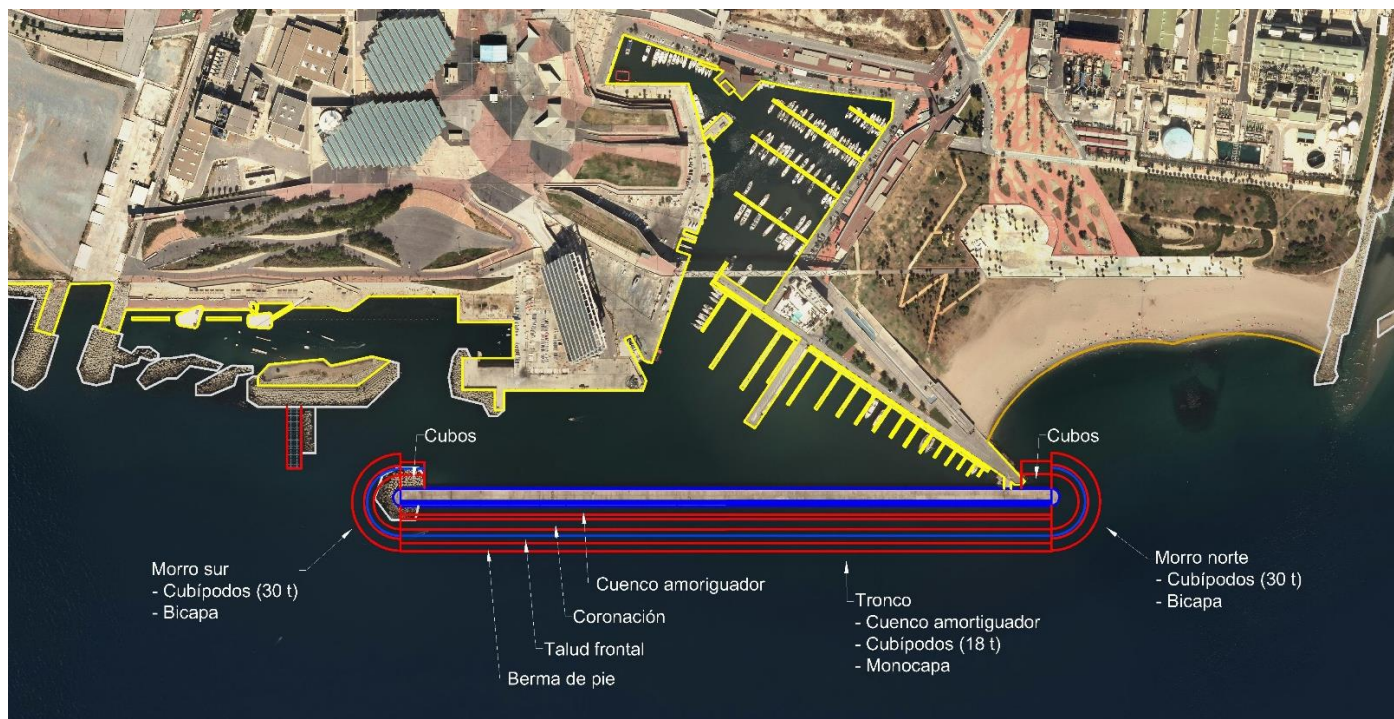


Figura 5. Planta de la solución adoptada.

Esta opción está basada en mantener el ancho del dique, sin que haya ningún salto en el manto principal al cambiar de tipología. Esto afecta a las capas inferiores, donde se produce una discontinuidad en el cambio de sección.

Hay que señalar que ambos morros son idénticos y se considera que están a la misma profundidad (7 m en referencia al cero REDMAR) por lo que la sección será la misma para ambos.

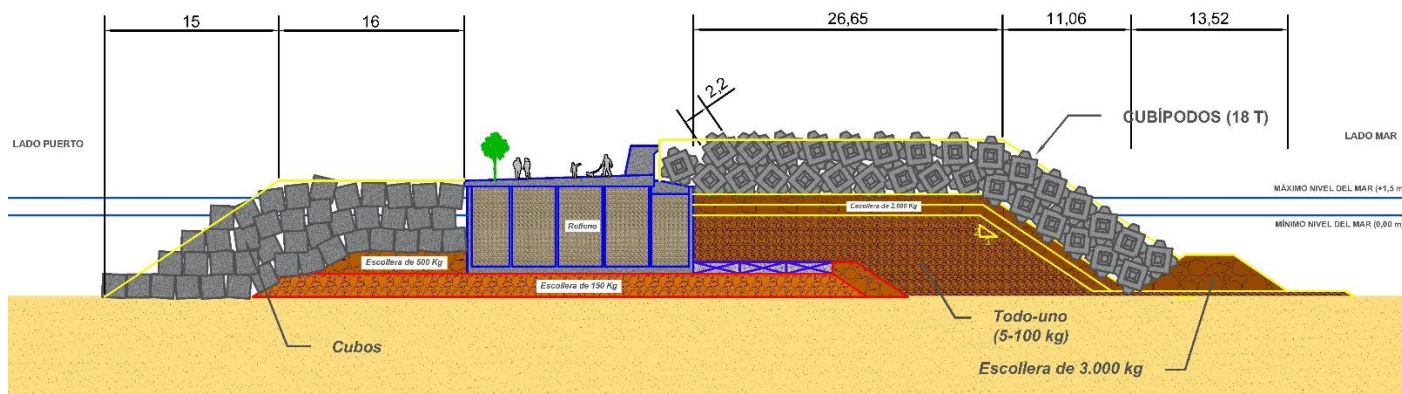


Figura 6. Sección tipo del morro. Cotas en m.

5. REBASE

Para realizar una estimación del rebase, se utilizarán los ensayos del modelo de dique con cuenco amortiguador del proyecto ESBECO (configuración de 6·D_n en coronación) en los que la altura de ola significativa es de 12 cm. Estos ensayos son los que se pueden relacionar con el proyecto real. La tabla que se muestra a continuación realiza un cálculo para estimar el rebase en el prototipo, basándose en la altura de ola. En las columnas de la tabla:

- H_s* es la altura de ola significativa a pie de dique
- q es el caudal unitario de rebase medido en los ensayos del modelo
- $Q = \frac{q}{\sqrt{g \cdot H^3}}$ es el caudal adimensional de rebase

MODELO				PROTOTIPO		
Ensayo	Pie de dique	Rebase		Pie de dique	Rebase	
	H _s * (m)	q (m ³ /s/m)	Q	H _s * (m)	q (m ³ /s/m)	Q
AS01_2112	0,119	1,1543E-05	8,988E-05	6,6	6,4072E-04	1,2065E-05
AS01_3112	0,113	1,7747E-06	1,497E-05	6,6	1,0392E-04	1,9568E-06
AS01_2212	0,128	2,8195E-05	1,973E-04	6,6	1,4574E-03	2,7443E-05
AS01_3212	0,122	1,0648E-06	8,001E-06	6,6	5,7717E-05	1,0868E-06

Tabla 12. Estimación de las tasas de rebase.

Para poder establecer si esos valores son admisibles, se van a usar las tablas que aparecen en el manual *Eurotop*, donde H_{m0} es la altura de ola significativa.

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Rubble mound breakwaters; H _{m0} > 5 m; no damage	1	2,000-3,000
Rubble mound breakwaters; H _{m0} > 5 m; rear side designed for wave overtopping	5-10	10,000-20,000
Grass covered crest and landward slope; maintained and closed grass cover; H _{m0} = 1 – 3 m	5	2,000-3,000
Grass covered crest and landward slope; not maintained grass cover, open spots, moss, bare patches; H _{m0} = 0.5 – 3 m	0.1	500
Grass covered crest and landward slope; H _{m0} < 1 m	5-10	500
Grass covered crest and landward slope; H _{m0} < 0.3 m	No limit	No limit

Tabla 13. Límites de rebase para el diseño estructural de diques. Fuente: *EurOtop*.

Según esta tabla, el límite de rebase (q) para que no sufra daños el dique es de 1 l/s/m. En la estimación que se ha hecho anteriormente, solo en un caso se superaba esta cifra (AS01_2212).

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} > 5 m	>10	>5,000 – 30,000
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} = 3-5 m	>20	>5,000 – 30,000
Sinking small boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m Damage to larger yachts	>5	>3,000-5,000
Safe for larger yachts; H _{m0} > 5 m	<5	<5,000
Safe for smaller boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m	<1	<2,000
Building structure elements; H _{m0} = 1-3 m	≤1	<1,000
Damage to equipment set back 5-10m	≤1	<1,000

Tabla 14. Límites de rebase para propiedades tras el dique. Fuente: EurOtop.

En esta tabla se muestran los valores máximos de rebase (q) para que las embarcaciones estén seguras. En los casos en los que H_{m0} > 5 m, que es el caso de este estudio, los límites especificados no se alcanzan y se podría en un futuro habilitar el dique para atracar en su interior.

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
People at structures with possible violent overtopping, mostly vertical structures	No access for any predicted overtopping	No access for any predicted overtopping
People at seawall / dike crest. Clear view of the sea. H _{m0} = 3 m H _{m0} = 2 m H _{m0} = 1 m H _{m0} < 0.5 m	0.3 1 10-20 No limit	600 600 600 No limit
Cars on seawall / dike crest, or railway close behind crest H _{m0} = 3 m H _{m0} = 2 m H _{m0} = 1 m	<5 10-20 <75	2000 2000 2000
Highways and roads, fast traffic	Close before debris in spray becomes dangerous	Close before debris in spray becomes dangerous

Tabla 15. Límites de rebase para personas y vehículos. Fuente: EurOtop.

Finalmente, en cuanto a la seguridad de personas, no aparecen valores relacionados con H_{m0} > 5 m. Sin embargo, es evidente que el dique puede ser transitado en condiciones normales y será cerrado el acceso en caso de previsiones de temporal.

En conclusión, los rebases esperados son limitados y solo serán considerables en el caso de que se alcance la ola de cálculo (H_s* = 6,6 m).

6. REUTILIZACIÓN DE LOS CUBOS DEL MORRO SUR

Con la solución que se desarrolla en este anejo se pretende reutilizar una parte de los cubos que hay en el morro actualmente. Los cubos que se encuentran en la parte interior no se van a mover y actuarán como contención del refuerzo del dique en el morro norte. En cuanto al resto de cubos, una parte irá destinada a contener el refuerzo del dique en el morro sur y la otra se utilizará para fortalecer el contradique de cubos. La figura que se muestra posteriormente ejemplifica esta idea.



Figura 7. Ubicación final de los cubos.

7. BOCANA

Actualmente, entre la bocana y el contradique hay un espacio de 85 m aproximadamente. Al realizar la mejora en el dique, se prevé que el espacio se reduzca hasta los 75 m. Por lo tanto, para evitar esta situación, se plantea desplazar el contradique con el objetivo de respetar los 85 m que hay actualmente y reforzarlo para que tenga una mayor longitud. La imagen siguiente muestra visualmente esta idea. La línea azul representa en nivel máximo del mar.

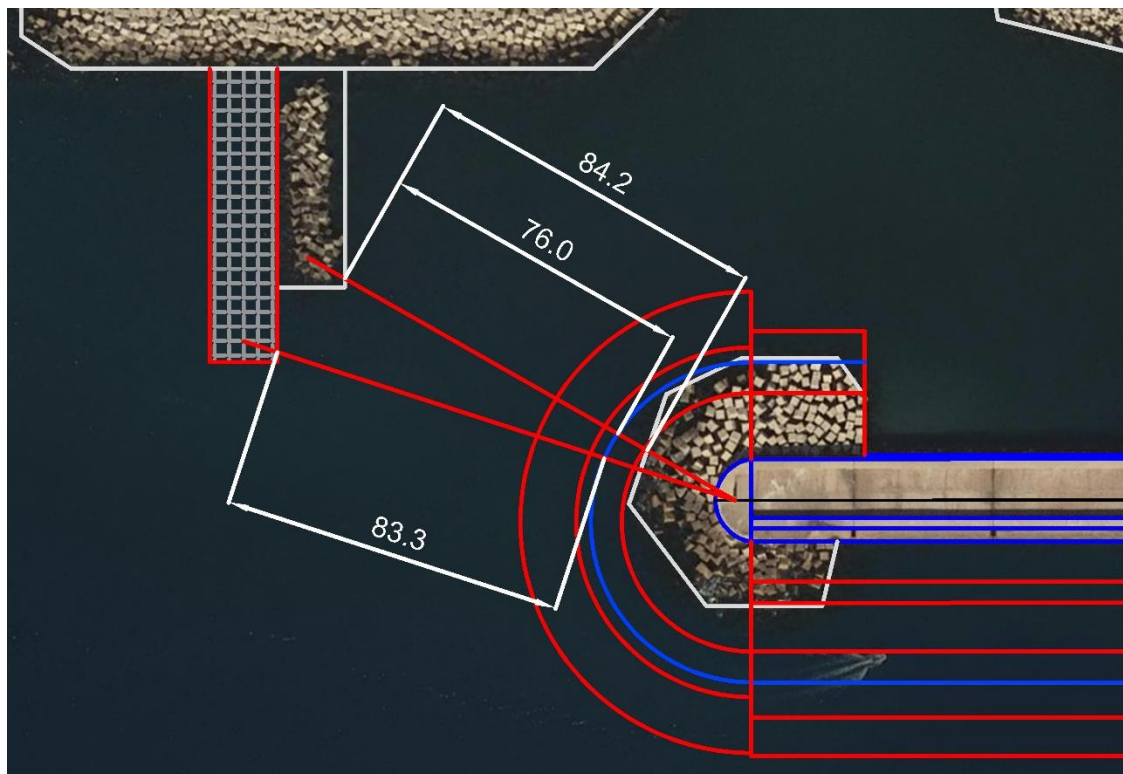


Figura 8. Espacio entre la bocana y nuevo contradique. Cotas en metros.

8. REFERENCIAS

MEDINA, J.R. y GÓMEZ-MARTÍN, M.E. (2015). *Manual del Cubípodo* ®2015. Valencia: Universitat Politècnica de València. [Consulta: 21/08/2019]

EUROTOP (2018). *Manual on wave overtopping of sea defences and related structures*. <www.overtopping-manual.com> [Consulta: 25/08/2019]

