

ANEJO Nº 2

DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES ESTRUCTURALES

ANEJO N° 2

INDICE

- 1- INTRODUCCION
- 2- CALCULO DE ESTABILIDAD DE LAS SECCIONES TIPO DE ESCOLLERA
 - 2.1. Dique del Oeste
 - 2.2. Defensa de la Isla
 - 2.3. Espigón del Este
 - 2.4. Dique sumergido. Defensa de playa.
- 3- CALCULO DE LAS COTAS DE CORONACION DE LAS SECCIONES DE ESCOLLERA
- 4- CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LAS SECCIONES VERTICALES (MUROS DE CONTENCION Y ESPALDONES)
 - 4.1. Sección del vértice de planta circular de la Isla
 - 4.2. Sección de la defensa interior de la Isla
 - 4.3. Sección del vértice de la Isla en el lado de Naciente
 - 4.4. Sección del muelle de atraque de yates
 - 4.5. Sección de los cajeros de los canales interiores de la Isla
 - 4.6. Sección de los muros de contención de la zona de "charcos" en la Isla
 - 4.7. Sección de muro espaldón de la Plataforma del Morro.
 - 4.8. Sección del muro espaldón en el Espigón de Poniente
 - 4.9. Sección de la defensa principal de la Isla

.../...

- 4.9.1. Hipótesis de cálculo a sección completa (con bloques de refuerzo en coronación)
- 4.9.2. Hipótesis de cálculo sin empuje pasivo de tierras.
- 4.9.3. Hipótesis de cálculo sin bloques de coronación.
- 4.10. Sección del morro vertical del espigón de Poniente
 - 4.10.1. Altura de Caplotes de la ola incidente en el dique.
 - 4.10.2. Empujes horizontales
 - 4.10.3. Momentos volcadores
 - 4.10.4. Esfuerzos verticales
 - 4.10.4.1. Peso por metro lineal de dique
 - 4.10.4.2. Subpresión
 - 4.10.5. Equilibrio al vuelco
 - 4.10.6. Equilibrio al deslizamiento
 - 4.10.7. Presiones en el cimiento del dique
 - 4.10.8. Escollera de protección del pie del dique

---oo0oo---

DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES ESTRUCTURALES

1. INTRODUCCION

El cálculo de estabilidad de todas las secciones con elementos estructurales sometidos a empujes se ha - llevado a cabo a partir de hipótesis simplificadoras que permiten un dimensionamiento suficientemente aproximado y siempre del lado de la seguridad.

Los parámetros básicos adoptados en el cálculo de esfuerzos han sido los siguientes:

Densidad del hormigón en masa	2,4 T/m ³
Densidad del hormigón ciclópeo	2,5 T/m ³
Densidad del hormigón sumergido	1,4 T/m ³
Densidad del terreno emergido	1,8 T/m ³
Densidad del terreno sumergido	1,2 T/m ³
Densidad de la escollera natural	2,8 T/m ³
Angulo del rozamiento interno del terreno	$\varphi = 35^\circ$
Angulo de rozamiento terreno-muro	$\delta = 0^\circ$
Coefficiente de empuje activo	$\lambda_a = 0,22$
Coefficiente de empuje pasivo	$\lambda_p = 3,00$
Coefficiente de rozamiento muro-cimiento	0,58
Coefficiente de estabilidad al vuelco	$\geq 1,50$
Coefficiente de estabilidad al deslizamiento	$\geq 1,00$

Altura de marea de cálculo	+ 2,60 m.
Subpresión por paso de oleaje	$\delta_s = H_c + h_o^*$
Densidad del agua del mar	1,02 T/m ³

*= H_o = cota de cimentación.

Los empujes del oleaje se han establecido de acuerdo con el diagrama de presiones propuesto por R. Iribanen adoptando como alturas de ola de cálculo los valores de $H_{\frac{1}{10}}$ y $H_{\frac{1}{3}}$, obtenidos del "Estudio del Clima Marítimo" incluido en el Proyecto, siguiendo las últimas recomendaciones del SHPM ("Shore Protection Manual").

Las alturas de coronación se han limitado por debajo de los valores que propugna el mismo autor, admitiendo el carácter rebasable de las defensas así dimensionadas.

En todos los casos se han estudiado los márgenes de rebase sobre coronación en función del nivel de garantía frente a acciones del temporal que haya de adoptarse para cada una de las instalaciones a proteger.

El diseño de la parte de obra que pudiera quedar afectada por estos rebases se ha adecuado para resistir con los menores daños posibles el peso en la masa de agua durante los temporales extraordinarios que puedan producirse dentro del período de vida de la obra proyectada.

En el cálculo de los diques de escollera se ha aplicado la fórmula del profesor R. Iribanen (según definición del Congreso de Navegación de Estocolmo de 1.965).

En el cuadro adjunto se detallan las alturas de olas de cálculo obtenidas en el "Estudio del Clima Marítimo" citado.

ESTRUCTURA	Hc para cálculo estabilidad	Hc para Cota Coronación
1.- <u>Dique del Oeste</u> - Morro vertical - Ultimos 100 M. - Resto Dique	$H_1 = 1,67 \times 5,9 = 9,85 \rightarrow H_C = 10 \text{ M.}$ $H_{10} = 1,27 \times 5,9 = 7,49$ $H_b = 7,40 \text{ (rotura)} \quad \left. \vphantom{H_{10}} \right\} H_C = 7,50 \text{ M.}$	$H_{\frac{1}{3}} = 5,9 \text{ M.}$
2.- <u>Defensa Isla</u> - Morro vertical - Cuerpo dique	$H_1 = 1,67 \times 5,90 = 9,85 \rightarrow H_C = 10 \text{ M.}$ $H_{10} = 1,27 \times 4,62 = 5,86 \rightarrow H_C = 5,86 \text{ M.}$	$H_{\frac{1}{3}} = 4,62 \text{ M.}$
3.- <u>Defensa playa</u> - Dique sumergido	$H_b = 5,39 \text{ M} = H_i$ $\left. \begin{aligned} H_C &= H_i - H_t \\ K_t &= \frac{H_t}{H_i} \end{aligned} \right\} H_C = (1-K_t) H_i$ $H_C = 5,39 (1-K_t)$	Cota coronación fijada por la defensa de playa C= -1
4.- <u>Espigón Fste</u> - Morro - Cuerpo dique	$H_b = 5,39 \text{ M} \rightarrow H_C = 5,39 \text{ M.}$ $H_{\frac{1}{3}} = 3,25 \text{ M} \rightarrow H_C = 3,25 \text{ M.}$	$H_{\frac{1}{3}} = 3,25 \text{ M.}$ $H_{\frac{1}{3}} = 3,25 \text{ M.}$

2. CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LAS SECCIONES TIPO

DE ESCOLLERA

2.1.- Dique del Oeste (todo el dique excepto el Morro)

Se resuelve con bloques de hormigón en masa cuyo peso será:

$$P = \frac{d \cdot N \cdot H_c^3}{(f \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3 (d-1)^3} = G \cdot R \cdot H_c^3$$

$$N = 0,43 \text{ (iniciación de rotura)}$$

$$d = \frac{2,4}{1,02} = 2,333$$

$$f = 2,84 \text{ (dos capas de bloques)}$$

Siendo:

$$G = \frac{N}{(f \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3} = \frac{0,43}{(2,84 \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)^3}$$

$$R = \frac{d}{(d-1)^3} = \frac{2,353}{1,353^3} = 0,95$$

Valores de G con relación al talud

Talud	Angulo α °	Sen α	Cos α	G
1,5/1	33,69°	0,554699	0,83205	0,0727
1,75/1	29,75°	0,496216	0,868198	0,056288
2/1	26,56°	0,447134	0,894466	0,04688
2,5/1	21,8°	0,3713678	0,92848	0,036979

Fijando el talud 2/1 y considerando el coeficiente 1.5 por incidencia oblicua

$$P = 0,04688 \times 0,95 \times 7,5^3 \times 1,5 = 28,18 \text{ T}$$

Tomamos bloques de 28 T.

- El espesor del manto de bloques en 2 capas será:

$$e = 2 \times \sqrt[3]{\frac{2,8}{2,4}} = 4,54 \text{ M.}$$

- Bajo el manto de bloques irá un manto de escollera de 1^a de:

$$P_1 = \frac{28}{20} \times \frac{2,8}{2,4} = 1,63 \text{ T}$$

tomamos:

$$1.200 \text{ Kg. a } 1.800 \text{ Kg.}$$

Y el espesor:

$$e_1 = 3 \sqrt[3]{\frac{1.500}{2,8}} = 2,45 \text{ M. en tres cantos de escollera.}$$

- Entre esta escollera y el núcleo irá una capa de segunda de peso:

$$P_2 = \frac{1.500}{20} = 75 \text{ Kg.}$$

ponemos 50 Kg. a 100 Kg. y de espesor:

$$e_2 = 3 \sqrt[3]{\frac{0,1}{2,8}} = 1 \text{ M. en tres cantos.}$$

2.2.- Defensa de la Isla

Para bloques de hormigón en masa:

$$P = \gamma_s \times G \times R \times H_c^3$$

$$H_c = 5,86 \text{ M}$$

$$R = 0,95$$

$$G = 0,04688 \quad \text{para talud } 2:1$$

-7-

Considerando el coeficiente 1,5 de incidencia oblicua:

$$P = 1,5 \times G \times R \times H_C^3 = 13,49 \text{ T}$$

tomaremos bloques de 13 T.

El espesor del manto de bloques en 2 capas será:

$$e = 2 \sqrt[3]{\frac{13}{2,4}} = 3,50 \text{ M.}$$

Bajo el manto de bloques irá un manto de escollera de 1ª de

$$P_1 = \frac{13}{20} \frac{2,8}{2,4} = 0,75 \text{ T} \rightarrow 600 \text{ Kg. a } 800 \text{ Kg.}$$

Y espesor:

$$e_2 = 3 \sqrt[3]{\frac{0,75}{2,8}} \simeq 1,95 \text{ M., en tres cantos de escollera.}$$

Entre esta escollera y el núcleo irá una capa de segundas de peso:

$$P_2 = \frac{750}{20} = 37,5 \text{ Kg.} \rightarrow 50 \text{ Kg.}$$

Y espesor:

$$e_2 = 3 \sqrt[3]{\frac{0,05}{2,8}} = 0,8 \text{ M.}$$

2.3.- Espigón del Este

a) Morro

Solución con bloques de hormigón en masa y talud 2:1

-8-

$$P = \gamma_s \times G \times R \times H_C^3$$

$$H_C = 5,39 \text{ M.}$$

$$R = 0,95$$

$$G = 0,04688 \quad \text{para talud } 2:1$$

Y considerando el coeficiente 1,5 de incidencia oblicua:

$$P = 1,5 \times G \times R \times H_C^3 = 10,46 \text{ T.}$$

tomaremos bloques de 11 T.

El espesor del manto de bloques en 2 capas será:

$$e = 2 \sqrt[3]{\frac{11}{2,4}} = 3,35 \text{ M.}$$

Bajo el manto de bloques irá un manto de escollera de 1ª de

$$P_1 = \frac{11}{20} \frac{2,8}{2,4} = 0,65 \text{ T.} \rightarrow 500 \text{ a } 700 \text{ Kg.}$$

Y espesor:

$$e_1 = 3 \sqrt[3]{\frac{0,65}{2,8}} = 1,85 \text{ M. en tres cantos de escollera.}$$

Entre esta escollera y el núcleo irá una capa de segundas de peso:

$$P_2 = \frac{650}{20} = 32,5 \text{ Kg.} \rightarrow 50 \text{ Kg.}$$

Y espesor:

$$e_2 = 3 \sqrt[3]{\frac{0,05}{2,8}} = 0,8 \text{ M.}$$

b) Morro

Solución con escollera natural y talud 3:1

$$P = \gamma_s \times G \times R \times H_C^3$$

$$H_C = 5,39 \text{ M} \quad \text{en rotura}$$

$$N = 0,43$$

$$d = \frac{2,8}{1,02} = 2,745$$

$$f = 2,38 \quad \text{tres capas de escollera natural}$$

$$R = \frac{d}{(d-1)^3} = \frac{2,745}{1,745^3} = 0,516$$

$$G = \frac{0,43}{(2,38 \cos\alpha - \text{sen}\alpha)^3}$$

para talud 3:1 $\rightarrow G = 0,05873$

Como la ola que alcanza el morro rompe frontalmente contra este y se considera la situación más desfavorable de rotura, se adopta $\gamma_s = 1$ ya que no hay incidencia oblicua.

Según esto:

$$P = 0,05873 \times 0,516 \times 5,39^3 = 4,74 \text{ T.}$$

tomamos escollera de 5 T.

El espesor del manto en tres cantos es:

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{5}{2,8}} = 3,64 \text{ M.}$$

Bajo el manto principal será una capa de escollera de 2ª

$$P = \frac{5}{20} = 0,25 \text{ T.} \quad \rightarrow 200 \text{ a } 300 \text{ Kg.}$$

Y de espesor:

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{0,25}{2,8}} = 1,35 \text{ M.}$$

Bajo este manto irá el núcleo de todo uno.

Se adopta esta solución para el morro como más económica.

c) Cuerpo del Dique

Se resuelve con escollera natural.

Para escolleras:

$$P = \gamma_s \times G \times R \times H_C^3 = \gamma_s \frac{d N H_C^3}{(f \cos\alpha - \text{sen}\alpha)^3 (d-1)^3}$$

$$N = 0,43$$

$$d = \frac{2,8}{1,02} = 2,745$$

$$f = 2,38 \quad (\text{tres capas})$$

siendo:

$$R = \frac{d}{(d-1)^3} = \frac{2,745}{(1,745)^3} = 0,516$$

$$G = \frac{0,43}{(2,38 \cos\alpha - \text{sen}\alpha)^3}$$

valores de G con relación al talud.

.../...

talud	Angulo α°	Sen α	cos α	G
1,5/1	33,69	0,554699	0,832051	0,1484
1,75/1	29,75	0,496216	0,8681988	0,11109
2/1	26,56	0,447134	0,894466	0,0904
2,5/1	21,80	0,3713678	0,928485	0,06920
3/1	18,43	0,3161458	0,9487106	0,05873

Para $H_c = 3,25$ M. y Talud 2:1

Tenemos, considerando incidencia oblicua $\gamma_s = 1,5$

$$P = 1,5 \times 0,0904 \times 0,516 \times 3,25^3 = 2,4 \text{ T.}$$

Tomamos escollera de 3 T.

El espesor del manto en tres cantos es:

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{3}{2,8}} = 3,10 \text{ M.}$$

Bajo el manto de escollera va una capa de filtro de 2^a

$$P = \frac{3}{20} = 0,15 \text{ T} \rightarrow 100 \text{ a } 200 \text{ Kg.}$$

Y de espesor:

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{0,15}{2,8}} = 1,15 \text{ M}$$

Bajo este manto irá el núcleo de "todo uno".

2.4.- Dique sumergido. Defensa de Playa.

Se trata de un dique sumergido, de talud rugoso (escollera natural), que se considera impermeable a efectos de cálculo, ya que se proyectan las suficientes capas de filtro para que la arena no se cuele a través de él.

El talud a ambos lados se proyecta con 1,5:1 y está cimentado a la -6 como media.

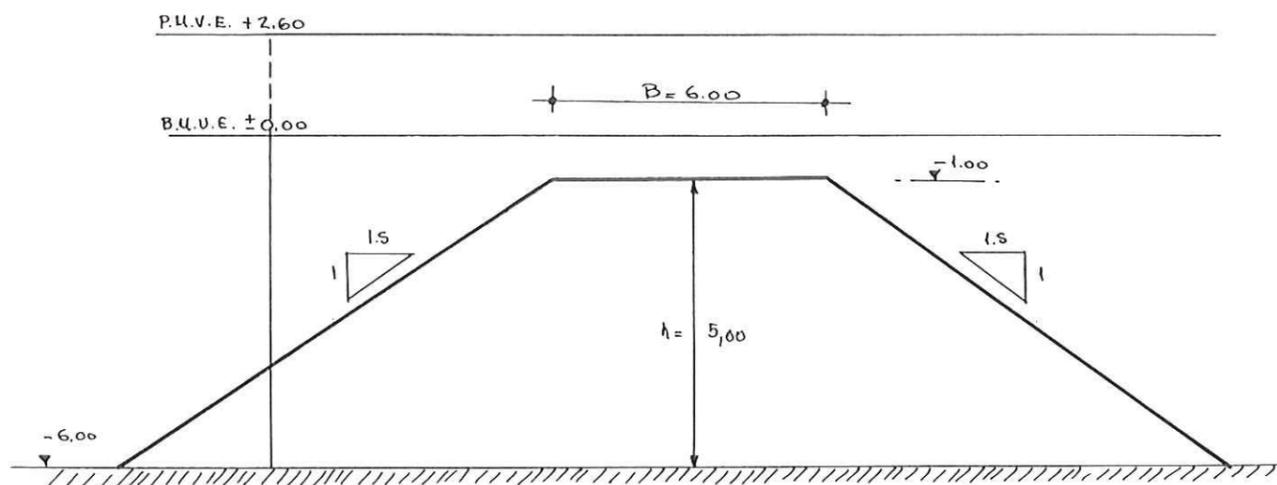
La cota de coronación se establece a la -1, para que permita el paso de tablas de windsurfing y eventuales pasos de embarcaciones a la playa - (salvamentos, emergencias, etc), favorezca la limpieza de las aguas de la playa, no impida la visión y permita una cómoda ejecución con ganguil.

El ancho de la berma precisa un mínimo tal que quepan tres cantos de escollera de coronación y el desarrollo de las capas de filtro. Se adopta 6 M.

El resto de las características se definen en la figura adjunta:

.../...

-13-



El cálculo del dique tiene dos partes:
 1ª parte: Determinación de la ola transmitida por rebase del dique a la playa.

Este cálculo lo haremos tanto en PMVE como en BMVE, con ondas monocromáticas e irregulares.

2ª parte: Cálculo de la estructura del dique.

En lo que respecta al temporal de cálculo, tomaremos las situaciones más desfavorables siguientes:

- respecto de la altura de ola, tomaremos la $H_b = 5,39$ M. de rotura obtenida en el anejo anterior para el período de retorno de 250 años elegido, correspondiente a la H_0' refractable por fondo hasta llegar al dique.

- Respecto del período, tomaremos asimismo el de la altura de ola significativa en profundidades -

-14-

indefinidas $T = 15,8$ Sg. si bien es cierto que un período menor daría coeficientes de transmisión mayores para la misma altura de ola, no es menos cierto que resulta muy improbable, que se presente una ola tan alta con los períodos más frecuentes (6,8 sg.). Consideramos la situación de 15,8 sg. como la más desfavorable.

En lo que se refiere a los niveles de marea hay que decir que:

PMVE es la situación más desfavorable para la estabilidad de la playa (mayor ola transmitida al interior).

BMVE es la situación más desfavorable para el cálculo de la estructura. (mayor ola soportada por el dique).

1ª parte: Determinación de la ola transmitida por rebase del dique, a la playa.

Datos: Dique impermeable, rugoso y talud 1,5/1 a ambos lados.

$$\left. \begin{array}{l} h = 5 \text{ M.} \\ B = 6 \text{ M.} \end{array} \right\} B/h = 0,83$$

$$H_i = 5,39 \text{ M.}$$

$$T_{\text{máx}} = 15,8 \text{ seg.} \rightarrow L_o = \frac{GT^2}{2\pi} = 389,43 \text{ M.}$$

$$d_s = \begin{cases} \text{PMVE} = 8,6 \text{ M.} \\ \text{BMVE} = 6 \text{ M.} \end{cases}$$

Luego:

$$F = h - d_s = \begin{cases} \text{PMVE} = 5 - 8,6 = -3,6 \\ \text{BMVF} = 5 - 6 = -1 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d_s} = \begin{cases} \text{PMVE} = 0,581 \\ \text{BMVF} = 0,833 \end{cases}$$

a) Ondas monocromáticas.

Según Arhens y McCartney (1.975) para diques impermeables con talud rugoso el RUN-UP será (R)

$$\Sigma = \frac{\text{Tan } \theta}{\sqrt{H_i/L_0}} = 5,66, \quad \frac{R}{H_i} = \frac{0,692 \Sigma}{1 + 0,504 \Sigma} = 1,02$$

Luego:

$$R = 1,02 H_i = 5,5 \text{ M.}$$

Entonces:

$$\frac{F}{R} = \begin{cases} \text{PMVE} = \frac{-1}{5,5} = -0,18 < 0 \\ \text{BMVF} = \frac{-3,6}{5,5} = -0,65 < 0 \end{cases}$$

$$C = 0,51 - 0,11 \frac{B}{h} = 0,418$$

El coeficiente de transmisión por rebase para diques sumergidos es:

$$K_{T_o} = C \left(1 - \frac{F}{R} \right) - (1-2C) \frac{F}{R}$$

Luego:

$$K_{T_o} = \begin{cases} \text{BMVE} = 0,5227 \\ \text{PMVF} = 0,7963 \end{cases}$$

Y las olas transmitidas a la playa supuestas monocromáticas

$$\text{BMVE } H_T = 0,5227 \times 5,39 = 2,82 \text{ M.}$$

$$\text{PMVF } H_T = 0,7963 \times 5,39 = 4,29 \text{ M.}$$

b) Ondas irregulares.

de la figura 7.40 extrapolando

$$\frac{F}{R_s} = \begin{cases} \text{BMVE} = -0,18 \\ \text{PMVF} = -0,65 \end{cases} \begin{matrix} \rightarrow K_{T_o} = 0,405 \\ \rightarrow K_{T_o} = 0,5 \end{matrix}$$

$$\frac{B}{h} = 0,83$$

En ambos casos obtenemos coeficientes de transmisión menores.

En esta situación las olas transmitidas a la playa serían

$$\text{BMVF } H_T = 0,405 \times 5,39 = 2,18 \text{ M.}$$

$$\text{PMVE } H_T = 0,5 \times 5,39 = 2,7 \text{ M.}$$

2ª parte: Calculo de la estructura del dique.

Se resuelve con escollera natural y talud 1,5/1.

$$P = \gamma_s \times G \times R \times H_C^3$$

siendo:

$$N = 0,43$$

$$d = \frac{2,8}{1,02} = 2,745$$

$$f = 2,38 \text{ (tres capas)}$$

-17-

δ_s = Coeficiente de incidencia oblicua 1,5

H_c = altura de ola de cálculo.

La situación más desfavorable se produce en baja mar. Admitimos que la estructura tiene que absorber y disipar toda la ola que no se transmite sin avería.

Según esto

$$H_c = H_i - H_t = H_i - K_T H_i = H_i (1 - K_T)$$

$$H_c = 5,39 (1 - K_T)$$

La situación más desfavorable es la de BMVE para ondas irregulares donde $K_T = 0,405$

Luego

$$H_c = 3,2 \text{ M.}$$

Luego

$$P = 1,5 \times 0,1484 \times 0,516 \times 3,2^3 = 3,76 \text{ T.}$$

Tomamos escollera de 4 T.

El espesor del manto en tres capas sería:

$$e = 3 \sqrt[3]{\frac{4}{28}} = 3,40 \text{ M.}$$

El núcleo central que resta del dique se rellena con escollera de 2^a de

$$P = \frac{4}{20} = 0,2 \rightarrow 200 \text{ Kg.}$$

-18-

Para garantizar la impermeabilidad del dique se colocan mantos de núcleo y pedraplén en el talud interior que contiene la arena de la playa.

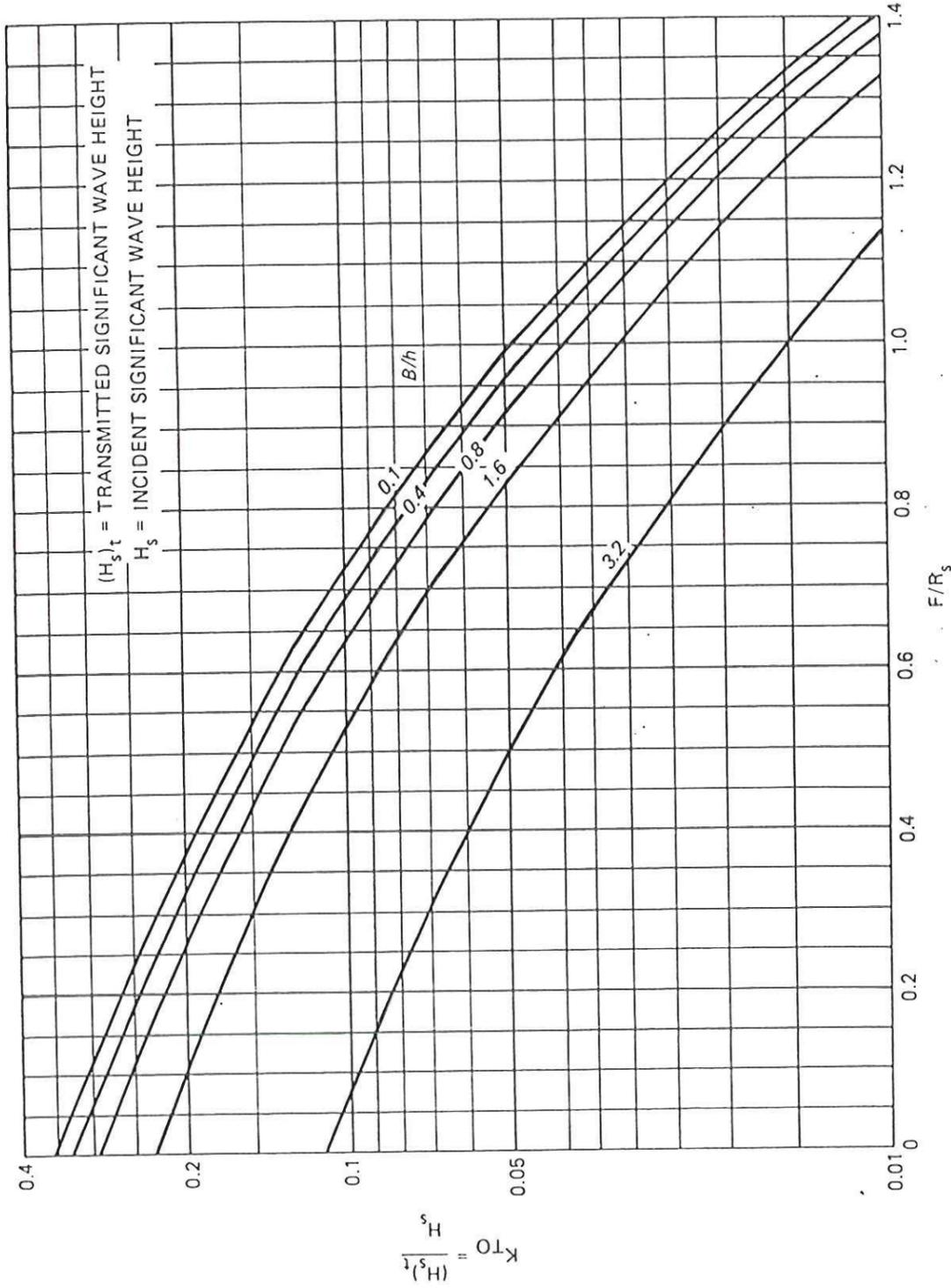


Figure 7-40. Transmitted wave height/incident significant wave height versus relative freeboard for wave transmission by overtopping due to irregular waves.

3. CALCULO DE LAS COTAS DE CORONACION DE LAS SECCIONES DE ESCOLLFRA

Respecto de las cotas de coronación de las estructuras, han sido fijados atendiendo a las peticiones de la propiedad, considerando la finalidad turística de la obra, la baja probabilidad de presentación de la ola de cálculo ($H\frac{1}{3}$) y la consideración de rebasables de algunas de las estructuras para los grandes temporales.

Ello implica también una preparación de las estructuras para soportar los rebases eventuales.

Por todo lo expuesto nos limitaremos a comparar las cotas de coronación establecidas en proyecto, con las que recomienda Iribanen, considerando la $H\frac{1}{3}$ como ola de cálculo para determinar la cota de coronación.

Según esto se obtiene el siguiente cuadro:

.../...

ESTRUCTURA	H $\frac{1}{3}$	CRITERIO	COTA CORONACION s/ Iribanen	COTA CORONACION PROYECTO
a) Dique del Oeste - Ultimos 100 M. - Resto dique	5,9	Cota Berma (rebasable) irrebasable s/espaldón irrebasable c/espaldón	0,75 x 5,9 + 2,6 = +7 1,25 x 5,9 + 2,6 = 9,97 1,5 x 5,9 + 2,6 = 11,45	6 9 (Transic) 10,5
b) Defensa Isla	4,62	Cota Berma (rebasable) irrebasable s/espaldón	0,75 x 4,62 + 2,6 = +6 1,25 x 4,62 + 2,6 = 8,40	5,50 6,50
c) Defensa Playa	-	Dique sumergido	- - - -	-1
d) Fspicón Fste	3,25	Cota Berma (rebasable) irrebasable c/espaldón irrebasable s/espaldón	0,75 x 3,25 + 2,6 = 5 1,5 x 3,25 + 2,6 = 7,5 1,25 x 3,25 + 2,6 = 6,7	4 5,5 -

4. CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE LAS SECCIONES VERTICALES
(MUROS DE CONTENCION Y ESPALDONFS)

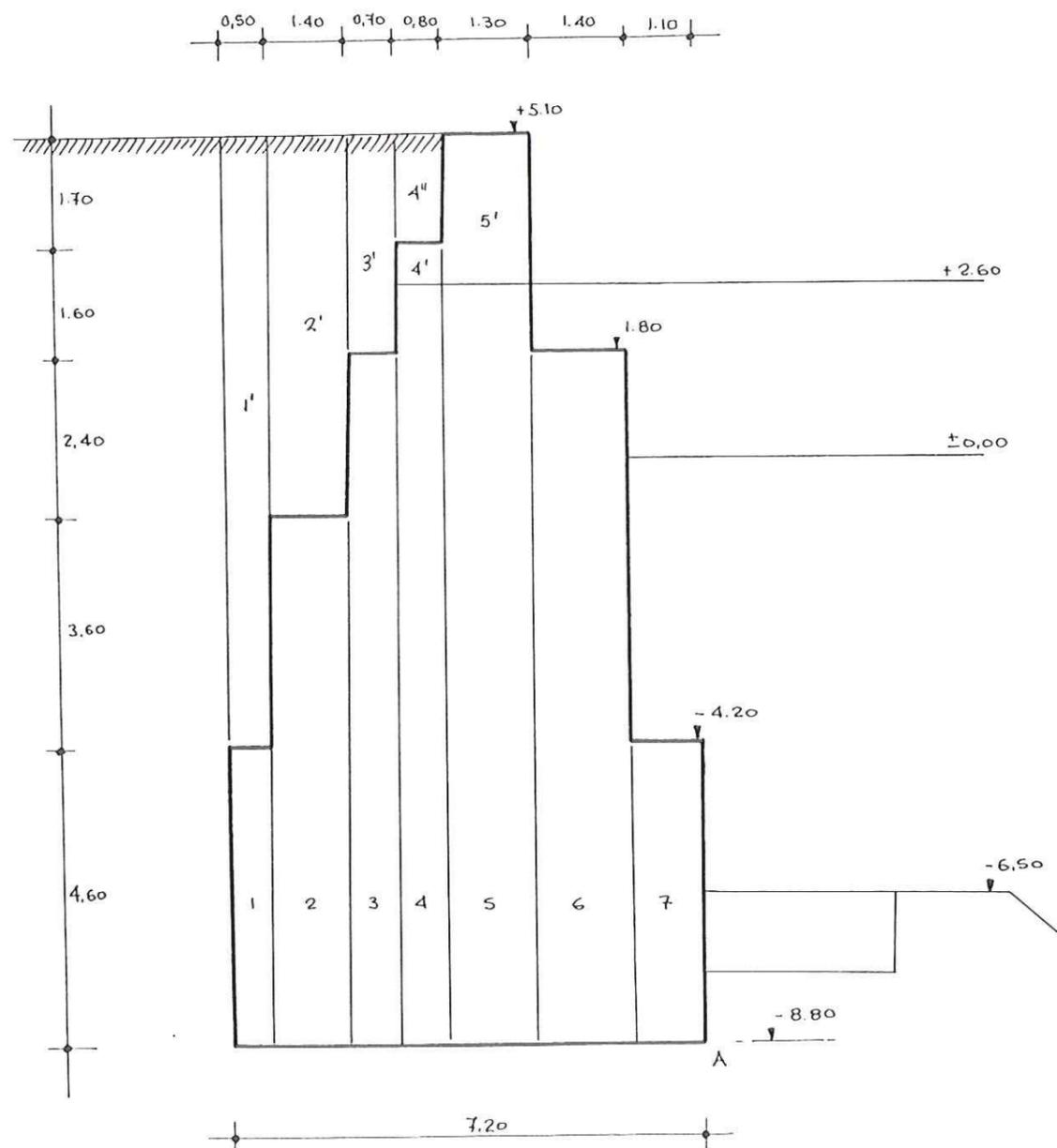
4.1. Sección del vértice de planta circular de la Isla
junto a la bocana de la Bahía:

Se trata de una sección de parámetros verticales escalonados, constituida por pilas prismáticas alineados a lo largo de una curva circular para lograr el diseño en planta propuesto.

Los espacios entre pilas se resuelven con hormigón sumergido y encofrado exterior rígido (bloque especial prefabricado) o flexible (mortero inyectado en bolsas de geotextil).

La sección se conforma con bloques prefabricados de hormigón de dos tipos diferentes y se corona con hormigón "in situ", tanto en el muro de contención de tierras sobre la pleamar, como en el motivo de carácter ambiental que a imitación de basaltos columnares erosionados se ha proyectado en todo el desarrollo de esta sección.

El riesgo de erosión de la cimentación por la acción del oleaje se salva al disponer la cota de cimentación a -8,80 metros con una escollera de protección y bloques de guarda que conforman una herma de pie a la sonda -6,50 metros.



Momentos volcadores (empujes activos)

$$e_1 = 0,22 \times 1,8 \times 2,50 = 0,99 \text{ T/m}^2 ;$$

$$F_1 = 0,50 \times 0,99 \times 2,50 = 1,24 \text{ T.}$$

$$e_2 = e_1 + 0,22 \times 1,2 \times 11,40 = 4,00 \text{ T/m}^2 ;$$

$$F_2 = 0,99 \times 11,40 + \frac{1}{2} \times 3,01 \times 11,40 = 28,43 \text{ T.}$$

F	a	M
1,24	12,23	15,16

$$11, 11,28 \quad 5,70 \quad 64,29 \quad \Sigma M_v = 144,65 \text{ m.T.}$$

$$\Sigma = \frac{17,16}{29,68} \quad 3,80 \quad \frac{65,20}{144,65} \quad \Sigma E = 29,68 \text{ T.}$$

Momentos estabilizadores (peso propio)

	S		P		M	
1	0,50 x 4,60	2,30	x 1,4	3,22	x 6,95	22,38
1'	0,50 x 9,30	4,65	x 1,3	6,04	x 6,95	41,98
2	1,40 x 8,20	11,48	x 1,4	16,07	x 6,00	96,42
2'	1,40 x 5,70	7,98	x 1,5	11,97	x 6,00	71,82
3	0,70 x 10,60	7,42	x 1,4	10,39	x 4,95	51,43
3'	0,70 x 3,30	2,31	x 1,6	3,70	x 4,95	18,31
4	0,80 x 11,40	9,12	x 1,4	12,77	x 4,20	53,63
4'	0,80 x 0,80	0,64	x 2,4	1,53	x 4,20	6,42
4''	0,80 x 1,70	1,36	x 1,8	2,45	x 4,20	10,29
5	1,30 x 11,40	14,82	x 1,4	20,75	x 3,15	65,36
5'	1,30 x 2,50	3,25	x 2,4	7,80	x 3,15	24,57
6	1,40 x 10,60	14,84	x 1,4	20,77	x 1,80	37,38
7	1,10 x 4,60	5,06	x 1,4	7,08	x 0,55	3,89
			Σ	124,54		503,98

$$\Sigma M_e = 503,98 \text{ m.T.}$$

$$\Sigma V = 124,54 \text{ T.}$$

Estabilidad al vuelco:

$$\frac{\sum M_e}{\sum M_v} = 4,04$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum F}{\sum V} = \frac{29,68}{124,54} = 0,238$$

Excentricidad:

$$x = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{503,98 - 144,65}{124,54} = 2,88 \text{ m} > \frac{7,2}{3} = 2,4 \text{ m.}$$

Tensión máxima sobre la escollera de cimentación:

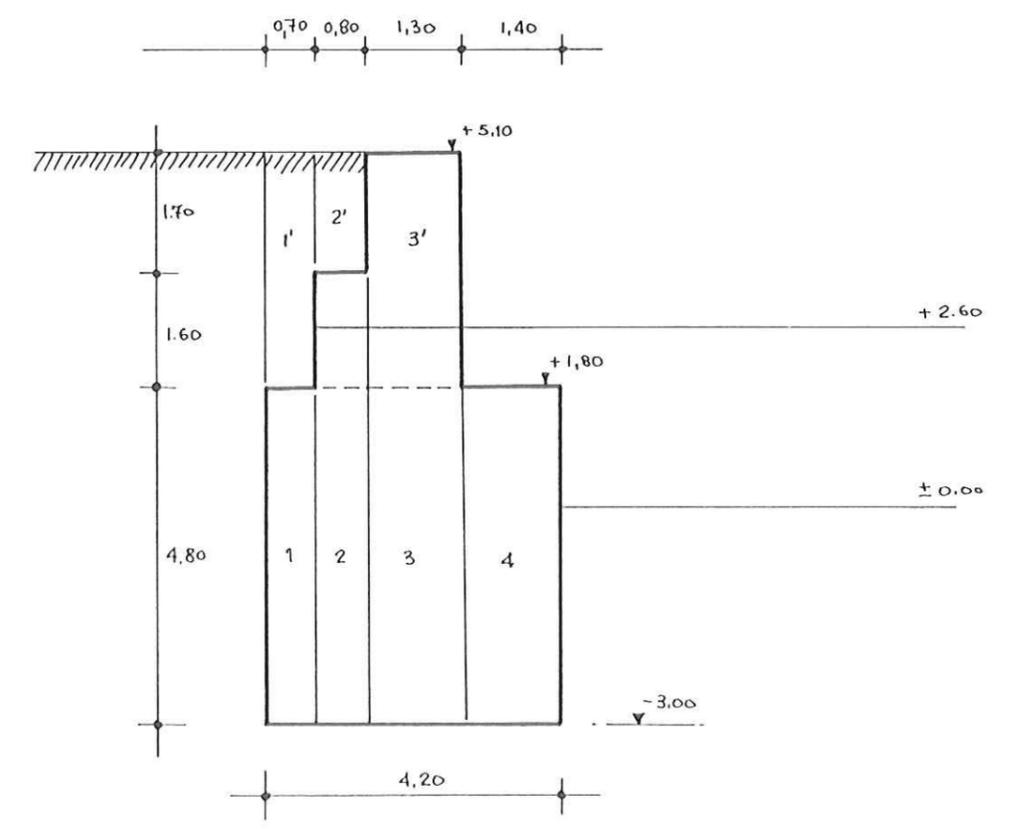
$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{b} \pm \frac{6 \sum V (0,5b - x)}{b^2} = 17,29 \pm 10,38 = \dots$$

$$\dots = \begin{cases} \rightarrow 27,67 \text{ T/m}^2 \\ \rightarrow 6,91 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

4.2. Sección de la defensa interior de la Isla en su lado de Poniente:

Esta sección constituye una prolongación de la anterior ya que son sensiblemente coincidentes entre la sonda -3 metros y la cota de coronación.

Al no estar sometida a la acción del oleaje puede reducirse el calado de cimentación, que se fija en la sonda -3,00 metros.



Momentos volcadores (empujes activos)

$$e_1 = 0,22 \times 1,8 \times 2,50 = 0,99 \text{ T/m}^2 ;$$

$$F_1 = 0,50 \times 0,99 \times 2,50 = 1,24 \text{ T.}$$

$$e_2 = e_1 + 0,22 \times 1,2 \times 5,60 = 2,47 \text{ T/m}^2 ;$$

$$E_2 = 0,99 \times 5,60 + \frac{1}{2} \times 1,48 \times 5,60 = 9,68 \text{ T.}$$

F	a	M	
1,24	6,43	7,97	
5,54	2,80	15,51	$\Sigma M_v = 31,21 \text{ m.T.}$
4,14	1,86	7,73	$\Sigma E = 10,92 \text{ T.}$
$\Sigma = 10,92$		31,21	

Momentos estabilizadores (peso propio)

	S		P		M	
1	0,50 x 4,80	2,40	x 1,4	3,36	x 3,85	12,93
1'	0,50 x 3,30	1,65	x 1,8	2,97	x 3,85	11,43
2	0,80 x 6,40	5,12	x 1,4	7,17	x 3,10	22,22
2'	0,80 x 1,70	1,36	x 1,8	2,45	x 3,10	7,60
3	1,30 x 5,60	7,28	x 1,4	10,19	x 2,05	20,89
3'	1,30 x 2,50	3,25	x 2,4	7,80	x 2,05	16,00
4	1,40 x 4,80	6,72	x 1,4	9,41	x 0,70	6,59

$$\Sigma V = 43,35$$

$$\Sigma M_e = 97,66$$

Estabilidad al vuelco:

$$\frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v} = \frac{97,66}{31,21} = 3,13$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\Sigma F}{\Sigma V} = \frac{10,92}{43,35} = 0,25$$

Excentricidad:

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{\Sigma M_e - \Sigma M_v}{\Sigma V} = \frac{97,66 - 31,21}{43,35} = 1,53 > \frac{4,2}{3} = 1,4$$

Tensión máxima sobre la escollera de cimentación:

$$\sigma_m = \frac{\Sigma V}{b} \pm \frac{6 \Sigma V (0,5 b - x)}{b^2} = 10,32 \pm 8,40 = \dots$$

$$\dots = \begin{cases} 18,72 \text{ T/m}^2 \\ 1,92 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

4.3. Sección del vértice de la Isla en el lado de Naciente, junto al recinto de la playa:

Esta sección, de estructura mixta de hormigón en bloques y hormigón "in situ", queda parcialmente envuelta en gran parte de su desarrollo por la escollera de bloques que se dispone en la defensa principal de la Isla.

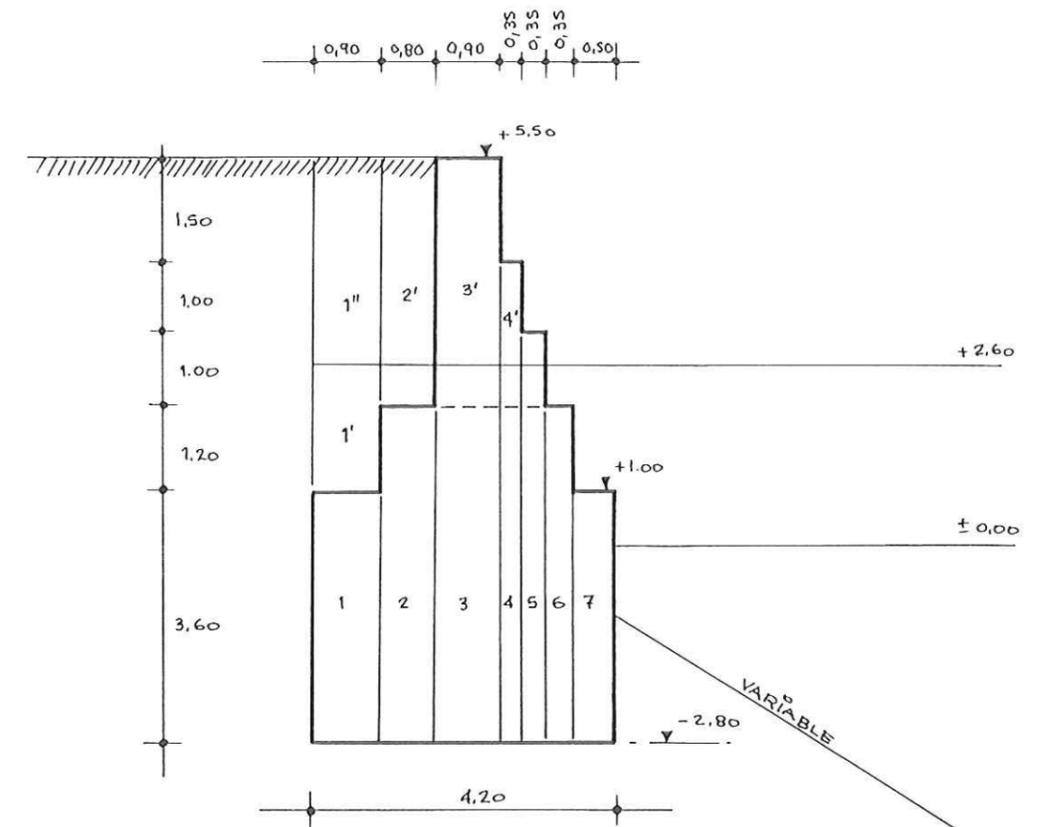
Por tanto, la sección podrá escalonarse de modo que fuese creciendo hacia el plano de cimentación a medida que fuese disminuyendo la altura protegida -- por los mantos de escollera citados.

La cota mínima de cimentación (-2,80 metros) se ha fijado de manera que en la sección menos protegida por estas escolleras se mantenga un resguardo o altura de paramento cubierto de al menos un (1,00) metro.

Entre las acciones de cálculo no se han tenido en cuenta los empujes del oleaje por encontrarse en la zona abrigada de la Isla y actuar el empuje pasivo de los rellenos situados en el trasdós del muro superior.

Para garantizar el mantenimiento de este empuje pasivo de cualquier situación se ha dispuesto un nú-

cleo de escollera bajo una solera de protección como complemento de la sección estructural existente.



Momentos volcadores (empujes activos)

$$e_1 = \lambda \cdot \gamma \cdot h_1 = 0,22 \times 1,8 \times 2,90 = 1,15 ;$$

$$F_1 = 0,50 \times 1,15 \times 2,90 = 1,67 \text{ T.}$$

-31-

$$e_2 = \lambda \cdot \gamma^i \cdot h_z = 0,22 \times 1,2 \times 5,40 + 1,15 = 2,57 \quad ;$$

$$F_2 = 1,67 \times 5,40 + \frac{1}{2} \cdot 0,90 \times 5,40 = \dots$$

$$\dots = 9,02 + 2,43 = 11,45 \text{ T.}$$

F	a	M
1,67	6,36	10,62
9,02	2,70	24,35
2,43	1,80	4,37
$\Sigma = 13,12$		39,34

$$\Sigma F = 13,12 \text{ T.}$$

$$\Sigma M_V = 39,34 \text{ m.T.}$$

Momentos estabilizadores (peso propio)

	S		P		M
1	0,90 x 3,60	3,24	x 1,40	4,53	x 3,75 16,98
1'	0,90 x 1,60	1,44	x 1,20	1,73	x 3,75 6,48
1''	0,90 x 2,90	2,61	x 1,80	4,70	x 3,75 17,62
2	0,80 x 4,80	3,84	x 1,40	5,37	x 2,90 15,57
2'	0,80 x 3,50	2,80	x 1,80	5,04	x 2,90 14,61
3	0,90 x 5,40	4,86	x 1,40	6,80	x 2,05 13,94
3'	0,90 x 2,90	2,61	x 2,40	6,26	x 2,05 12,83
4	0,35 x 5,40	1,89	x 1,40	2,64	x 1,30 3,43
4'	0,35 x 1,40	0,49	x 2,40	1,17	x 1,30 1,52
5	0,35 x 5,80	2,03	x 1,40	2,84	x 1,00 2,84
6	0,35 x 4,80	1,68	x 1,40	2,35	x 0,62 4,14
7	0,50 x 3,60	1,80	x 1,40	2,52	x 0,25 0,63
				45,95	110,59

-32-

$$\Sigma V = 45,95 \text{ T.}$$

$$\Sigma M_C = 110,59 \text{ m.T.}$$

Estabilidad al vuelco:

$$\frac{\Sigma M_C}{\Sigma M_V} = \frac{110,59}{39,34} = 2,81$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\Sigma F}{\Sigma V} = \frac{13,12}{45,95} = 0,28$$

Excentricidad y tensión máxima sobre la escollera:

$$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{110,95 - 39,34}{45,95} \text{ m.} = 1,56 \text{ m} > \frac{4,20}{3} = 1,40 \text{ m.}$$

$$\sigma_m = \frac{\Sigma V}{b} \pm \frac{6 \Sigma V (0,5b - x)}{b^2} = 10,94 \pm 8,43 = \begin{cases} 19,38 \text{ T/m}^2 \\ 2,51 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

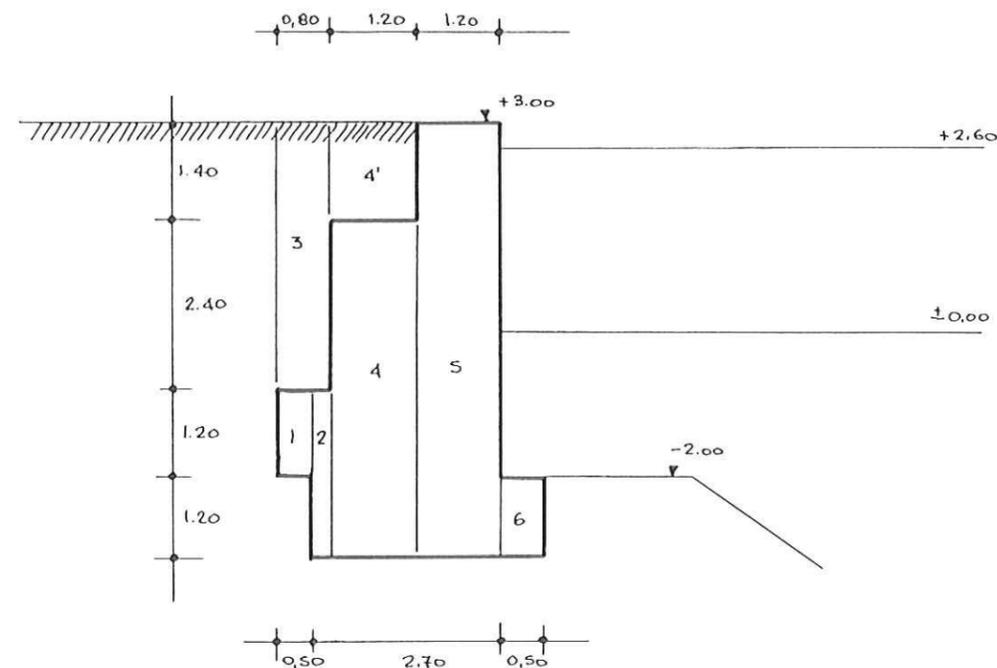
4.4. Sección del muelle de atraque de grandes yates:

Se trata de una sección convencional de muro de muelle conformada con bloques prefabricados desde el plano de cimentación (-3,20 m.) hasta la cota de +1,60 m., a partir de la cual se remata con hormigón "in situ" hasta alcanzar la arista de coronación (+3,00 m.).

Para preservar el cimiento de la erosión que pudieran producir las turbulencias generales por los movimientos de las hélices de las embarcaciones se dispone un recubrimiento con escollera cuya herma coincide con el plano superior del bloque de asiento (calado -2,00 metros).

Por tratarse de un muro de muelle en el que no deben admitirse movimientos del paramento por asentamientos de la sección, se ha limitado la tensión máxima sobre las escolleras de cimentación a $1,00 \text{ Kg/cm}^2$.

Esta hipótesis de cálculo, claramente conservadora, queda parcialmente compensada al no considerar los esfuerzos derivados de sobrecarga en el muelle ni empujes horizontales sobre los puntos de amarre de las embarcaciones en coronación del muro.



Momento volcador (empuje activo)

$$F = \frac{1}{2} \lambda \cdot \gamma \cdot h^2 = 0,5 \times 0,22 \times 1,2 \times 6,2^2 = 5,07 \text{ T/m}$$

$$M_V = 5,07 \times 2,07 = 10,48 \text{ m.t.}$$

Momentos estabilizadores (peso propio)

	S		P		M		
1	0,50	x 1,20	0,60	x 1,4	0,84	x 3,45	2,89
2	0,30	x 2,40	0,72	x 1,4	1,00	x 3,05	3,05
3	0,80	x 3,80	3,04	x 1,2	3,64	x 3,30	12,00
4	1,20	x 4,80	5,76	x 1,4	8,06	x 2,30	18,54
4'	1,20	x 1,40	1,68	x 1,2	2,01	x 2,30	4,62
5	1,20	x 6,20	7,44	x 1,4	10,41	x 1,10	11,45
6	0,50	x 1,20	0,60	x 1,4	0,84	x 0,25	0,21
					26,80		52,76

$$\Sigma V = 26,80 \text{ T} \quad \Sigma M_e = 52,76 \text{ m.T.}$$

Estabilidad al vuelco:

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} = \frac{52,76}{10,48} = 5,03$$

Estabilidad al deslizamiento:

$$\frac{\sum F}{\sum V} = \frac{5,07}{26,80} = 0,19 < 0,58$$

Fxcentricidad:

$$x = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{52,76 - 10,48}{26,80} = 1,57 > 1,06 \text{ m.}$$

Tensión máxima sobre el cimiento de
escollera:

$$\sigma_m = \frac{\sum V}{b} \pm \frac{6 \sum V (0,5b - x)}{b^2} = 8,37 \pm 0,47 = \begin{matrix} \nearrow 8,84 \text{ T/m}^2 \\ \searrow 7,90 \text{ T/m}^2 \end{matrix}$$

4.5. Sección de los cajeros de los canales interiores de la Isla:

Estos muros forman los paramentos laterales en el canal interior de la Isla, cumpliendo, además la función de paseo a lo largo de su plano de coronación.

La posibilidad de que puedan estar sometidos a sobrecargas de cierta cuantía sobre los rellenos ha aconsejado dimensionar estos muros con altos coeficientes de estabilidad al vuelco (2,50) y al deslizamiento (1,80), así como con tensiones reducidas sobre el cimiento (1,00 Kg/cm²).

