



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR
DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS



Estudio de Soluciones para la Ampliación del Puerto de Altea (Alicante). Obras de Abrigo y Ordenación Interior.

ANEXO X:

Desarrollo de la Solución Adoptada

Índice:

1. OBJETO.....	3
2. PROPAGACIÓN DEL OLEAJE DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	3
3. CÁLCULO DE LAS OBRAS DE ABRIGO	6
3.1 Determinación del peso y espesor del manto principal	6
3.2 Determinación del peso y espesor de las capas de filtro.....	8
3.3 Cálculo de la berma de pie.....	8
3.4 Cotas de coronación	10
3.5 Cálculo del espaldón	12
4. DRAGADO.....	16
5. FIRME	17
5.1 Categoría de tráfico	17
5.2 Rellenos.....	18
5.3 Explanadas	19
5.4 Firmes	20
6. REFERENCIAS	22

Índice de figuras:

Figura 1. Sección tipo de un dique con manto apoyado en berma de pie	9
Figura 2. Esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón	12
Figura 3. Dimensiones del espaldón	15
Figura 4. Sección tipo	22

Índice de tablas:

Tabla 1. Altura de ola significativa corregida. Dirección NE	4
Tabla 2. Altura de ola significativa corregida. Dirección ENE	4
Tabla 3. Altura de ola significativa corregida. Dirección E	5
Tabla 4. Altura de ola significativa corregida. Dirección ESE	5
Tabla 5. Altura de ola significativa corregida. Dirección S.....	6
Tabla 6. Elementos manto principal	7
Tabla 7. Elementos del filtro.....	8
Tabla 8. Elementos de la berma de pie.....	10
Tabla 9. Parámetros representativos de los buques en función de su tipología y capacidad de carga	16
Tabla 10. Elementos de la berma de pie.....	18
Tabla 11. Clasificación de los rellenos portuarios	19
Tabla 12. Categoría de explanadas	20
Tabla 13. Capas inferiores del firme	21
Tabla 14. Espesores recomendados	21

1. Objeto

El propósito de este anexo es desarrollar la solución adoptada de las alternativas propuestas en los anexos de estudio de soluciones. Para ello, se va a proceder al cálculo de la propagación del oleaje, pero esta vez para la solución definitiva de la ampliación del puerto deportivo de Altea, y el cálculo de los pesos y espesores de las diferentes capas de las obras de abrigo.

2. Propagación del oleaje de la solución adoptada

La ola de cálculo necesaria para el diseño de la ampliación del dique es la altura de la ola significativa corregida al pie de la obra de abrigo.

Si el dique está en aguas reducidas, la rotura del oleaje es por fondo, antes de llegar al dique, y el diseño se realiza para una ola de cálculo independiente del temporal. En caso contrario, si el dique se encuentra en aguas profundas, las olas rompen al chocar con el dique y la ola de diseño es H_{sd} .

Para comprobar en qué situación de rotura de oleaje se encuentra el dique, verificamos la profundidad a la que se produce la rotura de fondo, con la altura de ola significativa, $H_s = 7,7$ m obtenida a partir de la página web de Puertos del Estado que proporciona los datos históricos del oleaje en regímenes extremos de la Boya de Alicante.

$$d = \frac{H_s}{0,80} = \frac{7,7}{0,80} = 9,63 \text{ m}$$

Se verifica que como la ampliación del puerto puede llegar como máximo a la profundidad de 8 metros, por lo que la rotura del oleaje se produce por fondo. A continuación, se deberá obtener la altura de ola en profundidades definidas y tener en cuenta la refracción y el asomeramiento.

La propagación del oleaje se realizará utilizando la misma hoja de cálculo Excel que ya se empleó en el Anexo V: Clima Marítimo. En esta introducimos los parámetros iniciales siguientes:

⇒ NE

- $H_s = 7,7$ m
- $T_p = 13,13$ s
- $\alpha = 62^\circ$
- Profundidad = 8 m

CALCULO PROPAGACION OLEAJE												
Características del oleaje				Con la hoja de cálculo podemos realizar el cálculo de los coeficientes de asomeramiento y refracción y con ello las características de los frentes de oleaje a medida que se van aproximando a la costa. L=gT/2piTH(2pid/L)								
T (seg)	α ₀ (°)	H(m)	NE									
13.13	62	7.7										
Longitud de onda en aguas profundas				- Se utilizan las expresiones de Airy.								
L _p = 1,56 x T ² =		269	269	metros								
Comprobación aguas profundas				- Se deben calcular las longitudes de onda del frente, para cada batimétrica, de forma manual con las herramientas de excel.								
d _p > L _o /2 =		134		metros								
Celeridad y celeridad de grupo				- A continuación la tabla da las alturas de ola.								
C ₀ = $\frac{gT}{2\pi} \Rightarrow C_0 = \frac{9.8T}{2\pi} = 1,56T$				C ₀ (m/seg)								
				20.48								
C _{g0} = nC ₀ = $\frac{1}{2}C_0$				C _{g0} (m/seg)								
				10.24								
$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow$												
						$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$C_g = nC = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{4\pi \frac{d}{L}}{\sinh(4\pi \frac{d}{L})}\right]C$	$\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{C_0} \sin\alpha_0\right)$	$K_s = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}}$	$K_r = \sqrt{\frac{b_o}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos\alpha_0}{\cos\alpha_1}}$	H (m)	
d	d/L ₀	(d/L ₀)	th(2πd/L)	d/L	L	Dispersion						
10	0.04	0.04	0.464	0.080	125	0.000	9.51	8.79	24.20	1.08	0.72	5.96
8	0.03	0.03	0.419	0.071	113	0.000	8.58	8.06	21.69	1.13	0.71	6.17
6	0.02	0.02	0.365	0.061	98	0.000	7.49	7.14	18.83	1.20	0.70	6.49
4	0.01	0.01	0.301	0.049	81	0.000	6.16	5.97	15.40	1.31	0.70	7.04
2	0.01	0.01	0.214	0.035	57.7	0.000	4.39	4.32	10.91	1.54	0.69	8.19

Tabla 1. Altura de ola significativa corregida. Dirección NE. (Fuente: Elaboración propia)

⇒ ENE

- Hs = 7,7 m
- T_p = 13,13 s
- α = 32°
- Profundidad = 8 m

CALCULO PROPAGACION OLEAJE												
Características del oleaje				Con la hoja de cálculo podemos realizar el cálculo de los coeficientes de asomeramiento y refracción y con ello las características de los frentes de oleaje a medida que se van aproximando a la costa. $L=gT/2\pi TH(2\pi d/L)$								
T (seg)	$\alpha_0(^{\circ})$	H(m)	ENE									
13.13	32	7.7										
Longitud de onda en aguas profundas				- Se utilizan las expresiones de Airy.								
$L_w = 1.56 \times T^2=$	269	269	metros									
Comprobación aguas profundas				- Se deben calcular las longitudes de onda del frente, para cada batimétrica, de forma manual con las herramientas de excel.								
$d_w > L_o /2 =$	134		metros									
Celeridad y celeridad de grupo				- A continuación la tabla da las alturas de ola.								
$C_0 = \frac{gT}{2\pi} \Rightarrow C_0 = \frac{9.8T}{2\pi} = 1,56T$			$C_0(m/seg)$									
			20.48									
$C_{g0} = nC_0 = \frac{1}{2}C_0$			$C_{g0}(m/seg)$									
			10.24									
$\frac{d}{L_o} = \frac{d}{L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow$							$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$C_g = nC = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{4\pi \frac{d}{L}}{\sinh(4\pi \frac{d}{L})}\right] C$	$\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{C_0} \text{sen}\alpha_0\right)$	$K_s = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}}$	$K_r = \sqrt{\frac{b_o}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos\alpha_0}{\cos\alpha_1}}$	H (m)
d	d/L _o	(d/L _o)	th(2π d/L)	d/L	L	Dispersion						
10	0.04	0.04	0.464	0.080	125	0.000	9.51	8.79	14.24	1.08	0.94	7.77
8	0.03	0.03	0.419	0.071	113	0.000	8.58	8.06	12.82	1.13	0.93	8.10
6	0.02	0.02	0.365	0.061	98	0.000	7.49	7.14	11.17	1.20	0.93	8.57
4	0.01	0.01	0.301	0.049	81	0.000	6.16	5.97	9.17	1.31	0.93	9.35
2	0.01	0.01	0.214	0.035	57.7	0.000	4.39	4.32	6.52	1.54	0.92	10.95

Tabla 2. Altura de ola significativa corregida. Dirección ENE. (Fuente: Elaboración propia)

⇒ E

- Hs = 7,7 m
- T_p = 13,13 s
- α = 17°
- Profundidad = 8 m

CALCULO PROPAGACION OLEAJE															
Características del oleaje				Con la hoja de cálculo podemos realizar el cálculo de los coeficientes de asomeramiento y refracción y con ello las características de los frentes de oleaje a medida que se van aproximando a la costa. $L=g/2\pi TH(2\pi d/L)$											
T (seg)	$\alpha_0(^{\circ})$	H(m)	E												
13.13	17	7.7													
Longitud de onda en aguas profundas				- Se utilizan las expresiones de Airy.											
$L_w = 1.56 \times T^2 =$	269	269	metros												
Comprobación aguas profundas				- Se deben calcular las longitudes de onda del frente, para cada batimétrica, de forma manual con las herramientas de excel.											
$d_w > L_o /2 =$	134		metros												
Celeridad y celeridad de grupo				- A continuación la tabla da las alturas de ola.											
$C_0 = \frac{gT}{2\pi} \Rightarrow C_0 = \frac{9.8T}{2\pi} = 1.56T$		$C_0(m/seg)$													
		20.48													
$C_{g0} = nC_0 = \frac{1}{2}C_0$		$C_{g0}(m/seg)$													
		10.24													
$\frac{d}{L_w} = \frac{d}{L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow$					$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$				$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi \frac{d}{L}}{\sinh(4\pi \frac{d}{L})} \right] C$		$\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{C_0} \sin\alpha_0\right)$		$K_s = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}}$	$K_r = \sqrt{\frac{b_o}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos\alpha_0}{\cos\alpha_1}}$	H (m)
d	d/L _o	(d/L _o)	th(2πd/L)	d/L	L	Dispersion									
10	0.04	0.04	0.464	0.080	125	0.000	9.51	8.79	7.80	1.08	0.98			8.16	
8	0.03	0.03	0.419	0.071	113	0.000	8.58	8.06	7.03	1.13	0.98			8.52	
6	0.02	0.02	0.365	0.061	98	0.000	7.49	7.14	6.13	1.20	0.98			9.04	
4	0.01	0.01	0.301	0.049	81	0.000	6.16	5.97	5.05	1.31	0.98			9.88	
2	0.01	0.01	0.214	0.035	57.7	0.000	4.39	4.32	3.59	1.54	0.98			11.60	

Tabla 3. Altura de ola significativa corregida. Dirección E. (Fuente: Elaboración propia)

⇒ ESE

- Hs = 7,7 m
- T_p = 13,13 s
- α = 6º
- Profundidad = 8 m

CALCULO PROPAGACION OLEAJE												
Características del oleaje				Con la hoja de cálculo podemos realizar el cálculo de los coeficientes de asomeramiento y refracción y con ello las características de los frentes de oleaje a medida que se van aproximando a la costa. $L=g/2\pi TH(2\pi d/L)$ - Se utilizan las expresiones de Airy. - Se deben calcular las longitudes de onda del frente, para cada batimétrica, de forma manual con las herramientas de excel. - A continuación la tabla da las alturas de ola.								
T (seg)	$\alpha_0(^{\circ})$	H(m)	ESE									
13.13	6	7.7										
Longitud de onda en aguas profundas												
$L_0=1.56 \times T^2=$	269	269	metros									
Comprobación aguas profundas												
$d_0 > L_0 /2 =$	134		metros									
Celeridad y celeridad de grupo												
$C_0 = \frac{gT}{2\pi} \Rightarrow C_0 = \frac{9.8T}{2\pi} = 1.56T$			$C_0(m/seg)$									
			20.48									
$C_{g0} = nC_0 = \frac{1}{2}C_0$			$C_{g0}(m/seg)$									
			10.24									
$\frac{d}{L_0} = \frac{d}{L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow$												
d	d/L ₀	(d/L ₀)	th(2πd/L)	d/L	L	Dispersion	$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$C_g = nC = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{4\pi \frac{d}{L}}{\sinh(4\pi \frac{d}{L})}\right]C$	$\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{C_0} \sin\alpha_0^0\right)$	$K_s = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}}$	$K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos\alpha_0}{\cos\alpha_1}}$	H (m)
10	0.04	0.04	0.464	0.080	125	0.000	9.51	8.79	2.78	1.08	1.00	8.29
8	0.03	0.03	0.419	0.071	113	0.000	8.58	8.06	2.51	1.13	1.00	8.66
6	0.02	0.02	0.365	0.061	98	0.000	7.49	7.14	2.19	1.20	1.00	9.20
4	0.01	0.01	0.301	0.049	81	0.000	6.16	5.97	1.80	1.31	1.00	10.06
2	0.01	0.01	0.214	0.035	57.7	0.000	4.39	4.32	1.28	1.54	1.00	11.82

Tabla 4. Altura de ola significativa corregida. Dirección ESE. (Fuente: Elaboración propia)

⇒ S

- Hs = 7,7 m
- T_p = 13,13 s
- α = 73º
- Profundidad = 8 m

CÁLCULO PROPAGACIÓN OLEAJE												
Características del oleaje				Con la hoja de cálculo podemos realizar el cálculo de los coeficientes de asomeramiento y refracción y con ello las características de los frentes de oleaje a medida que se van aproximando a la costa. $L=gT/2\pi \tanh(2\pi d/L)$								
T (seg)	$\alpha_0(^{\circ})$	H(m)	S									
13.13	73	7.7										
Longitud de onda en aguas profundas				- Se utilizan las expresiones de Airy.								
$L_p = 1,56 \times T^2 =$	269	269	metros									
Comprobación aguas profundas				- Se deben calcular las longitudes de onda del frente, para cada batimétrica, de forma manual con las herramientas de excel.								
$d_p > L_p/2 =$	134		metros									
Celeridad y celeridad de grupo				- A continuación la tabla da las alturas de ola.								
$C_0 = \frac{gT}{2\pi} \Rightarrow C_0 = \frac{9,8T}{2\pi} = 1,56T$			$C_0(m/seg)$									
			20.48									
$C_{g0} = nC_0 = \frac{1}{2}C_0$			$C_{g0}(m/seg)$									
			10.24									
$\frac{d}{L_p} = \frac{d}{L} \tanh \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow$						$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$	$C_g = nC = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi \frac{d}{L}}{\sinh(4\pi \frac{d}{L})} \right] C$	$\alpha = \arcsen\left(\frac{C}{C_0} \sin \alpha_0\right)$	$K_s = \sqrt{\frac{C_{g0}}{C_{g1}}}$	$K_r = \sqrt{\frac{b_o}{b_1}} = \sqrt{\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha_1}}$	H (m)	
d	d/ L_p	(d/ L_p)	th(2 π d/L)	d/L	L	Dispersion						
10	0.04	0.04	0.464	0.080	125	0.000	9.51	8.79	26.36	1.08	0.57	4.75
8	0.03	0.03	0.419	0.071	113	0.000	8.58	8.06	23.60	1.13	0.56	4.90
6	0.02	0.02	0.365	0.061	98	0.000	7.49	7.14	20.46	1.20	0.56	5.15
4	0.01	0.01	0.301	0.049	81	0.000	6.16	5.97	16.72	1.31	0.55	5.57
2	0.01	0.01	0.214	0.035	57.7	0.000	4.39	4.32	11.83	1.54	0.55	6.48

Tabla 5. Altura de ola significativa corregida. Dirección S. (Fuente: Elaboración propia)

Como conclusión, puede afirmarse que la altura de ola significativa corregida es diferente para cada una de las direcciones. No obstante, todas ellas están por debajo de los 9,6 m obtenidos al comprobar en qué situación de rotura de oleaje se encontraba el dique, confirmándose así que la rotura de ola es por fondo.

3. Cálculo de las obras de abrigo

3.1 Determinación del peso y espesor del manto principal

En primer lugar, para el cálculo del dique se deberá analizar el peso del manto principal, para ello, se analiza si el dique se encuentra en zona de rotura del oleaje por fondo.

$$H_{b \text{ TRONCO}} = 0,78 \cdot h = 0,78 \cdot 8,36 = 6,5 \text{ m}$$

$$H_{b \text{ MORRO}} = 0,78 \cdot h = 0,78 \cdot 8,86 = 6,9 \text{ m}$$

Donde:

⇒ H_b : altura de ola de rotura

⇒ h : profundidad a pie de dique

$$h = h_s + \text{carrera de marea} + \text{aumento del nivel del mar}$$

Para la carrera de marea se tiene en cuenta la marea meteorológica, que se produce en caso de temporal. Esta tiene un valor de 0,80 metros.

Además, se tiene en cuenta también el aumento del nivel del mar previsible debido al cambio climático. Como la vida útil de la infraestructura es de 25 años, se prevé que el nivel del mar aumente 6 centímetros, según el Grupo Intergubernamental de Expertos del Cambio Climático.

$$h_{TRONCO} = 7,5 + 0,8 + 0,06 = 8,36 \text{ m}$$

$$h_{MORRO} = 8 + 0,8 + 0,06 = 8,86 \text{ m}$$

Para la determinación del peso de los elementos del manto, ya seleccionados en la mejor opción del Anexo IX, se utilizará la fórmula de Hudson y los Coeficientes de Estabilidad publicados en el "Cubipod Manual 2016" de Medina y Gómez-Martín.

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

Donde:

- ⇒ W: peso medio de las piezas del manto principal (Tn)
- ⇒ H: altura de ola de diseño (m)
- ⇒ γ : peso específico de los elementos del manto (Tn/m³)
- ⇒ γ_w : peso específico del agua de mar, tiene un valor de 1,025 Tn/m³
- ⇒ α : ángulo del talud respecto a la horizontal
- ⇒ K_D : coeficiente de estabilidad

El motivo de utilizar esta fórmula en lugar de la del Manual del Cubípodo es porque se obtienen pesos mayores para cada elemento, ya que, al tratarse de un manto monocapa, esto contribuye a estar del lado de la seguridad.

Por lo tanto, la solución adoptada para los elementos del manto principal se puede ver en la siguiente tabla.

Tramo	Pieza	Nº capas	K_D	γ	$\cot \alpha$	H_s	W	D_n
Tronco	Cubípodo 1	1	12	2,35	1,5	6,5	16,6	1,9
Morro	Cubípodo 1	1	5	2,35	1,5	6,9	47,7	2,7

Tabla 6. Elementos manto principal. (Fuente: Elaboración propia)

Por otra parte, para calcular el espesor del manto principal se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = n \cdot D_{n50}$$

Donde:

⇒ n: número de capas

$$\Rightarrow D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma}}$$

- W: peso de la pieza (t)
- γ : densidad de la pieza (t/m³)

Al ser solo una capa de cubípodos, el espesor será igual al diámetro nominal. Como consecuencia, el espesor del tronco será de 2 metros y el del morro, 3 metros.

3.2 Determinación del peso y espesor de las capas de filtro

En segundo lugar, para el filtro que se coloca debajo del manto principal se utilizará escollera. La condición de filtro que se suele usar para diseñar las capas intermedias de los diques en talud es que el tamaño de las piezas o elementos de la capa superior no sean más grandes que 2,5 veces el tamaño de las piedras de la capa inferior, siendo recomendable que la primera capa de filtro tenga un peso comprendido entre W/10 y W/20, siendo W el peso de los elementos del manto principal.

Además, las capas de filtro deben ser fiables y garantizar al menos una capa granular de filtro. Las capas de filtro de escollera deben diseñarse, al menos, con un espesor de dos veces el lado del cubo equivalente.

Siendo W₁ el peso del elemento del filtro y W el peso del manto calculado para los distintos elementos estudiados, se obtienen los siguientes resultados recogidos en la Tabla 7.

Tramo	1ª capa de filtro		
	W (tn)	D _n (m)	Espesor (m)
Tronco	1,7	0,9	1,8
Morro	4,8	1,3	2,6

Tabla 7. Elementos del filtro. (Fuente: Elaboración propia)

3.3 Cálculo de la berma de pie

Al tratarse de un manto monocapa, siempre se debe apoyar el manto principal sobre una berma de pie, sobre todo si el manto principal está constituido por piezas prefabricadas de hormigón.

La berma de pie suele tener una forma trapezoidal y el peso de la escollera 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.

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.

La banquetta contra la socavación es necesaria cuando el dique se construye sobre material sedimentario fino (arena) ya que la superficie de la arena suele estar en equilibrio dinámico con las corrientes marinas de la zona (sin dique) y la construcción del dique suele alterar ese equilibrio dinámico generando nuevas corrientes que pueden socavar el fondo marino sedimentario. El nuevo dique forma una clara barrera que suele aumentar significativamente las corrientes longitudinales en el pie del dique lo que tiende a erosionar el fondo arenoso junto al dique y generar deposiciones en zonas un poco alejadas de la estructura. Al verter material granular grueso (banqueta contra la socavación) debajo de la berma de pie y en la zona próxima, no se alteran mucho las corrientes, pero sirve para resistir las corrientes fuertes de fondo que se generan en el momento se construya el dique. De este modo, 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; la banquetta contra socavación protegerá la berma de pie y en la berma se apoya el manto principal.

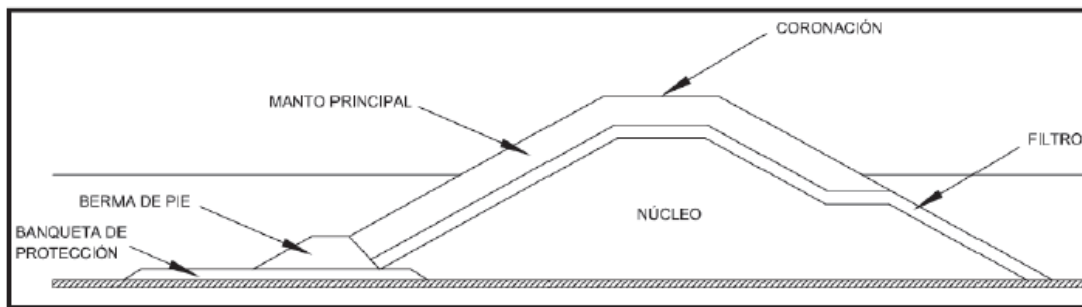


Figura 1. Sección tipo de un dique con manto apoyado en berma de pie. (Fuente: Josep R. Medina y M. Esther Gómez-Martín "Cubipod Manual 2016")

Para dimensionar la berma se utilizará la siguiente ecuación:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6,2 \cdot \left(\frac{h_t}{h_s} \right)^{2,7} \right) \cdot N_{od}^{0,15}$$

Siendo:

- ⇒ H_s : altura de ola significativa.
- ⇒ D_{n50} : diámetro nominal de la escollera de la berma de pie. Para obtenerlo es necesario saber el peso de la escollera de la berma, que será el 10% del peso de los elementos que forman el manto.
- ⇒ $\Delta = \left(\frac{\gamma}{\gamma_s} - 1 \right)$
- ⇒ h_t : profundidad de la berma de pie.
- ⇒ h_s : profundidad a pie de dique.

- ⇒ N_{od} : variable que indica el daño en la berma. Se consideran daños despreciables, por lo que su valor será de 1.

La berma de pie estará formada por materiales de las mismas características y tendrá el mismo espesor que la capa de filtro. Por lo tanto, se utilizará escollera de peso unitario 2,0 toneladas y 5,6 toneladas para la berma de pie del tronco y del morro del dique, respectivamente. El espesor será de 1,8 m para el tronco y 2,6 m para el morro.

Mediante la fórmula anterior, se calcula la altura de ola que la berma es capaz de soportar.

Tramo	W (tn)	D_{n50} (m)	h_s (m)	h_t (m)	Δ	N_{od}	H_s (m)
Tronco	1,7	0,9	7,5	5,7	1,59	1	7,1
Morro	4,8	1,3	8	5,4	1,59	1	8,6

Tabla 8. Elementos de la berma de pie. (Fuente: Elaboración propia)

Si se compara la altura de diseño con la altura que soporta la berma obtenida en la tabla anterior, se puede comprobar que la berma dimensionada para cada sección es capaz de soportar la altura de ola de cálculo, ya que $H < H_s$.

Las dimensiones de la berma para cada sección se resumen a continuación:

- ⇒ Tronco: se utilizará la misma escollera que la utilizada en este mismo tramo para el filtro, con un peso de 2 tn. El ancho en coronación será 4 veces D_{n50} obteniendo un valor de 3,6 m. el espesor será igual a 2 veces D_{n50} obteniendo un valor de 1,8 m.
- ⇒ Morro: como en el caso anterior, se utilizará la misma escollera que la utilizada en este mismo tramo para el filtro, con un peso de 5 tn. El ancho en coronación será 4 veces D_{n50} obteniendo un valor de 5,2 m. el espesor será igual a 2 veces D_{n50} obteniendo un valor de 2,6 m.

3.4 Cotas de coronación

Para el cálculo de la cota de coronación o francobordo de la estructura se utilizará la “ROM 1.0-09: Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo (Parte Iª. Bases y Factores para el proyecto. Agentes climáticos”.

Según esta ROM, aquellos diques que se encuentran sometidos a oleaje limitado por el fondo, el francobordo de la estructura para evitar rebases se puede aproximar a H_b , que es la altura de ola de cálculo y que coincide con la altura de rotura del oleaje.

La cota de coronación del manto no debe ser inferior a $0,75 \cdot H_b$, que corresponde con la cota mínima de la mota de trabajo.

Así pues, las cotas de coronación, sumándoles la carrera de marea y el aumento del nivel del mar debido al cambio climático, del espaldón y manto principal son:

⇒ Tronco

- Cota de coronación del espaldón: $R_{c1} = H_b = 6,9 \text{ m}$
- Cota de coronación del manto: $A_{c2} = 0,75 \cdot H_b = 0,75 \cdot 6,9 = 5,2 \text{ m}$

⇒ Morro:

- Cota de coronación del manto: $A_{c2} = 0,75 \cdot H_b = 0,75 \cdot 7,3 = 5,5 \text{ m}$

La construcción del dique se realizará con medios terrestres y, por tanto, será necesaria una mota de trabajo. Por tanto, la coronación del núcleo debe estar situada como mínimo a 1 metro por encima de la PMVE (Pleamar de Marea Viva Equinoccial).

En los mantos contruidos con cubípodos se recomienda que la zona superior tenga un espesor de 2 veces D_n , independientemente de que se trate de un manto monocapa o bicapa.

Por lo tanto, la cota de coronación del manto debe ser como mínimo:

Cota coronación manto = espesor manto + espesor filtro + 1 + carrera de marea + aumento del nivel del mar

Cota mínima de coronación del manto:

- ⇒ Tronco: $2,0 + 1,8 + 1 + 0,8 + 0,06 = 5,66 \text{ m} > 5,2 \text{ m}$
- ⇒ Morro: $2,7 + 2,6 + 1 + 0,8 + 0,06 = 7,16 \text{ m} > 5,5 \text{ m}$

Al ser la cota de coronación del manto del morro es superior a la obtenida anteriormente para el espaldón, se harán coincidir ambas cotas.

En resumen, las cotas de coronación serán:

⇒ Tronco

- Cota de coronación del espaldón: $R_c = 6,9 \text{ m}$
- Cota de coronación del manto: $A_c = 5,7 \text{ m}$

⇒ Morro:

- Cota de coronación del manto: $A_c = 7,4 \text{ m}$

Finalmente, se toman los siguientes valores como referencia teniendo en cuenta las cotas mínimas constructivas sobre el NMMA:

⇒ Tronco:

- Cota de coronación del núcleo: 1,9 m
- Cota de coronación del filtro: 3,7 m
- Cota de coronación del manto: 5,7 m
- Cota de coronación del espaldón: 7 m

⇒ Morro:

- Cota de coronación del núcleo: 2,1 m
- Cota de coronación del filtro: 4,7 m
- Cota de coronación del manto: 7,4 m

3.5 Cálculo del espaldón

Para estimar la fuerza horizontal máxima (F_h) y la fuerza vertical (subpresiones) correspondiente a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima se utilizarán las fórmulas publicadas por Molines (2011). Aunque estas acciones estén separadas en el tiempo, se ha considerado que se dan en el mismo instante, quedando del lado de la seguridad.

La siguiente figura muestra un esquema de estas fuerzas utilizadas por Molines (2011) para el cálculo de la estabilidad del espaldón.

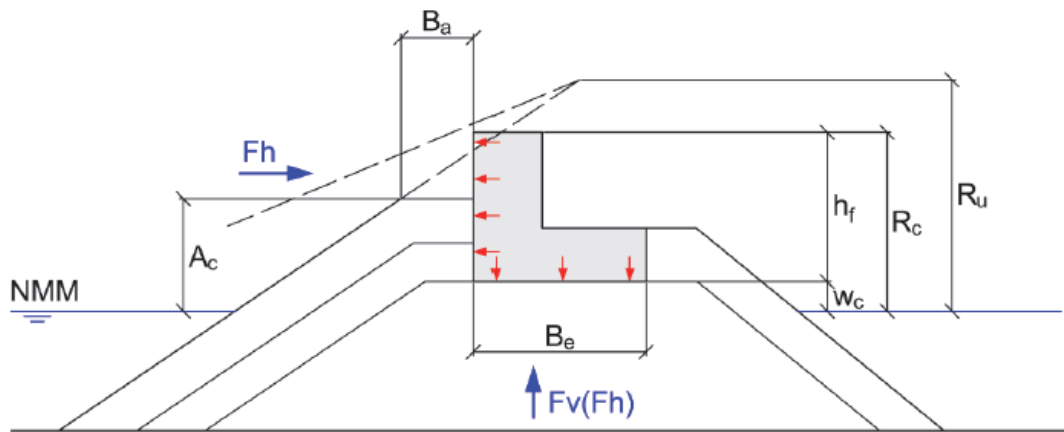


Figura 2. Esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón. (Fuente: Josep R. Medina y M. Esther Gómez-Martín "Cubipod Manual 2016")

Para estimar F_h y $F_v(F_h)$, Molines (2011) proporciona las siguientes fórmulas:

$$\frac{F_h}{0,5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot h_f^2} = \left(-1,29 + 1,80 \cdot \frac{\gamma_f \cdot R_u}{R_c} + 0,93 \cdot \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0,16 \cdot \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} \right)^2$$

$$\frac{F_v(F_h)}{0,5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot B_e} = \left(-0,86 + 0,75 \cdot \frac{\gamma_f \cdot R_u}{R_c} + 0,41 \cdot \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0,17 \cdot \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} - 0,9 \cdot \frac{w_c}{h_f} \right)^2$$

$$2,58H_s > R_u = R_{u0.1\%} = \begin{cases} 1,12H_s I r_m & I r_m \leq 1,5 \\ 1,34H_s I r_m^{0,55} & I r_m > 1,5 \end{cases}$$

$$\text{Con } I r_m = \tan \alpha / \sqrt{g T_{01}^2}$$

Donde:

- ⇒ R_c = francobordo de la estructura
- ⇒ A_c = francobordo de la berma superior del manto
- ⇒ γ_f = factor de rugosidad = 0,46 para cubípodos monocapa
- ⇒ B_a = ancho de la berma superior = $3 \cdot D_n = 5,7$ m
- ⇒ B_e = ancho de la base del espaldón = 6 m
- ⇒ H_s = altura de ola significativa a pie de dique
- ⇒ $\tan \alpha$ = pendiente del talud
- ⇒ w_c = cota de cimentación del espaldón
- ⇒ h_f = altura del espaldón
- ⇒ F_h = fuerza correspondiente a la fuerza horizontal máxima
- ⇒ $F_v (F_h)$ = Fuerza vertical asociada a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima
- ⇒ ρ_w = densidad del agua
- ⇒ g = aceleración de la gravedad
- ⇒ $L_m = \frac{g T_{01}^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_m}\right)$
- ⇒ $T_{01} = \frac{T_p}{1,2} = \frac{13,13}{1,2} = 10,94$

Los rangos de validez de las variables utilizadas son:

$$0,31 < \gamma_f \frac{R_u}{R_c} < 0,94$$

$$0,07 < \frac{R_c - A_c}{h_f} < 0,59$$

$$0,01 < \frac{w_c}{h_f} < 0,27$$

$$3,13 < \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} < 6,54$$

Con estas fórmulas se puede calcular el margen de seguridad $S_1 = (W - F_v(F_h)) \cdot \mu - F_h$ para determinar los coeficientes de seguridad al deslizamiento y vuelco rígido de los espaldones con mantos mantos monocapa de cubípodos. El momento volcador debido a F_h y $F_v(F_h)$ se puede obtener con las ecuaciones siguientes propuestas por Molines (2016).

$$M(F_h) = 0,55 \cdot h_f \cdot F_h$$

$$M(F_v(F_h)) = \frac{2}{3} \cdot B_e \cdot F_v(F_h)$$

Para el diseño del espaldón debe considerarse un coeficiente de fricción entre el espaldón y la capa de apoyo de $0,5 < \mu < 0,7$ y factor de seguridad de 1,2 para deslizamiento y vuelco, según la ROM 0.5-05. El espaldón se puede construir directamente sobre el núcleo o sobre una capa de asiento relativamente permeable sobre la coronación del núcleo.

En el tronco del dique, la cota de coronación del espaldón es de 7 m (referido al NMMA) y el espesor del manto y filtro es 3,8 m (2,0 + 1,8 m). Además, la berma superior del manto debe tener 2 capas de cubípodos de un ancho de $3D_n \leq B_a$, delante del espaldón. La cota máxima de cimentación del espaldón es $w_c = 7 - 3,8 = 3,2$ m y la elevación en PMVE es $3,2 - 0,8 = 2,4$ m. Esta cota es segura para las personas y maquinarias durante la fase de construcción en zonas en las que el oleaje está limitado por el fondo.

Teniendo en cuenta las cotas obtenidas en el punto anterior:

- ⇒ Cota de coronación del espaldón: 7 m
- ⇒ Cota de coronación del manto: 5,7 m
- ⇒ Cota de coronación del filtro: 3,7 m
- ⇒ Cota de coronación del núcleo: 1,9 m

Se obtiene que la altura del espaldón $h_f = 7,0 - 1,9 = 5,1$ metros.

Ahora, se procede al cálculo de:

$$I_{r_m} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{01}^2}}} = \frac{2/3}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot 6,5}{9,8 \cdot 10,94^2}}} = 3,57$$

$$L_m = \frac{g T_{01}^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_{01}}\right) = \frac{9,8 \cdot 10,94^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot 7,5}{L_m}\right) = 89,8 \text{ m}$$

$$R_u = \min(2,58H_s; 1,34H_s I_{r_m}^{0,55}) = \min(16,77; 17,54) = 16,77 \text{ m}$$

Las fuerzas en el espaldón son máximas en PMVE. Las ecuaciones anteriores que permiten estimar los coeficientes de seguridad a deslizamiento y vuelco del espaldón son válidas si:

$$0,31 < \gamma_f \frac{R_u}{R_c} = 1,24 < 0,94$$

$$0,07 < \frac{R_c - A_c}{h_f} = 0 < 0,59$$

$$0,01 < \frac{w_c}{h_f} = 0,47 < 0,27$$

$$3,13 < \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} = 3,97 < 6,54$$

Los datos para resolver las ecuaciones anteriores son:

- ⇒ $R_c = A_c = h_f + w_c = 5,1 + 2,4 = 7,5$ m
- ⇒ $\gamma_f = 0,46$ para cubípodos monocapa
- ⇒ $B_a = 3 \cdot D_n = 5,7$ m

- ⇒ $H_s = 6,5 \text{ m}$
- ⇒ $\tan \alpha = 2/3$
- ⇒ $w_c = 2,4 \text{ m}$
- ⇒ $h_f = 5,1 \text{ m}$
- ⇒ $\rho_w = 1,025 \text{ t/m}^3$
- ⇒ $g = 9,8 \text{ m/s}^2$
- ⇒ $L_m = 89,8 \text{ m}$

Las fuerzas que actúan sobre el espaldón son:

$$\frac{Fh}{0,5 \cdot \rho_w \cdot g \cdot h_f^2} = \left(-1,29 + 1,80 \cdot \frac{\gamma_f \cdot R_u}{R_c} + 0,93 \cdot \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0,16 \cdot \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} \right)^2$$

$$Fh = (0,5 \cdot 1,025 \cdot 9,8 \cdot 5,1^2) \cdot \left(-1,29 + 1,80 \cdot \frac{0,46 \cdot 16,77}{6,2} + 0,93 \cdot \left(\frac{6,2 - 6,2}{5,1} \right) + 0,16 \cdot \sqrt{\frac{89,8}{5,7}} \right)^2$$

$$\mathbf{Fh = 328,05 \text{ kN/m}}$$

$$\frac{Fv(Fh)}{0,5 \cdot \rho_w g h_f B_e} = \left(-0,86 + 0,75 \cdot \frac{\gamma_f \cdot R_u}{R_c} + 0,41 \cdot \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0,17 \cdot \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} - 0,9 \cdot \frac{w_c}{h_f} \right)^2$$

$$Fv(Fh) = (0,5 \cdot 1,025 \cdot 9,8 \cdot 5,1 \cdot 6) \cdot \left(-0,86 + 0,75 \cdot \frac{0,46 \cdot 16,77}{6,2} + 0,41 \cdot \left(\frac{6,2 - 6,2}{5,1} \right) + 0,17 \cdot \sqrt{\frac{89,8}{5,7}} - 0,9 \cdot \frac{2,4}{5,1} \right)^2$$

$$\mathbf{Fv(Fh) = 16,17 \text{ kN/m}}$$

Considerando un espaldón con $h_f = 5,1 \text{ m}$, $B_a = 5,7 \text{ m}$ y $B_e = 6 \text{ m}$, las otras dimensiones se han estimado para garantizar que el factor de seguridad frente a deslizamiento es 1,20.

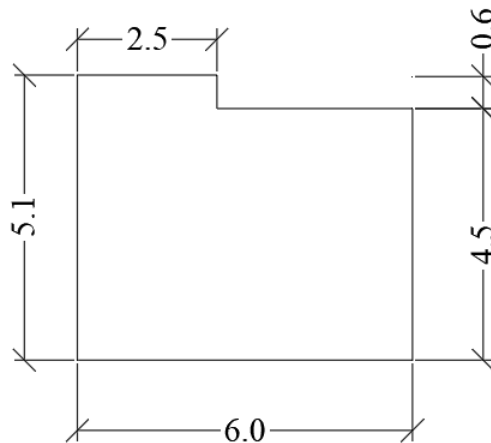


Figura 3. Dimensiones del espaldón. (Fuente: Elaboración propia)

$$W_e = 9,8 \cdot 2,4 \cdot (0,6 \cdot 2,5 + 6 \cdot 4,5) = 670,32 \text{ kN/m}$$

$$F_s(\text{deslizamiento}) = \mu \cdot \frac{W_e - F_v(Fh)}{Fh} = 0,6 \cdot \frac{670,32 - 16,17}{328,05} = 1,20 > 1,20 \text{ CUMPLE}$$

El momento de vuelco debido a Fh y $F_v(Fh)$ se calcula mediante las siguientes fórmulas:

$$M(Fh) = 0,55 \cdot h_f \cdot Fh = 0,55 \cdot 5,1 \cdot 328,05 = 920,18 \text{ mkN/m}$$

$$M(F_v(Fh)) = \frac{2}{3} \cdot B_e \cdot F_v(Fh) = \frac{2}{3} \cdot 6 \cdot 16,17 = 64,68 \text{ mkN/m}$$

4. Dragado

Se deberá calcular el calado de las embarcaciones que atracan en el puerto de estudio. Esta operación ya se ha hecho en el Anexo VII: Requerimientos en Planta y Alzado. Para ello, se utilizó la ROM 2.0-11 para tanto para los calados mínimos como para los resguardos.

TIPO DE BUQUE	CLASE	Δ_{PC} (t)	L (m)	L_{pp} (m)	B (m)	D_{elmax} (m)
EMBARCACIONES DEPORTIVAS Y DE RECREO A MOTOR (Motor Yachts and Boats)	SUPERYATES ³⁰⁾	500	45	39	8,5	3,3
		250	40	34	8,0	3,0
	YATES A MOTOR ³¹⁾	150	30	25	7,5	2,9
		50	20	17	5,5	2,7
	OTRAS EMBARCACIONES A MOTOR	30	15	12,5	5,2	2,2
		15	10	8,5	4,0	1,6
		1,2	7	6	2,5	1,3

Tabla 9. Parámetros representativos de los buques en función de su tipología y capacidad de carga.
(Fuente: ROM 2.0-11)

Las embarcaciones más grandes que albergan en dicho puerto son las de 25 metros de eslora, por lo tanto, serán objeto de estudio para el dragado. En la tabla se puede observar qué clase de embarcaciones hay. Destacan dos tipos de buques: superyates que son embarcaciones de recreo a motor con eslora, L, mayor a 30 metros y yates a motor que son embarcaciones de recreo a motor con eslora, L, mayor a 15 metros.

Al ser las embarcaciones de 25 metros, son mayores que 15 m y menores que 30 m, serán en este caso yates a motor y, como se puede ver en la tabla, el calado máximo, D_{max} , es de 2,9 m para esloras de 30 y 2,7 m para esloras de 20 m. Se tomará un calado de 2,8 metros para las embarcaciones de esloras de 25 metros.

En el Anexo VII: Requerimientos en Planta y Alzado ya se justificó el calado mínimo necesario tanto para la bocana como para la zona de atraque, según la ROM 2.0-11.

Para la bocana se necesitaba un calado de 5 m. En este caso no será necesario dragar ya que existe una batimétrica con una profundidad suficiente que permita correctamente la circulación de los buques.

Para la zona de atraque, el calado mínimo necesario era de 4 m. En este caso sí que se debe dragar ya que la batimetría presenta zonas donde hay profundidades de 2 m, por lo que no se garantizaría la operabilidad de las embarcaciones.

Por lo tanto, se realizará el dragado de toda la dársena hasta la cota -4 metros.

5. Firme

El firme ubicado en el muelle del dique se dimensionará atendiendo a las clasificaciones de uso y directrices que establece la “ROM 4.1-94: Proyecto y construcción de pavimentos portuarios”.

En esta recomendación se clasifican las diferentes zonas que se pueden distinguir en un puerto, cualquiera que sea su uso, incluyéndose las destinadas a la circulación y estacionamiento de vehículos de carretera.

Atendiendo a la tabla 2.1 de la citada ROM, se distingue en el uso deportivo o de recreo como zonas complementarias a aquellas destinadas a la circulación y/o estacionamiento.

En el apartado 2.2.4. “Zonas complementarias”, cita: “Aunque tanto las superficies destinadas a la circulación como las destinadas al estacionamiento soportan sólo las cargas procedentes de vehículos de carretera, el carácter especial de dichas superficies no hace aconsejable la aplicación directa en ellas de la Instrucción 6.1 y 2 IC de secciones de firme.” Por lo que se seguirán las soluciones específicas que aparecen en la ROM.

5.1 Categoría de tráfico

Se definen cuatro categorías de tráfico según la carga de cálculo y la intensidad de uso de la superficie considerada.

- ⇒ Tráfico muy pesado, A
- ⇒ Tráfico pesado, B
- ⇒ Tráfico medio, C
- ⇒ Tráfico ligero, D

En la siguiente tabla se recogen las categorías de tráfico como combinación de carga de cálculo e intensidad de uso.

TABLA 3.3. CATEGORÍAS DE TRÁFICO (*)			
INTENSIDAD DE USO	CARGA DE CÁLCULO		
	BAJA	MEDIA	ALTA
REDUCIDA	D	C	B
MEDIA	D	B	A
ELEVADA	C	B	A
NOTA: * Excepto para viales de acceso y zonas complementarias de circulación.			

Tabla 10. Elementos de la berma de pie. (Fuente: ROM 4.1-94)

Para una intensidad de uso media y una carga de cálculo baja se obtiene una categoría de tráfico D, ligero.

5.2 Rellenos

Los rellenos se pueden clasificar en dos grandes grupos. Por un lado, los rellenos hidráulicos son los conseguidos mediante un proceso de sedimentación de partículas sólidas contenidas en un efluente que procede de un dragado. Dicho efluente se caracteriza principalmente por su caudal y por el contenido de sólidos en suspensión.

Por otro lado, los rellenos de vertido directo son aquellos que se ejecutan de esta manera. El vertido se realiza mediante gánguiles o desde tierra.

La clasificación se puede ver en la siguiente tabla:

TABLA 4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS RELLENOS PORTUARIOS	
TIPOS DE RELLENOS	CLASIFICACIÓN
HIDRÁULICOS	Contenido de finos menor del 10 %
	Contenido de finos entre el 10 y el 35 %
	Contenido de finos mayor del 35 %
DE VERTIDO DIRECTO	Con materiales terrestres
	Rellenos granulares Rellenos cohesivos Pedraplenes limpios Pedraplenes sucios
	Antrópicos y no convencionales

Tabla 11. Clasificación de los rellenos portuarios. (Fuente: ROM 4.1-94)

5.3 Explanadas

La ROM define explanada como la superficie de la coronación del relleno sobre la que se apoya directamente el firme. El espesor de esta coronación ha de ser como mínimo de 1 m (diferencia entre la cota de explanada y la del relleno antes de empezar la extensión de la coronación), debiendo extenderse en tongadas no superiores a los 40 cm; en cualquier caso, el espesor de dichas tongadas debe ser tanto menor cuanto peor sea la calidad del material utilizado.

La calidad de la explanada depende de los materiales de la capa de coronación y de las características del relleno. Así se distinguen las diferentes categorías de explanadas recogidas en la siguiente tabla:

TABLA 4.2. CATEGORÍAS DE EXPLANADAS						
CORONACIÓN	(*) MNC	(*) RNC	(*) BNC	MC	RC	BC
Suelos adecuados	E0	E0	E0	E1	E1	E1
Suelos seleccionados	E1	E1	E1	E1	E2	E2
Todo uno de cantera	E1	E1	E1	E2	E2	E3
Suelos seleccionados con CBR > 20	E1	E1	E2	E2	E3	E3
NOTA: (*) En estos casos se construirán firmes provisionales.						

Tabla 12. Categoría de explanadas. (Fuente: ROM 4.1-94)

Donde:

- ⇒ E0: explanada deficiente
- ⇒ E1: explanada aceptable
- ⇒ E2: explanada buena

Se va a disponer en la coronación un suelo seleccionado. Y respecto al relleno, se colocará uno hidráulico, como es un trabajo con objetivo meramente académico y no se dispone de los medios necesarios para cuantificar el contenido de finos, se opta por la hipótesis de que se tiene un relleno malo no consolidado (MNC), el cual hace referencia a rellenos hidráulicos con alto contenido de finos (>35%).

Por lo que se obtiene una categoría de explanada E1, explanada aceptable.

5.4 Firmes

Atendiendo al catálogo de secciones estructurales normalizadas que facilita la ROM, se hará la elección del firme que se considere más adecuado.

La primera selección que se realiza es la medida de las capas inferiores, para ello la recomendación facilita la siguiente tabla:

CAPAS INFERIORES			TABLA C.3.
CATEGORÍA DE EXPLANADA	SUBBASE DE ZAHORRA NATURAL	BASE DE ZAHORRA ARTIFICIAL ⁽³⁾	
EO ⁽¹⁾	0,40 m ⁽²⁾	0.25 m	
E1	0,25 m ⁽²⁾	0.25 m	
E2	-----	0.25 m	
E3	-----	-----	
NOTAS: (1) Sólo es admisible en el caso de firmes provisionales. (2) Se podrán colocar hasta 0,05 m menos si la zahorra natural se sustituye por zahorra artificial. (3) Salvo en los casos que se indican más adelante (adoquines prefabricados de hormigón con tráficos A o B).			

Tabla 13. Capas inferiores del firme. (Fuente: ROM 4.1-94)

A continuación, se escoge atendiendo al uso y a la zona el tipo de firme que se realizará y así obtener los espesores de las capas.

USO DEPORTIVO	ZONAS COMPLEMENTARIAS. ESTACIONAMIENTO		TABLA C.18 b.
IV: ADOQUINES PREFABRICADOS DE HORMIGÓN ⁽¹⁾			
TRÁFICO A ⁽²⁾ 0,10 m	TRÁFICO B ⁽²⁾ 0,08 m	TRÁFICO C 0,08 m	TRÁFICO D 0,08 m
V: MEZCLAS BITUMINOSAS			
TRÁFICO A ⁽²⁾⁽³⁾ 0,18 m	TRÁFICO B ⁽²⁾⁽³⁾ 0,15 m	TRÁFICO C ⁽²⁾⁽⁴⁾ 0,12 m	TRÁFICO D ⁽²⁾⁽⁵⁾ 0,08 m

NOTAS:

1) En todos los casos los adoquines se apoyan en una capa de nivelación de arena de un espesor tras compactación de 0,03 m.

2) La capa de base estará constituida par una capa de alguna de las siguientes unidades de obra: hormigón magro (0,15 m), hormigón H-175 (0,15 m) o suelocemento (0,20 m), incluso en el caso de explanada E3.

3) El proyectista considerará la eventual sustitución de los 0,04 m superiores por un pavimento percolado del mismo espesor.

4) Mezclas bituminosas en caliente extendidas en dos capas, siendo 0,06 m el espesor de la capa superior.

5) Mezclas bituminosas abiertas en frío extendidas en dos capas de 0,04 m cada una, y con un sellado posterior de lechada bituminosa.

Tabla 14. Espesores recomendados. (Fuente: ROM 4.1-94)

Por último, la ROM 4.1-94 facilita una sección tipo de firme con los rangos de valores estandarizados para cada caso.

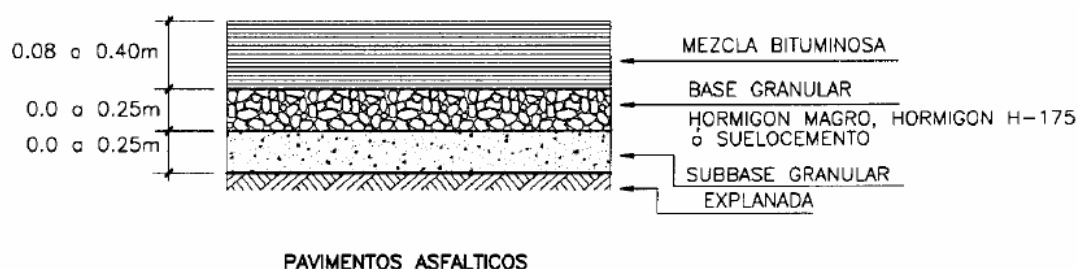


Figura 4. Sección tipo. (Fuente: ROM 4.1-94)

En conclusión, el firme formado por:

- ⇒ Explana E1 con un espesor de 0,3 metros.
- ⇒ Subbase granular con un espesor 0,2 metros.
- ⇒ Base granular de suelo cemento con un espesor de 0,2 metros.
- ⇒ Mezcla bituminosa con un espesor de 0,15 metros.

6. Referencias

- ⇒ Gobierno de España. Ministerio de Fomento. “ROM 0.5-05: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias”, 2005.
- ⇒ Gobierno de España. Ministerio de Fomento. “ROM 1.0-09: Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo”, 2009.
- ⇒ Gobierno de España. Ministerio de Fomento. “ROM 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución en Obras de Atraque y Amarre”, 2011.
- ⇒ Gobierno de España. Ministerio de Fomento. “ROM 4.1-94: Proyecto y Construcción de Pavimentos Portuarios”, 1994.
- ⇒ Josep R. Medina y M. Esther Gómez-Martín. “Cubipod Manual 2016”, 2016.