



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº9: DESARROLLO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA LA AMPLIACIÓN DEL
PUERTO DE GANDÍA (VALENCIA) PARA USOS NÁUTICO-
DEPORTIVOS. OBRAS DE ABRIGO Y REORDENACIÓN
INTERIOR.

Presentado por

Escudero Serrano, Mónica

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2019/2020

Fecha: Diciembre 2020

ÍNDICE

1.	OBJETO	4
2.	PROPAGACIÓN DEL OLEAJE DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	5
3.	CÁLCULO DE LAS OBRAS DE ABRIGO.....	5
3.1	Determinación del peso y espesor del manto principal	5
3.2	Determinación del peso y espesor de las capas de filtro.....	6
3.3	Dimensionamiento de la berma de pie.....	7
3.4	Determinación de la cota de coronación	8
3.5	Cálculo del espaldón	9
4.	DRAGADO	16
4.1	Determinación de profundidades de agua de las áreas de navegación y flotación.	16
4.1.1	Calado de la bocana	17
4.1.2	Calado del atraque	19
5.	CÁLCULO DEL MUELLE.....	20
5.1	Características del muelle	20
5.2	Características de los materiales	21
5.3	Fuerzas actuantes sobre el muelle	22
5.3.1	Peso propio.....	22
5.3.2	Empuje de tierras.....	24
5.3.3	Sobrecarga de uso mínima	25
5.3.4	Cargas hidráulicas	25
5.3.5	Fuerza horizontal por tiro de bolardo	25
5.4	Comprobaciones a realizar.....	26
5.4.1	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento	26
5.4.2	Verificación de la seguridad frente al vuelco	26
5.4.3	Verificación de la seguridad frente al hundimiento	26

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1. Variables geométricas rotura por fondo. (Fuente: Manual del Cubípedo, 2015)	5
Ilustración 2. Esquema de presiones y subpresiones en el espaldón. (Fuente: Manual del Cubípedo)	10
Ilustración 3. Sección transversal del espaldón tipo 2 para el dique de una capa de cubípodos. ...	13
Ilustración 4. Sección transversal del espaldón tipo 1 para el dique de una capa de cubípodos. ...	15
Ilustración 5. Factores que intervienen en la determinación de las profundidades de agua en las áreas de navegación y flotación. (Fuente: ROM 3.1-99)	16
Ilustración 6. Profundidad considerando los factores que afectan al buque. (Fuente: ROM 3.1-99)	17
Ilustración 7. Parámetros representativos de los buques en función de su tipología y capacidad de carga. (Fuente: ROM 2.0-11)	18
Ilustración 8. Datos del mareógrafo de Gandía (Fuente: Red de Mareógrafos de Puertos del Estado)	19
Tabla 1. Elementos del manto principal. (Fuente: elaboración propia).....	6
Tabla 2. Elementos del filtro. (Fuente: elaboración propia).....	6
Tabla 3. Altura de ola soportada por la berma. (Fuente: elaboración propia).....	7
Tabla 4. Comparativa entre la altura de ola de cálculo y la altura de ola que puede soportar la berma. (Fuente: elaboración propia)	8
Tabla 5. Acciones y comprobaciones en la viga cantil	28
Tabla 6. Acciones y comprobaciones en el punto B.....	28
Tabla 7. Acciones y comprobaciones punto C	29
Tabla 8. Acciones y comprobaciones en el muelle.	30



1. OBJETO

Este anejo desarrolla la solución adoptada en el anejo anterior, donde se realizó el estudio de soluciones de las obras de abrigo. En primer lugar, se dimensionará el dique en talud y a continuación se dimensionará el muelle adosado a este.

2. PROPAGACIÓN DEL OLEAJE DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

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

Como la profundidad máxima de la ampliación es la misma que la del dique actual, no es necesario que calculemos de nuevo el tipo de rotura y propagemos el oleaje a pie de dique, ya que lo hemos realizado en el “Anejo nº5: Clima marítimo”.

3. CÁLCULO DE LAS OBRAS DE ABRIGO

3.1 Determinación del peso y espesor del manto principal

En primer lugar, para realizar el cálculo del dique es necesario analizar el peso del manto principal, para lo cual se analiza si el dique se encuentra en zona de rotura del oleaje por fondo.

$$H_b \text{ TRONCO (1ª Alineación)} = 0,78 * 5,5 = 4,29 \text{ metros}$$

$$H_b \text{ TRONCO (2ª Alineación)} = 0,78 * 7,5 = 5,85 \text{ metros}$$

Donde:

- H_b : Altura de ola de rotura
- h : Profundidad del dique (se muestra en la siguiente imagen)

$$h = (h_s + \text{carrera de marea}) * (1 + 3 * \tan \beta)$$

$$h_{\text{TRONCO (1ª Alineación)}} = (5 + 0,5) * (1 + 3 * 0) = 5,5 \text{ metros}$$

$$h_{\text{TRONCO (2ª Alineación)}} = (7 + 0,5) * (1 + 3 * 0) = 7,5 \text{ metros}$$

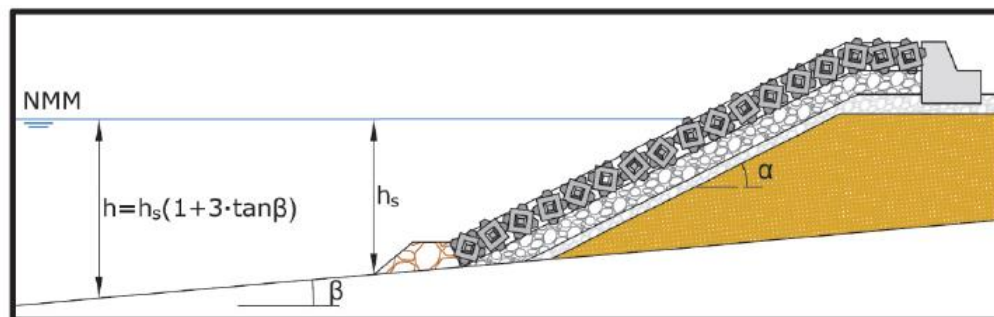


Ilustración 1. Variables geométricas rotura por fondo. (Fuente: Manual del Cubípodo, 2015)

Para calcular el peso y el espesor del manto se procederá de la misma forma que en el anejo anterior. En el arranque del dique utilizaremos escollera para reducir su coste, ya que, el tramo del dique antiguo a demoler está compuesto por escollera que podemos reutilizar para la construcción del nuevo.

Por lo que, la solución adoptada para los elementos del manto será la siguiente:

Tramo	Material	Nº capas	K _D	Cotg(α)	γ _s (t/m ³)	γ _w (t/m ³)	H(m)	W(t)	D _n (m)
1ª Alineación	Cubípodos	1	12	1,5	2,35	1,025	4,29	4,77	1,3
2ª Alineación	Cubípodos	1	12	1,5	2,35	1,025	5,85	12,1	1,73

Tabla 1. Elementos del manto principal. (Fuente: elaboración propia)

A continuación, para calcular el espesor del manto principal se utiliza la siguiente fórmula:

$$e = n * D_{n50}$$

Donde:

- n: número de capas
- $D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{w}{\gamma}}$, siendo w: peso de la pieza (t); γ: densidad de la pieza (t/m³)

Al ser únicamente una capa de cubípodos el espesor será igual al diámetro nominal.

3.2 Determinación del peso y espesor de las capas de filtro

Para la capa de filtro situada debajo del manto principal se utilizará escollera. La condición que se suele utilizar para el diseño de las capas intermedias de los diques en talud es que el tamaño de los elementos de la capa superior no sea mayor que 2,5 veces el tamaño de los elementos de la capa inferior. Por lo tanto, es recomendable que el 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 con, al menos, un espesor de 2 veces el lado del cubo equivalente.

En la siguiente tabla se muestran los resultados para las capas de filtro de los distintos elementos estudiados, siendo W₁ el peso del elemento del filtro y W el peso de los elementos del manto calculados en el apartado anterior.

Tramo	W(t)	W ₁ (t)	Nº capas	D _n (m)
1ª Alineación	5	0,5	2	0,57
2ª Alineación	12,5	1,2	2	0,77

Tabla 2. Elementos del filtro. (Fuente: elaboración propia)

3.3 Dimensionamiento de la berma de pie

Los diques monocapa deben apoyar su manto principal sobre una berma de pie. La berma de pie suele tener una forma trapezoidal y el peso de los elementos que la forman suele estar comprendido entre el 10 y el 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 supone un porcentaje muy pequeño del total 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.

Por otro lado, es necesario colocar una banquetta contra la socavación ya que el dique se apoya sobre material sedimentario (arena). Esto es debido a que sin dique la superficie de arena suele estar en equilibrio dinámico con las corrientes marinas de la zona y la construcción del dique suele altera dicho equilibrio dinámico generando nuevas corrientes que pueden socavar el fondo marino sedimentario.

Para estimar los daños que se pueden esperar en una berma de pie determinada, se utiliza la fórmula de Van der Meer (1998) propuesta por CIRIA y otros (2007).

$$\frac{H_s}{\Delta * D_{N_{50}}} = \left(2 + 6,2 \left(\frac{h_t}{h_s} \right)^{2,7} \right) * N_{od}^{0,15}$$

Donde:

- H_s : altura de ola significativa.
- $D_{N_{50}}$: diámetro nominal de la escollera de la berma de pie en metros. 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 los mismos materiales que la capa de filtro. Por lo que se utilizará escollera de 500 kg de peso unitario para la berma del primer tramo de dique y escollera de 1,2 toneladas para el resto.

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

Tramo	W(t)	$D_{N_{50}}$ (m)	h_s (m)	h_t (m)	Δ	N_{od}	H_s (m)
1ªAlineación	0,5	0,57	5	4,4	1,59	1	6
2ªAlineación	1,2	0,77	7	5,46	1,59	1	6,3

Tabla 3. Altura de ola soportada por la berma. (Fuente: elaboración propia)

Si comparamos la altura que tenemos (H) con la altura que soporta la berma (H_s):

Tramo	H(m)	H _s (m)
1ª Alineación	3,8	6
2ª Alineación	5,85	6,3

Tabla 4. Comparativa entre la altura de ola de cálculo y la altura de ola que puede soportar la berma. (Fuente: elaboración propia)

Se comprueba que la berma dimensionada para cada tramo es capaz de soportar la altura de ola de cálculo. Por lo que las dimensiones de la berma para cada tramo resultan:

- 1ª Alineación. El ancho de coronación será de $4 \cdot D_{n50} = 2,4$ metros, y el espesor será igual a $2 \cdot D_{n50} = 1,2$ metros.
- 2ª Alineación. El ancho de coronación será de $4 \cdot D_{n50} = 3,1$ metros, y el espesor será igual a $2 \cdot D_{n50} = 1,6$ metros.

3.4 Determinación de la cota de coronación

De acuerdo con la “ROM 1.0-09: Recomendaciones del diseño y ejecución de las Obras de Abrigo”, aquellos diques que se encuentren sometidos a la acción del 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.

Luego, las cotas de coronación del espaldón y del manto principal, considerando la carrera de marea existente, son:

1ª ALINEACIÓN:

- Cota de coronación del espaldón: $R_{c1} = H_b = 4,29$ m
- Cota de coronación del manto: $A_{c2} = 0,75 \cdot H_b = 0,75 \cdot 4,29 = 3,2$ m

2ª ALINEACIÓN

- Cota de coronación del espaldón: $R_{c1} = H_b = 5,85$ m
- Cota de coronación del manto: $A_{c2} = 0,75 \cdot H_b = 0,75 \cdot 5,85 = 4,4$ m

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

En los mantos de cubípodos, tanto si son monocapa como bicapa, se recomienda que la zona superior tenga un espesor de $2 \cdot D_n$ en coronación.

Por lo que, la cota de coronación será como mínimo:

Cota de coronación manto = espesor manto + espesor filtro + 1 + carrera de marea

Cota de coronación manto (1ª Alineación) = $2 \cdot 1,3 + 1,2 + 1 + 0,5 = 5,3 \text{ m} > 3,2 \text{ m}$

Cota de coronación manto (2ª Alineación) = $2 \cdot 1,73 + 1,54 + 1 + 0,5 = 6,5 \text{ m} > 4,4 \text{ m}$

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

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

1ª ALINEACIÓN:

- Cota de coronación del núcleo: 1,5 m
- Cota de coronación del filtro: 2,2 m
- Cota de coronación del manto: 5,3 m
- Cota de coronación del espaldón: 5,3 m

2ª ALINEACIÓN:

- Cota de coronación del núcleo: 1,5 m
- Cota de coronación del filtro: 2,54
- Cota de coronación del manto: 6,5 m
- Cota de coronación del espaldón: 6,5 m

3.5 Cálculo del espaldón

Para determinar las fuerzas actuantes sobre el espaldón del dique en talud de cubípodos se ha considerado el método propuestos en el Manual del Cubípodo de Gomez-Martín y Medina (2016). Este método se basa en las fórmulas publicadas por Molines (2016) para estimar la fuerza horizontal máxima (Fh) y la fuerza vertical (subpresiones) correspondiente a la ola que ha generado la fuerza horizontal máxima (Fv(Fh)). Estas acciones, aunque separadas por el tiempo, se ha considerado que se dan en el mismo instante, quedando del lado de la seguridad.

La siguiente figura muestra el esquema de presiones y subpresiones sobre el espaldón:

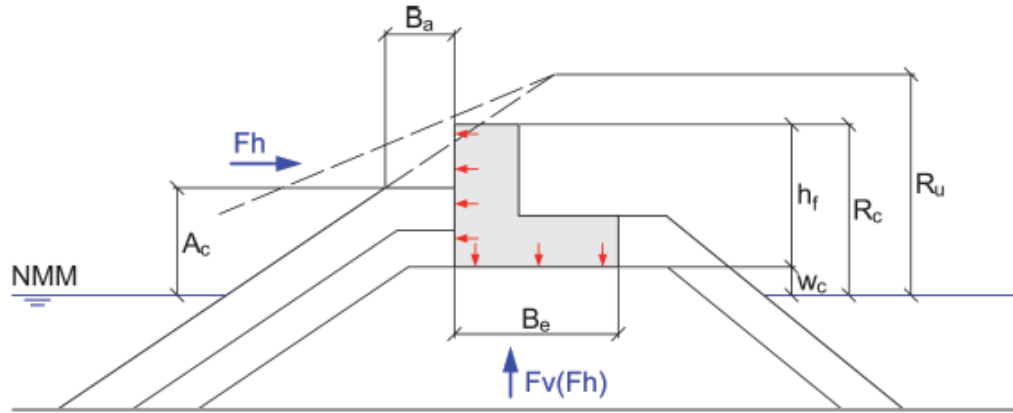


Ilustración 2. Esquema de presiones y subpresiones en el espaldón. (Fuente: Manual del Cubípodo)

Para estimar F_v y $F_h(F_v)$, Molines (2016) propone las siguientes ecuaciones:

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

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

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

$$\text{con } I r_m = \tan \alpha / \sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{01}^2}}$$

Donde:

- R_c : Francobordo de la estructura
- A_c : Francobordo de la berma superior del manto
- γ_f : Factor de rugosidad: $\gamma_f = 0,5$ para cubos bicapa; $\gamma_f = 0,46$ para cubípodos monocapa; $\gamma_f = 0,44$ para cubípodos bicapa
- B_a : Ancho de la berma superior
- H_s : Altura de ola significativa a pie de dique.
- $\tan \alpha$: Pendiente de talud
- W_c : Cota de cimentación del espaldón
- B_e : Anchura de la base del espaldón
- h_f : Altura del espaldón
- F_h : 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 (Kg/m^3 para N/m y dimensiones en metros)
- g : Aceleración

- L_m : Longitud de onda local, $L_m = \frac{gT_{01}^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L}\right)$
- $T_{01} = T_p/1,2$

Los rangos de validez de las variables utilizadas en las ecuaciones anteriores son:

- $0,31 < \gamma_f (R_u/R_c) < 0,94$
- $0,07 < (R_c - A_c)/h_f < 0,69$
- $0,01 < w_c/h_f < 0,27$
- $3,13 < \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} < 6,54$

Con estas fórmulas el factor de seguridad $S_1=(W-F_v(F_h))/\mu \cdot F_h$ se puede estimar para calcular los factores de seguridad a deslizamiento y vuelco del espaldón. El momento volcador debido a F_h y $F_v(F_h)$ se puede obtener con las siguientes ecuaciones propuestas por Molines (2016).

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

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

El diseño del espaldón debe considerar un coeficiente de fricción entre el espaldón y la capa de apoyo de $0,5 < \mu = 0,6 < 0,7$ y factor de seguridad de 1,2 para deslizamiento y vuelco (ROM 0.5-0.5, 2008). El espaldón se puede construir directamente sobre el núcleo o sobre una capa de asiento relativamente permeable sobre la coronación del espaldón.

En la segunda alineación del dique, la cota de coronación del espaldón es de 6,5 metros (NMMA) y el espesor acumulado del manto y el filtro es de $2 \cdot 1,73 + 1,54 = 5$ metros, además la berma superior del manto debe tener 2 capas de cubípodos con un ancho de $B_a \geq 3D_n$. La cota máxima de cimentación del espaldón es $w_c = 6,5 - 5 = 1,5$ m y la elevación en PMVE es $1,5 - 0,5 = 1$ metros, suficientemente seguro para el transito de personas y maquinaria durante la fase de construcción en zonas en las que el oleaje esté limitado por fondo.

Al diseñar la cota de coronación del núcleo 1 m por encima del PMVE, permite optimizar el consumo de materiales del dique y realizar una construcción por medios terrestres segura, ya que ésta se va a realizar en una zona con oleaje a rotura por fondo, coincidiendo la altura de cálculo con las máximas olas que alcanzarán la estructura.

Teniendo en cuenta las cotas obtenidas en el apartado anterior:

1ª ALINEACIÓN:

- Cota de coronación del núcleo: 1,5 m
- Cota de coronación del filtro: 2,2 m
- Cota de coronación del manto: 5,3 m
- Cota de coronación del espaldón: 5,3 m

2ª ALINEACIÓN:

- Cota de coronación del núcleo: 1,5 m
- Cota de coronación del filtro: 2,54
- Cota de coronación del manto: 6,5 m
- Cota de coronación del espaldón: 6,5 m

Obtenemos la **altura del espaldón**, que será de $5,3 - 1,5 = 3,8$ metros para la **1ª alineación** y de $6,5 - 1,5 = 5$ metros para la **2ª alineación**.

$$Ir_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{gT_{01}^2}}} = \frac{\frac{2}{3}}{\sqrt{\frac{2\pi * 5,85}{9,8 * 11^2}}} = 3,8$$

$$L_m = \frac{gT_{01}^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_m}\right) = \frac{9,8 * 11^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi * 7,5}{L_m}\right) \rightarrow L_m = 90,37 \text{ m}$$

$$R_u = \min\{2,58 * H_s \leftrightarrow 1,34 * H_s * Ir_m^{0,55}\} = 15,1 \text{ m}$$

Las fuerzas en el espaldón son máximas en PMVE ($d = 7,5$ m). Las ecuaciones anteriores que permiten estimar los coeficientes de seguridad frente a deslizamiento y vuelco del espaldón son válidas si:

- $0,31 < \gamma_f (R_u/R_c) < 0,94$
- $0,07 < (R_c - A_c)/h_f < 0,69$
- $0,01 < w_c/h_f < 0,27$
- $3,1 < \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} < 6,5$

Los datos para resolver las ecuaciones anteriores son:

- $R_c = A_c = 6,5$ m
- $\gamma_f = 0,46$ para manto de cubípodos monocapa
- $B_a = 3D_n = 3 * 1,73 = 5,2$ m
- $H_s = 5,85$ m
- $\cotan \alpha = 1,5$
- $W_c = 1,5$ m
- $B_e = 6$ m
- $h_f = 5$ m
- $\rho_w = 1,025$ t/m³
- $\rho_r = 2,35$ t/m³
- $g = 9,8$ m/s²

Los límites de aplicabilidad son:

- $\gamma_f (R_u/R_c) = \underline{1,06}$
- $(R_c - A_c)/h_f = \underline{0}$
- $w_c/h_f = \underline{0,3}$
- $3,1 < \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} = \underline{4,16} < 6,5$

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

$$F_h = 0,5 * 1,025 * 9,8 * 5^2 \left(-1,29 + 1,80 * \frac{0,46 * 15,1}{6,5} + 0,93 * \left(\frac{6,5 - 6,5}{5} \right) + 0,16 * \sqrt{\frac{90,37}{5,2}} \right)^2$$

$$F_h = \underline{212,37 \text{ kN/m}}$$

$$\frac{F_v(F_h)}{0,5 * \rho_w * g * h_f * B_e} = \left(-0,86 + 0,85 * \frac{\gamma_f * R_u}{R_c} + 0,41 * \left(\frac{R_c - A_c}{h_f} \right) + 0,17 * \sqrt{\frac{L_m}{B_a}} - 0,9 * \frac{w_c}{h_f} \right)^2$$

$$F_v(F_h) = 0,5 * 1,025 * 9,8 * 5 * 6 * \left(-0,86 + 0,75 * \frac{0,46 * 15,1}{6,5} + 0,41 * \left(\frac{6,5 - 6,5}{5} \right) + 0,17 * \sqrt{\frac{90,37}{5,2}} - 0,9 * \frac{1,5}{5} \right)^2$$

$$F_v(F_h) = \underline{15,54 \text{ kN/m}}$$

Considerando un espaldón con una altura, h_f , de 5 m, una anchura de la berma superior del manto, B_a , de 3Dn= 5,2 m y una anchura de la base del espaldón, B_e , de 5 m. Las otras dimensiones se han estimado para garantizar F_s (deslizamiento) > 1,20.

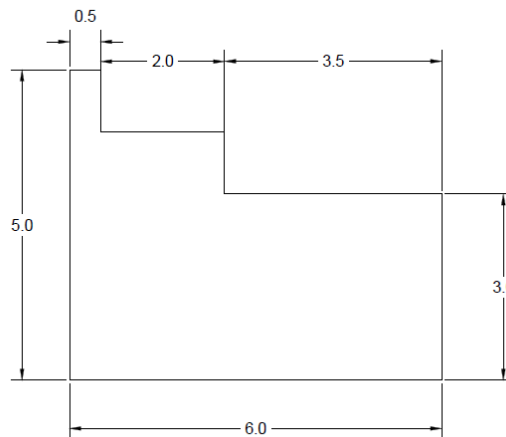


Ilustración 3. Sección transversal del espaldón tipo 2 para el dique de una capa de cubípodos.

$$W_e = 9,8 * 2,4 * (5 * 0,5 + 2 * 4 + 3,5 * 3) = 494 \text{ kN/m}$$

$$SF (\text{deslizamiento}) = \mu * \frac{W_e - F_v(F_h)}{F_h} = 0,6 * \frac{494 - 15,54}{212,37} = 1,35 > 1,20 \text{ CUMPLE}$$

$$M(F_h) = 0,55 h_f F_h = 0,55 * 5 * 212,37 = 584,02 \text{ mkN/m}$$

$$M(F_v(F_h)) = \frac{2}{3} (B_e) F_v(F_h) = \frac{2}{3} * 6 * 15,54 = 62,16 \text{ mkN/m}$$

$$M(W_e) - M(F_v(F_h)) = (9,8 * 2,4 * (5 * 0,5 * 5,75 + 2 * 4 * 4,5 + 3,5 * 3 * 1,75)) - 62,16 = 1554,84 \text{ mkN/m}$$

Según la ROM 0.5-05 (2008):

$$FS(\text{vuelco}) = \frac{M(W_e) - M(F_v(F_h))}{M(F_h)} = \frac{1554,84}{584,02} = 2,66 > 1,20 \text{ CUMPLE}$$

En la primera alineación del dique, la cota de coronación del espaldón es de 5,3 metros (NMMA) y el espesor acumulado del manto y el filtro es de $2 * 1,3 + 1,2 = 3,8$ metros, además la berma superior del manto debe tener 2 capas de cubípodos con un ancho de $Ba \geq 3Dn = 3,9$ m. La cota máxima de cimentación del espaldón es $Wc = 5,3 - 3,8 = 1,5$ m y la elevación en PMVE es $1,5 - 0,5 = 1$ metro.

Realizando los mismos cálculos para la sección de la primera alineación:

$$I_{r_m} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{01}^2}}} = \frac{\frac{2}{3}}{\sqrt{\frac{2\pi * 4,29}{9,8 * 11^2}}} = 4,4$$

$$L_m = \frac{g T_{01}^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi h_s}{L_m}\right) = \frac{9,8 * 11^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi * 5,5}{L_m}\right) \rightarrow L_m = 78,3 \text{ m}$$

$$R_u = \min\{2,58 * H_s \leftrightarrow 1,34 * H_s * I_{r_m}^{0,55}\} = 11,1 \text{ m}$$

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

$$F_h = 0,5 * 1,025 * 9,8 * 3,8^2 \left(-1,29 + 1,80 * \frac{0,46 * 11,1}{5,3} + 0,93 * \left(\frac{5,3 - 5,3}{3,8} \right) + 0,16 * \sqrt{\frac{78,3}{3,9}} \right)^2$$

$$F_h = 97,76 \text{ kN/m}$$

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

$$F_v(F_h) = 0,5 * 1,025 * 9,8 * 3,8 * 3 * \left(-0,86 + 0,75 * \frac{0,46 * 11,1}{5,3} + 0,41 * \left(\frac{5,3 - 5,3}{3,8} \right) + 0,17 * \sqrt{\frac{78,3}{3,9}} - 0,9 * \frac{1,5}{3,8} \right)^2$$

$$F_v(F_h) = 5,17 \text{ kN/m}$$

Considerando un espaldón con una altura, h_f , de 3,8 m, una anchura de la berma superior del manto, B_a , de 3Dn= 3,9 m y una anchura de la base del espaldón, B_e , de 3 m. Las otras dimensiones se han estimado para garantizar F_s (deslizamiento) > 1,20.

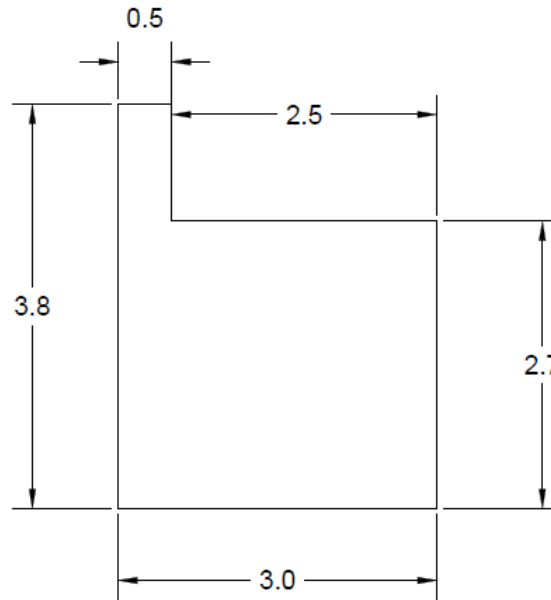


Ilustración 4. Sección transversal del espaldón tipo 1 para el dique de una capa de cubípodos.

$$W_e = 9,8 * 2,4 * (0,5 * 3,8 + 2,5 * 2,7) = 203,45 \text{ kN/m}$$

$$SF (\text{deslizamiento}) = \mu * \frac{W_e - F_v(F_h)}{F_h} = 0,6 * \frac{203,45 - 5,17}{97,76} = 1,22 > 1,20 \text{ CUMPLE}$$

$$M(F_h) = 0,55 h_f F_h = 0,55 * 3,8 * 97,76 = 204,31 \text{ mkN/m}$$

$$M(F_v(F_h)) = \frac{2}{3} (B_e) F_v(F_h) = \frac{2}{3} * 3 * 5,17 = 10,34 \text{ mkN/m}$$

$$M(W_e) - M(F_v(F_h)) = (9,8 * 2,4 * (3,8 * 0,5 * 2,75 + 2,5 * 2,7 * 1,5)) - 10,34 = 350,7 \text{ kN/m}$$

Según la ROM 0.5-05 (2008):

$$FS(vuelco) = \frac{M(W_e) - M(F_v(F_h))}{M(F_h)} = \frac{350,7}{204,31} = 1,7 > 1,20 \text{ CUMPLE}$$

4. DRAGADO

Para calcular el dragado en primer lugar tendremos que determinar las profundidades de agua que se deben cumplir en el área abrigada formada por el nuevo dique.

4.1 Determinación de profundidades de agua de las áreas de navegación y flotación.

Para determinar la profundidad de agua necesaria en las diferentes áreas de navegación y flotación se deben tener en cuenta diversos factores:

- El calado de los buques y los factores relacionados con los barcos que puedan ocasionar que algún punto de su casco alcance una cota más baja que la correspondiente a quilla plana en condiciones estáticas en agua de mar (H1).
- El nivel del agua que se considere y los factores que afecten a su variabilidad (H2), que determinarán el plano de referencia para emplazar el buque.
- Los márgenes de seguridad que se establezcan para prevenir un contacto del buque con el fondo.

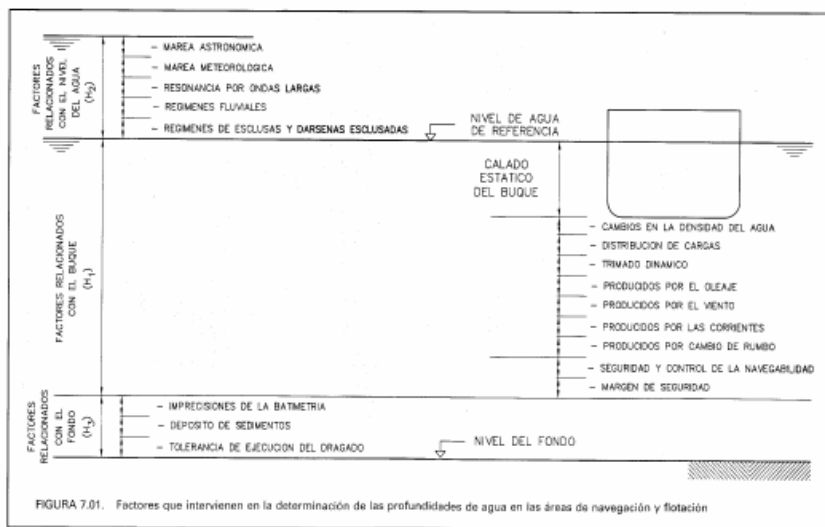


Ilustración 5. Factores que intervienen en la determinación de las profundidades de agua en las áreas de navegación y flotación. (Fuente: ROM 3.1-99)

4.1.1 Calado de la bocana

Para obtener los factores relacionados con el buque (H_1), se ha utilizado el procedimiento empírico de la ROM 3.1-99. En este procedimiento se cuantifican los factores relacionados con el buque incluyendo su propio calado y los márgenes de seguridad (H_1) en función de las características del área de flotación que se analice y el calado (C) del buque que se considere.

	H_1
— Antepuertos, fondeaderos y vías de navegación exteriores. Bocanas de puertos	
• Abrigados por la forma de la costa	1,10 C
• Poco abrigados	1,20 C
• Desabrigados con oleajes $H_s < 1,00$ m	1,30 C
• Totalmente desabrigados con oleajes $H_s \geq 2,00$ m	1,50 C
— Vías de navegación interiores	
• Abrigadas	1,10 C
• Poco abrigadas	1,15 C
— Áreas de maniobras	
• Abrigadas	1,08 C
• Poco abrigadas	1,12 C
— Muelles y atraques abrigados	
• Para buques grandes ($D > 10.000$ t)	1,08 C
• Para buques pequeños y medios ($D \leq 10.000$ t)	1,05 C
— Muelles y atraques poco abrigados	
• Para buques grandes ($D > 10.000$ t)	1,12 C
• Para buques pequeños y medios ($D \leq 10.000$ t)	1,10 C

Ilustración 6. Profundidad considerando los factores que afectan al buque. (Fuente: ROM 3.1-99)

Como la nueva bocana de entrada a la dársena deportiva del puerto está en una vía de navegación abrigada, la profundidad que tiene que tener es:

$$H_1 = 1,2 * C = 1,2 * 2,9 = 3,5 \text{ metros}$$

Donde C se ha calculado utilizando las siguientes tablas de la ROM 2.0-11 para calados:

Parámetros representativos de los buques en función de su tipología y capacidad de carga ¹⁾ (continuación)

TIPO DE BUQUE	CLASE	Δ_{PC} (t)	L (m)	L_{PP} (m)	B (m)	$D_{e,max}$ (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
TIPO DE BUQUE	CLASE	Δ_{PC} (t)	L (m)	L_{PP} (m)	B (m)	$D_{e,max}$ (m)
EMBARCACIONES DEPORTIVAS Y DE RECREO A VELA (Sailing Yachts and Boats)	YATES VELEROS ³²⁾	1.500	90 ³⁴⁾	67,5	13,5	6,5
		1.000	70	51,5	11,5	6,0
		650	60	42,0	11,2	5,5
		550	50	37,5	9,5	5,0
		190	40	31,0	9,3	4,5
		125	30	28,0	7,2	3,6
		40	20	17,5	5,5	3,0
		13	15	11,2	4,5	2,5
	VELEROS ³³⁾	10	12	11,0	3,8	2,3
		5	10	9,5	3,5	2,1
		1,5	6	5,7	2,4	1,5
	VELA LIGERA	1,0	5	4,3	2,0	1,0
		0,8	2,5	2,3	1,5	0,5

Ilustración 7. Parámetros representativos de los buques en función de su tipología y capacidad de carga. (Fuente: ROM 2.0-11)

El puerto puede albergar embarcaciones de hasta 30 metros de eslora, luego serán estas las que se estudien para el dragado. En la tabla se pueden observar las clases de embarcaciones que hay y su calado máximo asociado, Dmax. Podemos destacar dos clases de embarcaciones: los 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 mayor a 15 metros.

Al ser las embarcaciones más grandes del puerto de 30 metros se puede observar en la tabla que el calado máximo, Dmax, es de 2,9 metros.

Para obtener los factores relacionados con el nivel del agua y que afectan a su viabilidad (H2), se tienen en cuenta los datos que registra el mareógrafo de Gandía.

Referencias de nivel del mar

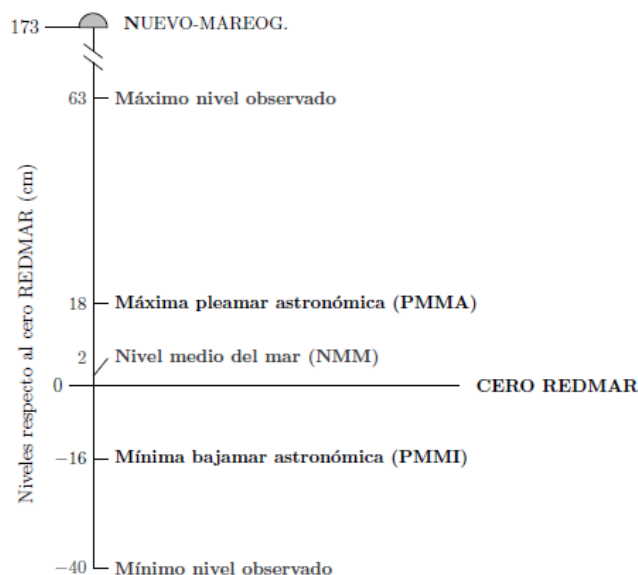


Figura 3. Principales referencias de nivel del mar calculadas sobre el todo período de datos disponible. La unidad de las alturas es el centímetro y están referidas al cero REDMAR. Se indica además, la altura del TGBM (*Tide Gauge Benchmark*) sobre el mismo cero.

Ilustración 8. Datos del mareógrafo de Gandía (Fuente: Red de Mareógrafos de Puertos del Estado)

La variación del nivel del mar es de 1,03 metros. Por lo que, la profundidad teniendo en cuenta los factores relacionados con el nivel del agua (H_2) es:

$$H_2 = 1,03 \text{ metros}$$

Asimismo, debe tenerse en cuenta los factores relacionados con el fondo para cubrir las imprecisiones de la batimetría. Al no disponer de sistemas de compensación del oleaje:

$$H_3 = 0,10 + 1\% \text{ de la profundidad de agua} = 0,15 \text{ metros}$$

En resumen, el calado que debe tener la bocana es:

$$H_{bocana} = H_1 + H_2 + H_3 = 3,5 + 1,03 + 0,15 = 4,68 \rightarrow 5 \text{ metros}$$

4.1.2 Calado del atraque

Según la ROM 3.1-99, el calado de la línea de atraque será de $1,05 \cdot D$, siendo D el calado de la embarcación de diseño. Esta misma ROM, nos facilita el calado de embarcaciones a motor de hasta 24 metros de eslora pero si interpolamos para nuestro buque de cálculo resulta que para embarcaciones de 30 metros de eslora el calado es de 3,9 metros. Por lo que podemos concluir que el calado de la línea de atraque es:

$$D_a = 1,05 * 2,9 = 3,1 \text{ metros} \rightarrow 4 \text{ metros}$$

Luego, podemos concluir que para la bocana se necesita un calado de 5 metros que será necesario dragar porque la misma se formará mediante de la demolición de parte del dique actual.

Para la zona de atraque, el calado mínimo necesario será de 4 metros.

Sin embargo, como el calado máximo que encontramos en la nueva zona abrigada es de -6 metros, se dragará hasta la cota -6 metros en las zonas del muelle que se encuentren a menor cota para unificar la profundidad así como la bocana y el resto de la dársena se dragará a cota -4 metros.

5. CÁLCULO DEL MUELLE

En este apartado quedarán definidos los cálculos de las fuerzas actuantes y las comprobaciones de resistencia. Para ello se utilizarán los métodos y procedimientos extraídos de la ROM 0.5-05 y ROM 2.0-11. La tipología de muelle que se propone construir es un muelle de bloques prefabricados de hormigón por su facilidad constructiva.

5.1 Características del muelle

Se construirán varios muelles de anchura variable en el interior de la nueva dársena deportiva. Todos tendrán el mismo diseño y un calado total de 6 metros, ya que se va a dragar toda la dársena hasta la cota -6 metros. De esta manera podrán atracar las embarcaciones más grandes quedando del lado de la seguridad.

Se realizará una banquetta de escollera de 1 metro de espesor que se apoya directamente sobre el terreno natural. Sobre esta, estará cimentado el muelle de gravedad y la superficie de la banquetta estará cubierta por una capa de grava para asegurar una buena nivelación en el apoyo y enrase de los bloques.

La estructura estará formada por tres bloques de hormigón, colocados uno sobre el otro. Sobre el bloque superior se coloca una viga cantil cuya función es permitir el paso de las conducciones de servicios y ofrecer visualmente una alineación más precisa. Al tratarse de una estructura compuesta por bloques no solidarizados entre sí, es necesario comprobar además del muelle en su conjunto, las condiciones de equilibrio de cada elemento por separado ya que es posible es deslizamiento y vuelco entre los puntos A, B y C. Las dimensiones de cada bloque se muestran a continuación:

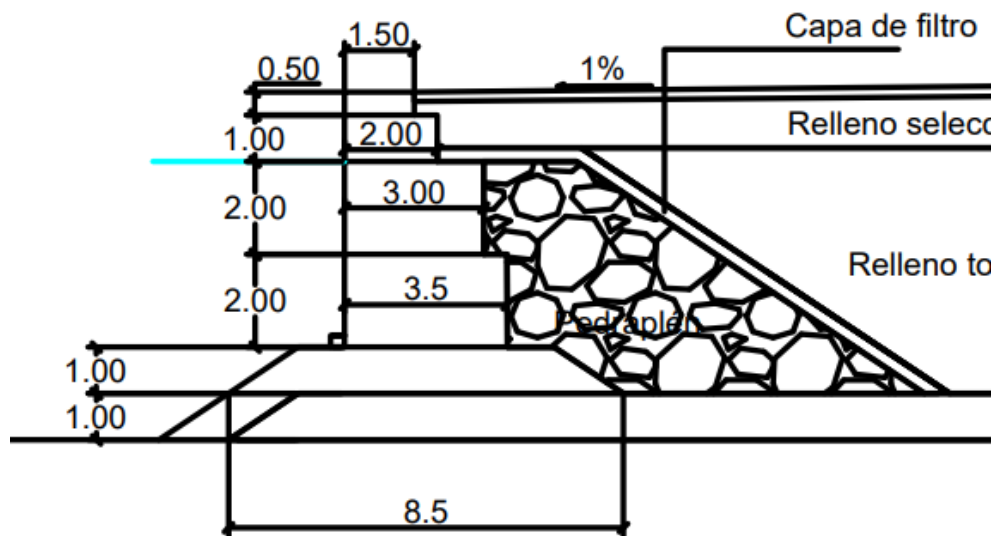


Ilustración 9. Sección muelle de bloques

5.2 Características de los materiales

En este subapartado se muestran las características de los materiales utilizados para la construcción del muelle, así como las hipótesis consideradas. Estas vienen recogidas en la ROM 0.2-90, en la tabla 3.4.1.1.2 y también en distintos apartados de la ROM 0.5-05.

- Peso específico del agua de mar $\gamma = 1,025 \text{ t/m}^3$
- Hormigón
 - Resistencia características $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
 - Peso específico
 - Hormigón en masa $\gamma_{HM} = 2,35 \text{ t/m}^3$
 - Hormigón armado $\gamma_{HA} = 2,5 \text{ t/m}^3$
 - Hormigón sumergido $\gamma_{HS} = 1,3 \text{ t/m}^3$
- Relleno seleccionado en trasdós
 - Peso específico seco $\gamma_D = 1,75 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico saturado $\gamma_{SAT} = 2,30 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico sumergido $\gamma_{SUM} = 1,07 \text{ t/m}^3$
 - Ángulo de rozamiento interno $\phi = 40^\circ$
- Escollera de la banquetta
 - Peso específico seco $\gamma_b = 2,00 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico saturado $\gamma_{bsat} = 2,30 \text{ t/m}^3$
 - Peso específico sumergido $\gamma_{bsum} = 1,27 \text{ t/m}^3$
 - Ángulo de rozamiento interno $\phi = 40^\circ$

- Ángulo de rozamiento hormigón – hormigón $\delta_1 = 35^\circ$
 - Ángulo de rozamiento hormigón – banquetta $\delta_2 = 32^\circ$
 - Ángulo de rozamiento hormigón – trasdós $\delta_3 = 15^\circ$
 - Coeficiente de rozamiento hormigón – hormigón $\mu_1 = \tan(\delta_1) = 0,70$
 - Ángulo de rozamiento hormigón – hormigón $\mu_2 = \tan(\delta_2) = 0,625$
-
- Inclinação de la superficie del terreno $\beta = 0$
 - Inclinação del paramento del muelle $\alpha = 90^\circ$

Como se trata de una estructura de contención de gravedad podrán admitirse las siguientes modificaciones:

Para el cálculo de la estructura de contención, el empuje podrá determinarse según la metodología expuesta pero actuando sobre un trasdós virtual vertical AB que pasa por el extremo inferior del trasdós de la estructura; y tomando un valor del ángulo de rozamiento terreno/trasdós virtual de 15° , con independencia del tipo estructural.

Cuando un relleno de buena calidad sea utilizado en el trasdós de una estructura de contención por gravedad, siendo la superficie del mismo horizontal, podrá adoptarse en el cálculo la siguiente simplificación:

Si la sección tipo del relleno seleccionado es triangular a partir de la línea de intersección entre la vertical que pasa por el extremo del trasdós de la estructura resistente y la superficie del terreno, formando un ángulo con la horizontal igual o menor que el ángulo de rozamiento interno del material de relleno seleccionado (φ'), podrá considerarse que todo el terreno situado en el trasdós de la estructura resistente tiene idénticas características que en relleno para el cálculo de empujes.

5.3 Fuerzas actuantes sobre el muelle

5.3.1 Peso propio

Para facilitar la comprensión del cálculo se han dispuesto varios puntos situados en cada bloque.

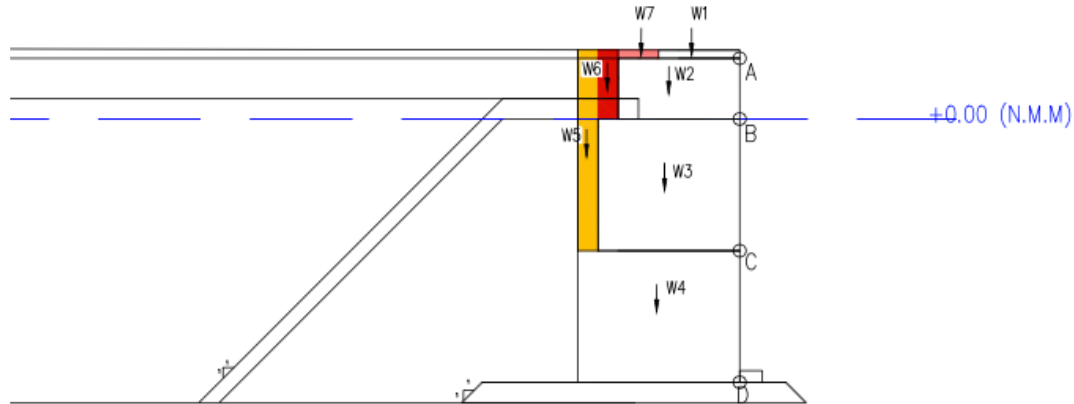


Ilustración 10. Peso propio

- Punto A: viga cantil

$$\text{Peso propio}_A = W_1$$

$$W_1 = \gamma_{HM} * \text{Área viga cantil} = 2,35 * 9,8 * (1,5 * 0,5) = 17,27 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_A = 17,27 \text{ kN/m}$$

- Punto B:

$$\text{Peso propio}_B = W_1 + W_2 + W_5$$

$$\text{Peso propio}_B = W_1 + \gamma_{HM} * \text{Área bloque 1} + W_5$$

$$W_2 = \gamma_{HM} * \text{Área bloque 1} = 2,35 * 9,8 * (1 * 2) = 46,06 \text{ kN/m}$$

$$W_5 = 1,75 * 9,8 * (0,50 * 0,50) = 4,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_B = 17,27 + 46,06 + 4,3 = 67,63 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_B = 67,63 \text{ kN/m}$$

- Punto C:

$$\text{Peso propio}_C = W_1 + W_2 + W_3 + W_5 + W_6$$

$$\text{Peso propio}_C = \text{Peso propio}_B + \gamma_{HM}' * \text{Área bloque 2} + W_6$$

$$W_3 = \gamma_{HM}' * \text{Área bloque 2} = 1,3 * 9,8 * (2 * 3) = 76,44 \text{ kN/m}$$

$$W_6 = 1,75 * 9,8 * (1,50 * 1) = 25,73 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_C = 67,63 + 76,44 + 25,73 = 169,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_C = 169,8 \text{ kN/m}$$

- Punto D (muelle completo):

$$\text{Peso propio}_C = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7$$

$$\text{Peso propio}_D = \text{Peso propio}_C + \gamma_{HM}' * \text{Área bloque 3} + W_7$$

$$W_4 = \gamma_{HM}' * \text{Área bloque 3} = 1,3 * 9,8 * (2 * 3,5) = 89,18 \text{ kN/m}$$

$$W_7 = 1,75 * 9,8 * (0,5 * 3,5) = 30,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_D = 169,8 + 89,18 + 30,01 = 289 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso propio}_D = 289 \text{ kN/m}$$

5.3.2 Empuje de tierras

El valor del empuje de tierras se simplifica considerando que únicamente es producido por el pedraplén en el trasdós, como si éste estuviera colocado a lo largo de toda la altura de la sección. Solo se considerará el empuje activo del terreno según la teoría de Coulomb y adoptaremos que la altura del nivel freático en el trasdós del muelle es igual a la altura del nivel del mar (NMM).

Las leyes de distribución de empujes se calculan a continuación tomando la aceleración de la gravedad como $g = 9,8 \text{ m/s}^2$.

$$E = \gamma * z * \sqrt{\lambda_h^2 + \lambda_v^2}$$

$$\lambda_h = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha + \delta) * \sin(\alpha + \beta)}} \right)}$$

$$\lambda_h = \frac{\sin^2(90 + 40)}{\sin^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 15) * \sin(40 - 0)}{\sin(90 + 15) * \sin(90 + 0)}} \right)} = 0,1942$$

$$\lambda_v = \lambda_h * \cot(\alpha - \delta)$$

$$\lambda_v = 0,1942 * \cot(90 - 15) = 0,052$$

$$E = \gamma * z * \sqrt{0,1942^2 + 0,052^2} = 0,201\gamma z$$

Adoptamos como origen de eje z la coronación:

- $0 \leq z \leq 1,5$:

$$E(z) = 1,75 * 9,8 * 0,201z$$

$$E(z) = 1,75 * 9,8 * 0,201z$$

$$E(z) = 3,45z \text{ kPa}$$

- $z > 1,5$:

$$E(z') = \lambda * [\gamma' * (z - z_0) + \gamma * z_0]$$

$$E(z') = 0,201 * 9,8 * [1,27 * (z - z_0) + 1,75 * z_0]$$

$$E(z') = 2,5 * (z - z_0) + 3,45 * z_0$$

$$E(z') = 0,95 * z_0 + 2,5z \text{ kPa}$$

5.3.3 Sobrecarga de uso mínima

El muelle no está destinado a operaciones de transporte de mercancías ni del ámbito pesquero, por lo que no existe una sobrecarga en concreto que abarque todo esto. Para dimensionar el muelle desde el lado de la seguridad se recurre a la tabla de “Valores nominales mínimos de las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento en obras de atraque y amarre” de la ROM 2.0-11, considerando un uso náutico-deportivo sin acceso al tráfico rodado debemos contemplar una sobrecarga mínima de 5 kN/m.

$$Eq_1 = \lambda * q_1 * \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}$$

$$Eq_1 = 0,344 * 5 * \frac{\sin 90}{\sin(90 + 0)} = 1,72 \text{ kPa}$$

$$Eq_1 = 1,72 \text{ kPa}$$

5.3.4 Cargas hidráulicas

Se ha considerado el nivel freático a la misma altura que el nivel del mar. Debido a esto las acciones horizontales, de igual valor pero dirección opuesta, se contrarrestan.

Sin embargo, es necesario calcular la subpresión que se produce en la base del bloque inferior, que se considera uniforme en todo su ancho.

$$p = \rho * g * h = 1,03 * 9,8 * 4 = 40,37 \text{ kPa}$$

5.3.5 Fuerza horizontal por tiro de bolardo

Se considera un tiro horizontal de amarre de 0,5 t/m. No se han tenido en cuenta los valores mencionado en la ROM 0.2-90, puesto que no están pensados para este tipo de instalaciones deportivas. Por lo que consideramos la carga de amarre que debe soportar el muelle de 5 kN/m.

5.4 Comprobaciones a realizar

5.4.1 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento

La estabilidad de la estructura frente al deslizamiento (CSD) debe ser mayor o igual a 1,5.

$$CSD = \frac{\mu * \sum F_v}{\sum F_h} \geq 1,5 \quad \text{si } CSD \geq 1,5 \text{ CUMPLE}$$

Donde:

- μ : coeficiente de fricción o rozamiento
- F_h : fuerzas horizontales
- F_v : fuerzas verticales

5.4.2 Verificación de la seguridad frente al vuelco

El coeficiente de seguridad frente al vuelco (CSV) deber ser mayor o igual a 1,5.

$$CSV = \frac{\sum M_e}{\sum M_v} \geq 1,5 \quad \text{si } CSV \geq 1,5 \text{ CUMPLE}$$

Donde:

- M_e : momentos estabilizadores
- M_v : momentos volcadores

5.4.3 Verificación de la seguridad frente al hundimiento

El coeficiente de seguridad frente a hundimiento tiene que ser mayor que 2,5 y es el siguiente:

$$CSH = \frac{P_{vh}}{P_v} \geq 2,5 \quad \text{si } CSH \geq 2,5 \text{ CUMPLE}$$

Donde:

- P_{vh} : carga de hundimiento
- P_v : carga media transmitida al terreno. $P_v = \frac{\sum F_v}{B}$

La carga de hundimiento se calcula mediante la fórmula de Brinch – Hansen definida en la ROM 0.5-05:

$$P_{vh} = q * N_q * f_q + c * N_c * f_c + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * f_\gamma$$

Debido a que se trata de un terreno granular y por tanto la cohesión es nula y que la sobrecarga debido al peso de tierras también lo es, la fórmula se simplifica de la siguiente manera:

$$P_{vh} = \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_{\gamma} * f_{\gamma}$$

Donde:

- γ : peso específico del material de la banquetta
- B' : ancho efectivo de la cimentación. $B'=B-2*e$
- $N_{\gamma} = 2*(N_q-1)*\tan \mu$
- $N_q = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} * \theta^{\pi*\tan \mu}$
- $f_{\gamma} = S_y * i_y * d_y * r_y * t_y$
- $S_y = \text{coeficiente de forma} = 1 - 0,4 * \frac{B'}{L'}$
- $i_y = \text{coeficiente de forma} = (1 - \tan \delta)^3$
- $d_y =$
efecto de la resistencia del terreno en el plano de cimentación = 1
- $r_y = \text{efecto de la inclinación del plano de cimentación} = 1$
- $t_y = \text{cimentaciones en zonas de pendiente} = 1$

A continuación, se pueden observar los cálculos de las comprobaciones donde se verifica la estabilidad del muelle frente a deslizamiento, vuelco y hundimiento.

PUNTO A:

ACCIONES	
Peso propio (kN)	17,27
Empuje de tierras (kN)	0,43
Sobrecarga de uso (kN)	0,86
Cargas hidráulicas (kN)	0
Tiro de bolardo (kN)	5

Comprobación deslizamiento	
$\sum F_v \text{ (kN)}$	17,27
$\sum F_h \text{ (kN)}$	6,29
CSD	1,92
	CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum Me$ (kN*m)	12,95
$\sum Mv$ (kN*m)	2,68
CSV	4,84
	CUMPLE

Tabla 5. Acciones y comprobaciones en la viga cantil

PUNTO B:

ACCIONES	
Peso propio (kN)	67,63
Empuje de tierras (kN)	3,88
Sobrecarga de uso (kN)	2,58
Cargas hidráulicas (kN)	0
Tiro de bolardo (kN)	5

Comprobación deslizamiento	
$\sum Fv$ (kN)	67,63
$\sum Fh$ (kN)	11,46
CSD	4,13
	CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum Me$ (kN*m)	66,54
$\sum Mv$ (kN*m)	11,39
CSV	5,84
	CUMPLE

Tabla 6. Acciones y comprobaciones en el punto B

PUNTO C:

ACCIONES	
Peso propio (kN)	169,8
Empuje de tierras (kN)	10,175
Sobrecarga de uso (kN)	6,02
Cargas hidráulicas (kN)	0
Tiro de bolardo (kN)	5

Comprobación deslizamiento	
$\sum Fv$ (kN)	169,8

$\sum Fh (kN)$	21,195
CSD	5,61
	CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum Me (kN*m)$	277,69
$\sum Mv(kN*m)$	51,50
CSV	5,39
	CUMPLE

Tabla 7. Acciones y comprobaciones punto C

MUELLE COMPLETO:

ACCIONES	
Peso propio (kN)	289
Empuje de tierras (kN)	44,65
Sobrecarga de uso (kN)	9,46
Cargas hidráulicas (kN)	141,3
Tiro de bolardo (kN)	5

Comprobación deslizamiento	
$\sum Fv (kN)$	147,7
$\sum Fh (kN)$	59,11
CSD	1,75
	CUMPLE

Comprobación a vuelco	
$\sum Me (kN*m)$	299,01
$\sum Mv(kN*m)$	139,27
CSV	2,15
	CUMPLE

Comprobación a hundimiento	
Pvh	159,81
γ	2,3
B'	3,36
Nγ	106,05
Fγ	0,39
Pv	42,2



CSH	3,79
	CUMPLE

Tabla 8. Acciones y comprobaciones en el muelle.