

PERFILES TIPO DE PEQUEÑOS EMBARCADEROS EN PLATAFORMAS COSTERAS DE SUAVE PENDIENTE

Por: RAFAEL SOLER GAYA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Constituye el presente trabajo una aplicación de los métodos para el cálculo de las presiones del oleaje sobre pequeños diques verticales, con el objeto de poder dimensionar dichas obras de un modo inmediato y con el sólo conocimiento de la profundidad y de las condiciones de la ola incidente en cuanto a rotura, evitándose así engorrosos cálculos. A ello se llega en la tabla de la figura final, tras admitir diversas hipótesis simplificadoras.

La profusión de urbanizaciones a lo largo del litoral español ha sido causa de que hayan de proyectarse frecuentemente pequeños embarcaderos de escaso calado para el servicio particular o público, sea para atraque de embarcaciones deportivas o para el tráfico de pasajeros de excursiones turísticas. A estos efectos, si se trata de embarcaderos en forma de pequeño espigón, pueden resultar de gran utilidad los perfiles tipo del presente estudio que permiten dimensionar cómodamente las secciones con el solo conocimiento de la profundidad y dirección del oleaje.

1. EXPOSICION PREVIA.

Con cierta frecuencia deben proyectarse en la costa —y en lugares de escasa profundidad, de 4 m. como máximo— pequeños embarcaderos para el tráfico de pasajeros de excursiones turísticas, para el servicio de embarcaciones menores o para el abastecimiento de faros, del tipo que puede observarse en las fotografías.

En algunas ocasiones sólo se pretende conseguir buenas condiciones de atraque para realizar las operaciones durante las épocas de calma, por lo que los espigones no tienen espaldones, disponiéndose, a lo sumo, un banco pretil; otras veces, ya en obras de mayor importancia, se dota de espaldones a estos espigones, esperando conseguir algún abrigo durante las ligeras marejadas. Las obras, por consiguiente, en general no pueden prestar servicio durante los temporales, aunque deben proyectarse para que resistan éstos sin más posibles averías que las eventuales de escasa consideración en los pretils.

Según el mayor o menor abrigo natural del lugar donde se piense ubicar la obra, puede conocerse *a priori* si la ola llega o no rota. Como, por otra parte, estos diques-embarcadero se construyen, generalmente, al final de la plataforma costera de suaves pendientes, resulta posible conocer, aproximadamente, los diagramas de presiones máximas, según se dirá.

En el caso de que la ola rompa antes de alcanzar la

obra y que, por tanto, su altura quede limitada por la profundidad, será de aplicación el diagrama de presiones de ola rota para una profundidad máxima Hr , correspondiente a la máxima elevación del nivel en reposo del mar, igual al doble de semialtura de ola $2h$. De este modo, pueden conocerse las presiones en función de la profundidad.

En el caso de que la ola no rompa, aunque se aproxime a la rotura (caso en que no es aconsejable proyectar diques reflejantes de importancia; "Obras Marítimas", R. Iribarren, párrafo 132, página 291), admitiremos como diagrama de presiones máximas que pueden producirse sin rotura el correspondiente a una ola en que como máximo $2h = Hr$, en que comienza aquella.

Si el dique se encuentra en este caso, y consideramos como presión de oleaje la correspondiente a esta ola límite, cuya altura es superior a la real, estaremos del lado de la seguridad. También por el método dínamo-estático puede calcularse un diagrama simplificado de presiones que permite conocer éstas en función de la profundidad.

De acuerdo con las hipótesis anteriores y atendiendo a los casos más frecuentes se han estudiado cuatro secciones tipo cuyas dimensiones aparecen en función de la profundidad, según las condiciones de estabilidad que se consideren: resultante pasando por el extremo del núcleo central de la base, o bien a $1/6$ del extremo interior

Tanto en unas condiciones como en otras se supone que el fondo es insocavable y de naturaleza tal que admite las presiones de la obra. Si estas presiones precisaran comprobarse, resultan de fácil cálculo con las expresiones que también se exponen, función de la semiprofundidad h .

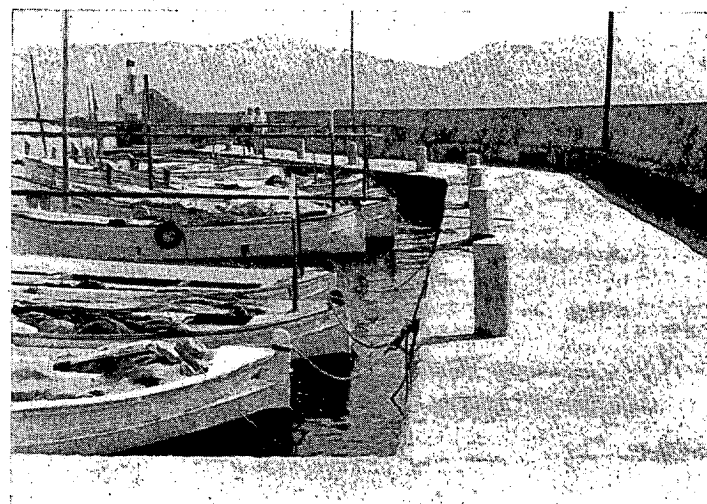
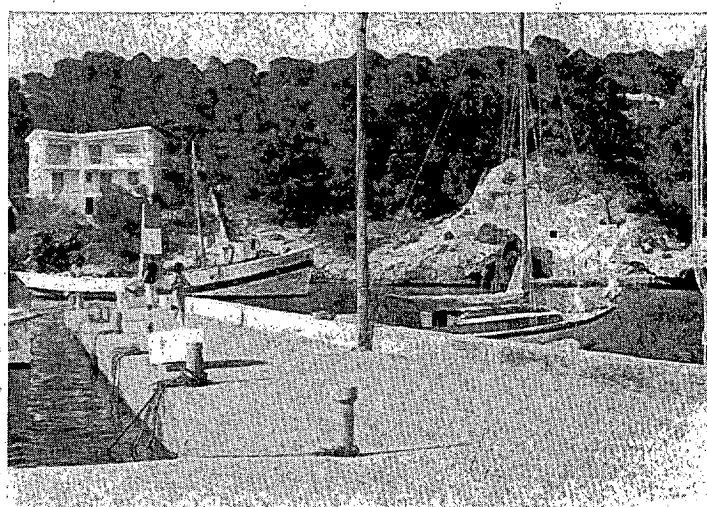
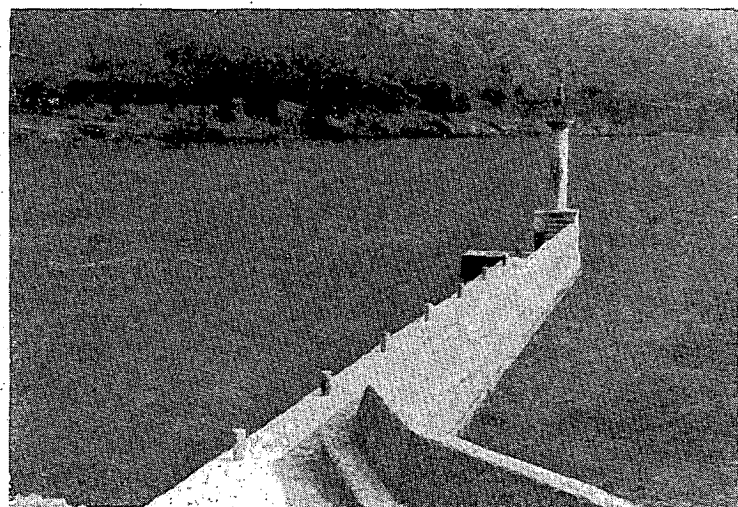
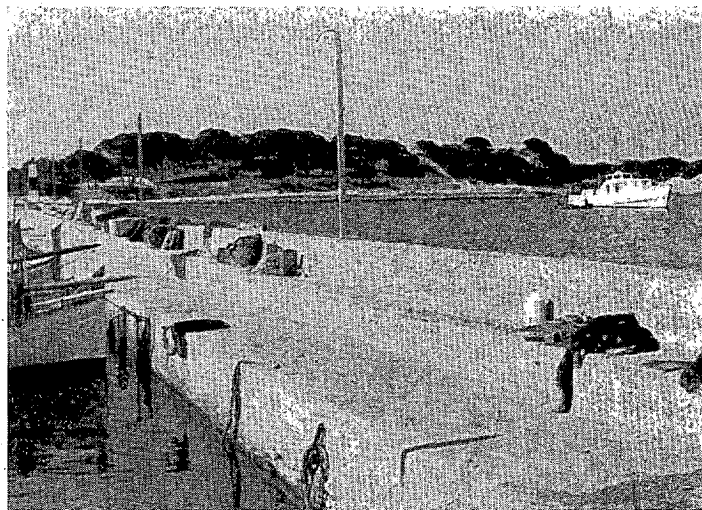
Se estudian los siguientes tipos:

Tipo 1: Con espaldón y muelle alto.

Tipo 2: Con espaldón y muelle bajo.

Tipo 3: Sin espaldón y con pretil.

Tipo 4: Sin espaldón y sin pretil.



2. FUNDAMENTOS TEORICOS.

Presión del oleaje sobre un dique vertical en las inmediaciones de la rotura de ola.

Sea un dique vertical construido en un tramo de costa con plataforma costera de suaves pendientes y en un lugar de escasa profundidad donde se sabe por la observación directa, o se presume, o se comprueba por medio de los pertinentes planos de oleaje, que la ola está próxima a la rotura.

Si bien — como antes se ha dicho — no es recomendable construir obras de importancia con este tipo de solución, siendo frecuente esta disposición en los pequeños embarcaderos de que tratamos, estudiaremos un posible cálculo aproximado de su estabilidad.

Puede suceder:

2.1. Que la ola alcance la rotura.

Es el caso más desfavorable, ya que tienen lugar las acciones más intensas. Es de aplicación entonces el diagrama de presiones de la ola rota que se estudia en "Obras Marítimas", R. Iribaren, parágrafo 92, página 218 (figura 1.ª, adjunta).

A continuación exponemos el cuadro de acciones calculadas.

En previsiones de posibles uniones defectuosas entre el fondo y la obra, hemos supuesto una subpresión causada por efectos dinámicos que se extingue a la distancia $2h$ del pie del paramento exterior del dique.

ACCIONES Y MOMENTOS CON ROTURA DE OLA

Sector	Acción	Brazo	Momento
<i>Acciones horizontales:</i>			
EFG	$0,5 \cdot 2,5 \cdot 1,5 h^2 = 1,875 h^2$	$3,5 h + 0,5 h = 4 h$	$7,50000 h^3$
DEFC	$0,5 (2,5 + 6,5) 2 h^2 = 9,000 h^2$	$1,5 h + \frac{6,5 + 5,0}{6,5 + 2,5} = 2,35185 h$	$21,16665 h^3$
ABCO	$1,5 \cdot 2,5 h^2 = 3,750 h^2$	$0,75 h$	$2,81250 h^3$
HIJO	$1,5 \cdot 2,0 h^2 = 3,000 h^2$	h	$3,00000 h^3$
IJF	$0,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 h^2 = 1,125 h^2$	$h + 0,5 h = 1,5 h$	$1,68750 h^3$
	<i>Totales ...</i> $18,750 h^2$		$36,16600 h^3$
<i>Acciones verticales:</i>			
OKL	$4 h^2$	$-0,666 h$	$-2,66600 h^3$
		<i>Total general</i>	$33,50000 h^3$

h en m.

Fuerzas o acciones en Tn.

Momentos en Tn. m.

2.2. Que la ola no alcance la rotura.

Si se sabe que la ola no llega a romper, o se admite para calcular soluciones más económicas, aun a sabiendas del riesgo que corre la estabilidad si se produjera la rotura, puede aplicarse un diagrama de presiones límite que correspondería a la ola máxima a punto de romper (es decir, sustituimos la ola real en que:

$h < \frac{Hr}{2}$ por otra en que $h = \frac{Hr}{2}$ algo mayor que la anterior).

Para determinar, aunque sólo con cierta aproximación, este diagrama límite de presiones sin rotura de ola (ver fig. 2.ª), extenderemos el método dinamo-estático a este caso extremo; la presión total P_t está compuesta por:

$$P_t = P_p + P_r;$$

donde:

P_p = presión de paso correspondiente a la onda progresiva (Obras Marítimas, parágrafo 48, página 78).

P_r = presión de reflexión de la ola que incide sobre el muro (Obras Marítimas, parágrafo 130, página 278).

Con gran aproximación y del lado de la seguridad, podemos sustituir las leyes de las presiones por dos líneas rectas que definen las presiones en los puntos de niveles:

$$\left. \begin{array}{l} 1,5 h \\ 0 \\ -2 h \end{array} \right\} \text{ (con relación al nivel de reposo).}$$



que completamos con un punto de presión 0 a la altura $4h$ sobre el nivel de reposo habida cuenta de que la ley de presiones de la ola estacionaria alcanza dicho valor, en nuestro caso, a esta altura (*Obras Marítimas*, párrafo 60, pág. 106). En efecto, la altura total es:

$$2h + 4 \frac{\pi h^2 K}{2L},$$

y como:

$$K = 1; \\ L = \pi h,$$

resulta:

$$2h + 4 \frac{\pi h^2 K}{2L} = 4h.$$

Calculemos P_p y P_r para los puntos antes indicados.

Cresta:

$$Z_0 = 0; \quad Z' = -0,5h; \quad r = r' = h;$$

$$P_r = \frac{r}{K} = h;$$

$$P_p = Z_0 - Sh + Sr + \left(\frac{r}{K} - r' \right) = 0.$$

Nivel de reposo:

Debemos calcular la profundidad del centro orbitario ha de ser:

$$r' = Z_0 - 0,5h = h - \frac{Sh \pi \frac{H - Z_0}{L}}{Sh \pi \frac{H}{L}};$$

$$Sh \pi \frac{H}{L} = Sh 2,5 = 6,0502;$$

$$\left(\frac{Z_0}{h} - 0,5 \right) 6,0502 - Sh \left(2,5 - \frac{Z_0}{h} \right) = 0.$$

Resolviendo esta ecuación por medio de una curva de error, resulta:

$$Z_0 = 0,8964h.$$

Calculado este valor, tenemos:

$$r = h - \frac{Ch \pi \frac{H - Z_0}{L}}{Sh \pi \frac{H}{L}} = h - \frac{Ch (2,5 - 0,8964)}{Sh 2,5} = 0,427h;$$

luego:

$$P_r = \frac{r}{K} = 0,427h;$$

y en cuanto a P_p :

$$S_r = \frac{\pi r^2}{2LK} = \frac{\pi \cdot 0,427^2 h^2}{2 \cdot \pi h} = 0,0915h.$$

$$r' = Z_0 - 0,5h = 0,3964h;$$

$$P_p = Z_0 - S_h + S_r + \left(\frac{r}{K} - r' \right);$$

$$P_p = 0,8964h - 0,5h + 0,0915h + 0,4270h - 0,3964h;$$

$$P_p = 0,5185h.$$

Fondo:

$$Z_0 = H = 2,5h; \quad Z' = 2h; \quad r' = 0;$$

$$r_f = h - \frac{Ch 0}{Sh 2,5} = \frac{h}{6,0502} = 0,1650h;$$

$$S_r = \frac{\pi \cdot 0,1650^2 h^2}{2 \cdot \pi \cdot h} = 0,0136h;$$

$$P_r = 0,1650h;$$

$$P_p = 2,5h - 0,5h + 0,0136h + 0,1650h;$$

$$P_p = 2,1786h.$$

Con estos valores resultantes de las hipótesis expuestas se dibuja el diagrama de presiones de la figura 2.^a. En él hemos supuesto que la subpresión se extingue en la base a una distancia h del pie del paramento exterior, teniendo en cuenta así posibles deficiencias en la unión de la fábrica con el fondo.

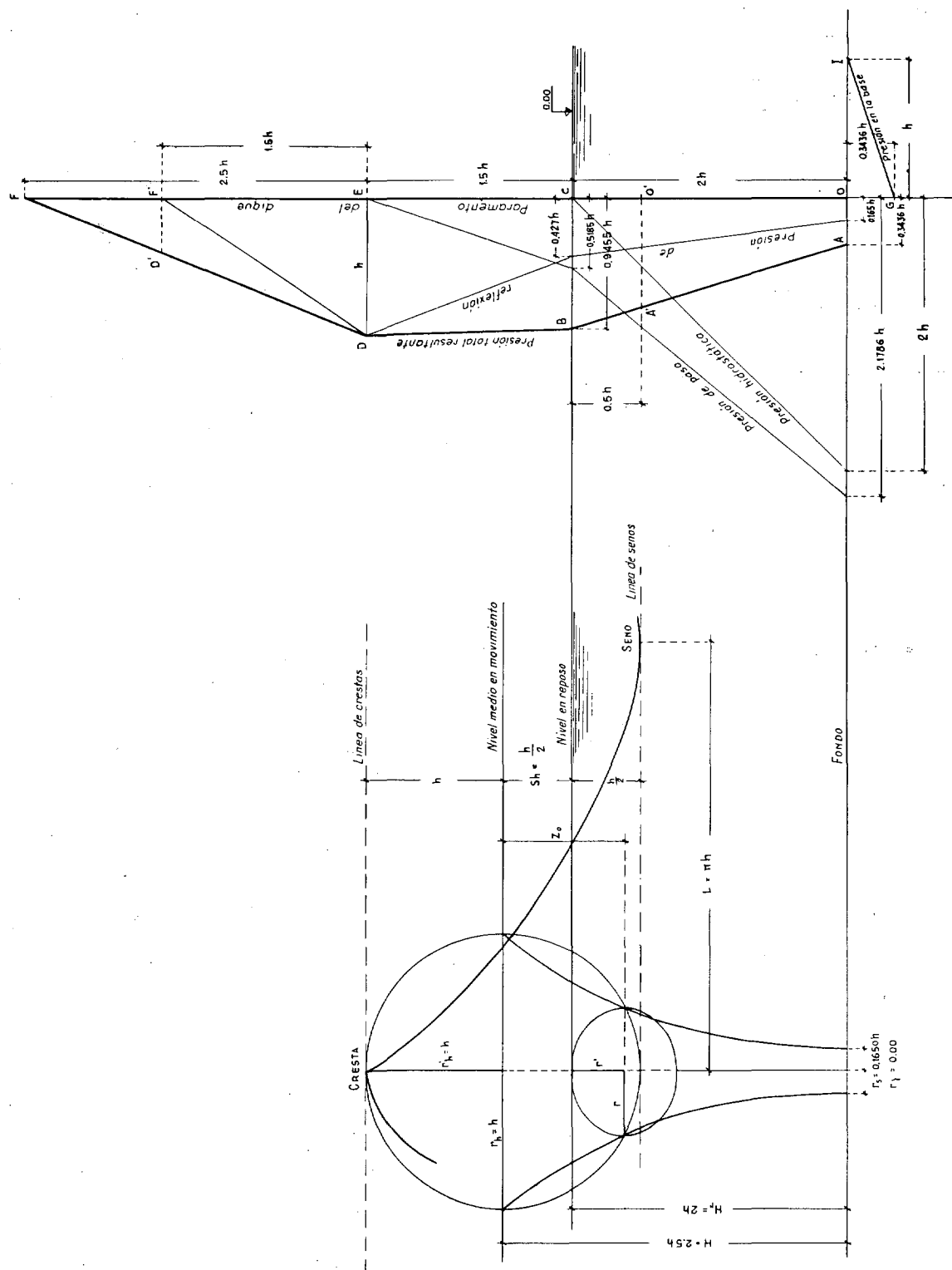


Fig. 2.^a — Diagrama de presiones de la ola en el límite de rotura (y sin romper) sobre un dique vertical. (M. dinamo-estático).

ACCIONES Y MOMENTOS CON REFLEXION DE OLA

Esfuerzos con reflexión sin rotura.

Sector	Acción	Brazo	Momento
<i>Acciones horizontales:</i>			
OABC	$\frac{0,3436 + 0,9455}{2} 2 h^2 = 1,2891 h^2$	$\frac{2 \cdot 0,9455 + 0,3436}{3 \cdot 0,3436 + 0,9455} 2 h = 1,156 h$	1,4902 h^3
BCED	$\frac{0,9455 + 1,0000}{2} 1,5 h^2 = 1,4591 h^2$	$\frac{2 \cdot 1,0000 + 0,9455}{3 \cdot 0,9455 + 1,0000} 1,5 h + 2,00 h = 2,758 h$	4,0242 h^3
DEF	$\frac{1}{2} h 2,5 h = 1,2500 h^2$	$3,5 h + \frac{2,5}{3} = 4,333 h$	5,4166 h^3
	Totales 3,9982 h^2		10,9310 h^3
D' F F'	$\frac{1}{2} h \frac{1}{2,5} h = 0,2000 h^2$	$5 h + 0,3333 h = 5,3333 h$	- 1,0666 h^3
<i>Acciones verticales:</i>			
OGI	$\frac{1}{2} 0,3436 h \cdot h = 0,1718 h^2$	$-\frac{1}{3} 0,3436 h = -0,1145 h$	- 0,0197 h^3
		Total general (prescindiendo del D' F F')	9,8447 h^3

h , en m.

Fuerzas o acciones en Tn.

Momentos en Tn. m.

3. APLICACION A DISTINTAS SECCIONES TIPO.

Se aplican los diagramas de presiones a las distintas

secciones tipo despreciando, en todo caso, las fuerzas verticales que puedan actuar en las superficies superiores horizontales de la obra, de efectos estabilizadores.

3.1. Estudio del perfil tipo 1. Con espaldón y muelle alto.

Cuerpo	Peso	Brazo	Momento
Pretil	$0,5 \cdot h \cdot h \cdot 2,2 = 1,10 h^2$	0,25 h	0,275 h^3
Espaldón	$2 h \cdot 1,25 h \cdot 2,2 = 5,50 h^2$	h	5,500 h^3
Macizo emergido..	$0,75 \cdot 2,2 \cdot h \cdot a = 1,65 ha$	0,5 a	0,825 ha^2
Macizo sumergido...	$2,00 \cdot 1,2 \cdot ha = 2,40 ha$	0,5 a	1,200 ha^2
	Totales, $6,60 h^2 + 4,05 ha$		$5,775 h^3 + 2,025 ha^2$
	a y h , en m.		a y h , en m.
	Peso, en Tn.		M , en Tn. x m.

I. SIN ROTURA DE LA OLA

Cálculo al vuelco.

Calcularemos el valor de a estricto para que la resultante pase por el extremo del núcleo central:

$$9,8447 h^3 + 5,7750 h^3 + 2,0250 h a^2 = (6,60 h^2 + 4,05 h a - 0,1718 h^2) 0,6666 a;$$

$$0,6750 \left(\frac{a}{h} \right)^2 + 4,2855 \frac{a}{h} - 15,6197 = 0$$

$$a = 2,59 h$$

que generalmente hay que aumentar por las necesidades de andén.

Cálculo al deslizamiento.

Como máximo admitiremos un valor de 0,5, luego:

$$\frac{6,60 h^2 + 4,05 a h - 0,1718 h^2}{3,7902 h^2} = 2;$$

$$1,1522 h = 4,05 a \quad a < 2,72 h;$$

luego es menos restrictivo.

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{6,60 h^2 + 4,05 a h - 0,1718 h^2}{2,59 h} = h = 13,06 h \text{ (Tn./m.}^2\text{)}$$

$$\sigma = 1,31 h \text{ Kg./cm.}^2$$

II. CON ROTURA DE LA OLA

Cálculo del vuelco.

Procediendo análogamente tendremos:

$$1.^\circ \text{ Si la resultante pasa a } \frac{1}{6} \text{ del extremo interior de la base: } 33,5000 h^3 + 5,7750 h^3 + 2,0250 h a^2 = (6,60000 + 4,0500 - 4,0000 h^2) \frac{5}{5} a; 1,3500 \left(\frac{a}{h} \right)^2 + 2,1666 \left(\frac{a}{h} \right) - 39,2750 = 0;$$

$$a = 4,64 h$$

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 4 \frac{P}{a} = 4 \frac{6,60 h^2 + 4,05 a h - 4,00 h^2}{4,64 h} = 4 \frac{21,38}{4,64} h = 18,4 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 1,84 h \text{ Kg./cm.}^2$$

$$2.^\circ \text{ Si la resultante pasa por el extremo del núcleo central: } 33,5000 h^3 + 5,7750 h^3 + 2,0250 h a^2 = (6,6000 h^2 + 4,0500 h a - 4,0000 h^2) \frac{2}{3} a; 0,675 \left(\frac{a}{h} \right)^2 + 1,7333 \left(\frac{a}{h} \right) - 39,2750 = 0$$

$$a = 6,46 h$$

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{6,60 h^2 + 4,05 a h - 4,00 h^2}{6,46 h} = 2 \frac{28,75}{6,46} h = 8,94 \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 0,89 h \text{ Kg./cm.}^2$$

Cálculo al deslizamiento:

Admitiendo como máximo el coeficiente de 0,5:

$$\frac{6,60 h^2 + 4,05 a h - 4 h^2}{18,750 h^2} = 2;$$

$$34,90 h = 4,05 a \quad a = 8,63 h;$$

valor excesivo que, salvo fondos rocosos muy rugosos, obliga a confiar la resistencia al deslizamiento a pilotes hincados que, si son de acero trabajando a corte con fatigas medias de 800 Kg./cm.², exigen una sección S por metro lineal; de dique:

$$S = \frac{18,750 h^2}{0,8}$$

$$S = 23,5 h^2 \text{ cm.}^2/\text{m.l.} \quad (h \text{ en m.})$$

Si, como es frecuente, se disponen carriles usados de 30 ó 35 Kg./m.l., las separaciones deberán ser las que se indican en las viñetas.

3.2. Estudio del perfil tipo 2. Con espaldón y muelle bajo.

Cuerpo	Peso	Brazo	Momento
Pretíl	$0,6 \cdot 0,3 \cdot 2,2 h^2 = 0,396 h^2$	$0,15 h$	$0,0594 h^3$
Espaldón	$1,8 \cdot 2,00 \cdot 2,2 h^2 = 7,920 h^2$	h	$7,9200 h^3$
Macizo emergido	$0,6 \cdot a \cdot a \cdot 2 h = 1,320 a h$	$0,5 a$	$0,6600 a^2 h$
Macizo sumergido	$2,00 \cdot 1,2 \cdot a h = 2,400 a h$	$0,5 a$	$1,2000 a^2 h$
Totales	$8,316 h^2$ $+ 3,720 a h$		$7,9794 h^3 +$ $+ 1,8600 a^2 h$
	a y h en m. Peso en Tn.		a y h en m. M. en Tn. m.

I. SIN ROTURA DE OLA

Cálculo al vuelco.

Paso de la resultante por el extremo del núcleo central: $9,8447 h^3 + 7,9794 h^3 + 1,8600 a^2 h = (8,316 h^2 + 3,7200 a h - 0,1718 h^2) 0,6666 a$; $2,4800 \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 3,5694 \left(\frac{a}{h}\right) - 17,8241 = 0$.

$$a = 2,05 h$$

que también hay que aumentar en lo que exija el andén.

Cálculo al deslizamiento.

Según hemos visto antes, es una hipótesis mucho menos restrictiva para el coeficiente de 0,5.

Presión máxima sobre el fondo.

$$\sigma = \frac{P}{a} = 2 \cdot \frac{8,3160 h^2 + 3,7200 a h - 0,1718 h^2}{2,05 h} = 15,4 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 1,54 h \text{ Kg./cm.}^2$$

II. CON ROTURA DE LA OLA

Cálculo al vuelco.

Procediendo como en el caso anterior:

1.º Si la resultante pasa a $\frac{1}{6}$ del extremo interior de la base: $33,5000 h^3 + 7,9794 h^3 + 1,8600 a^2 h = (8,316 h^2 + 3,720 a h - 4,0000 h^2) \frac{5}{6} a$; $1,2400 \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 3,5966 \left(\frac{a}{h}\right) - 41,4794 = 0$

$$a = 4,52 h$$

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 4 \frac{8,316 h^2 + 3,7200 a h - 4,000 h^2}{4,52 h} = 18,7 h \text{ Tn./m.}^2$$

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 1,87 h \text{ Kg./cm.}^2$$

2.º Si la resultante pasa por el extremo del núcleo central: $33,5000 h^3 + 7,9794 h^3 + 1,8600 a^2 h = (8,316 h^2 + 3,720 a h - 4,0000 h^2) \frac{2}{3} a$; $0,6200 \left(\frac{a}{h}\right)^2 + 2,8773 \left(\frac{a}{h}\right) - 41,4794 = 0$

$$a = 6,16 h$$

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{8,316 h^2 + 3,720 a h - 4,000 h^2}{6,16 h} = 8,9 \text{ Tn./m.}^2$$

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 0,89 \text{ Kg./cm.}^2$$

Cálculo al deslizamiento.

Adoptando también un valor máximo para el coeficiente de deslizamiento de 0,5:

$$\frac{8,316 h^2 + 3,720 a h - 4,0000 h^2}{18,750 h^2} = 2 ;$$

$$33,184 h = 3,720 a \quad a = 8,91 h ;$$

valor excesivo que también obliga a disponer soluciones especiales en su caso. Si se adoptan pilotes de acero se precisarán:

$$S = 23,5 h^2 \text{ cm.}^2/\text{m.l. (h en m.)}$$

También en las figuras se indican las separaciones si se adoptan carriles de 30 ó 35 Kg./m.l.

3.3. Estudio del perfil tipo 3. Sin espaldón y con pretil.

Cuerpo	Peso	Brazo	Momento
Pretil	$2,2 h \cdot 0,5 h = 1,1 h^2$	$0,25 h$	$0,275 h^3$
Macizo emergido	$0,5 \cdot 1 \cdot 2,2 a h = 1,1 a h$	$0,5 a$	$0,550 a^2 h$
Macizo sumergido	$2 \cdot 1 \cdot 1,2 a h = 2,4 a h$	$0,5 a$	$1,200 a^2 h$
	Totales: $1,1 h^2 + 3,5 a h$		$0,275 h^3 + 1,750 a^2 h$
			a y h, en m.
			M, en T. m.

I. SIN ROTURA DE OLA

Cálculo al vuelco:

Si la resultante pasa por el extremo del núcleo central:

$$(4,0242 + 1,4902 - 0,0197) h^3 + 0,275 h^3 + 1,750 a^2 h =$$

$$= (1,1 h^2 + 3,5 a h - 0,1718 h^2) 0,6666 a; 0,58333 \left(\frac{a}{h} \right)^2 +$$

$$+ 0,6188 \left(\frac{a}{h} \right) - 6,8697 = 0$$

$$a = 2,94 h$$

Cálculo al deslizamiento:

Adoptando un coeficiente máximo de 0,5:

$$\frac{1,10 h^2 + 3,50 a h - 0,1718 h^2}{2,235 h^2} = 2$$

$$a = 1,01 h$$

menos restrictivo que la estabilidad al vuelco.

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{1,10 h^2 + 3,00 h a - 0,1718 h^2}{2,94 h} =$$

$$= 2 \cdot 3,32 h = 6,64 \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 0,664 h \text{ Kg./cm.}^2$$

II. CON ROTURA DE OLA

Cálculo al vuelco:

Procediendo como en el caso anterior:

$$1.^\circ \text{ Si la resultante pasa a } \frac{1}{6} \text{ del extremo de la base:}$$

$$(33,500 - 7,500) h^3 + 0,275 h^3 + 1,750 a^2 h = (1,1 h^2 +$$

$$+ 3,5 a h - 4 h^2) \frac{5}{6} a; 1,2833 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 2,5133 \left(\frac{a}{h} \right) -$$

$$- 26,275 = 0$$

$$a = 5,61 h$$

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 4 \frac{P}{a} = 4 \frac{1,10 h^2 + 3,00 h a - 4,00 h^2}{5,61 h} = 12,1 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 1,21 h \text{ Kg./cm.}^2$$

2.º Si la resultante pasa por el extremo del núcleo central:

$$(33,5 - 7,5) h^2 + 0,275 h^2 + 1,750 a^2 h = (1,1 h^2 + 3,5 a h - 4 h^2) \frac{2}{3} a; 0,58,333 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 1,9333 \left(\frac{a}{h} \right) - 26,275 = 0$$

$$a = 8,57 h$$

Presión máxima sobre el fondo:

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{1,10 h^2 + 3,00 h a - 4,00 h^2}{8,57 h} = 5,3 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 0,53 h \text{ Kg./cm.}^2$$

Cálculo al deslizamiento:

Adoptando un valor máximo para el coeficiente de 0,5:

$$\frac{1,1 h^2 + 3,5 a h - 4 h^2}{16,875 h^2} = 2$$

$$a = 10,5 h$$

$$S = \frac{16,875 h^2}{0,8}$$

$$S = 21,1 h^2 \text{ cm.}^2/\text{m.l. (h en m.)}$$

Igual que en casos anteriores, se indica en las figuras la separación entre carriles si se adaptan los de 30 ó 35 Kg./m.l.

3.4. Estudio del perfil tipo 4. Sin espaldón y sin pretil.

Cuerpo	Peso	Brazo	Momento
Macizo emergido	$0,5 \cdot 1 \cdot 2,2 a h^2 = 1,1 a h$	0,5 a	$0,55 a^2 h$
Macizo sumergido	$2 \cdot 1 \cdot 1,2 a h^2 = 2,4 a h$	0,5 a	$1,20 a^2 h$
	Totales ... $3,5 a h$		$1,75 a^2 h$

I. SIN ROTURA DE OLA

Cálculo al vuelco.

$$\begin{aligned} \text{Si la resultante pasa por el extremo del núcleo cen-} \\ \text{tral: } 0,0197 h^3 + 1,4902 h^3 + 1,0637 h^3 + 1,75 a^2 h = \\ = (3,5 a h - 0,1718 h^2) 0,6666 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 2 \cdot 0,9814 \left(\frac{a}{h} \right) - \\ - 4,3443 = 0 \end{aligned}$$

$$a = 3,28 h$$

Presión máxima sobre el fondo.

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{3,5 a h - 0,1718 h^2}{3,28 h^2} = \frac{22,616}{3,28} h = 6,90 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 0,69 h \text{ Kg./cm.}^2$$

II. CON ROTURA DE OLA

Cálculo al deslizamiento.

Evidentemente, según hemos visto en los casos anteriores, exige espesores menores del dique.

Cálculo al vuelco.

Procediendo como en el caso anterior:

1.º Si la resultante pasa a $\frac{1}{6}$ del extremo interior de la base: $2,666 h^3 + 1820 h^3 + 1,75 a^2 h = (3,5 a h - 4 h^2) \frac{5}{6} = 1,1666 \left(\frac{a}{h}\right)^2 - 3,333 \left(\frac{a}{h}\right) - 15,534 = 0$

$$a = 5,35 h$$

Presión máxima sobre el fondo.

$$\sigma = 4 \frac{P}{a} = 4 \frac{3,5 a h - 4,00 h^2}{5,35 h} = 4 \frac{14,725}{5,35} h = 11,0 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 1,10 h \text{ Kg./cm.}^2$$

2.º Si la resultante pasa por el extremo del núcleo central: $2,666 h^3 + 18,20 h^3 + 1,75 a^2 h = (3,5 a h - 4 h^2) \frac{2}{3} = 0,58333 \left(\frac{a}{h}\right)^2 - 2,666 \left(\frac{a}{h}\right)^2 - 15,534 = 0;$

$$a = 7,93 h$$

Presión máxima sobre el fondo.

$$\sigma = 2 \frac{P}{a} = 2 \frac{3,5 a h - a \cdot 00 h^2}{7,93 h} = 6,00 h \text{ Tn./m.}^2$$

$$\sigma = 0,60 h \text{ Kg./cm.}^2$$

Cálculo al deslizamiento.

Adoptando un valor máximo para el coeficiente de 0,5:

$$\frac{3,5 h a - 4 h^2}{12,947 h^2} = 2$$

$$a = 8,54 h$$

$$S = 12,947$$

$$S = 16,2 h^2 \text{ cm.}^2/\text{m.l. (h en m)}$$

apareciendo en las figuras la separación que corresponde a pares de carriles de 30 ó 35 Kg./m.l. en función de h^2 .

4. CASO DE QUE EL OLEAJE INCIDA OBLICUAMENTE

El ancho a y la sección de acero S por metro lineal calculadas anteriormente, suponen el caso más desfavorable de que el oleaje incida normalmente sobre la obra. En el caso usual de que la dirección de avance del oleaje forme un ángulo α con la normal al espigón, los valores reales a' y S' que deben adoptarse en la obra en relación con los a y S dados sólo en función de la sonda $2h$ (despreciando el efecto de arco que para la resistencia pueda tener lugar en el espigón al localizarse las presiones en una zona relativamente pequeña que se desplaza con la ola que resbala sobre el paramento) serán, como máximo en esta hipótesis tan desfavorables, los siguientes:

$$a' = a \cos \alpha ; \quad (ver \text{ fig. } 3.a) \\ S' = S \cos \alpha$$

En vez de disminuir la sección S puede mantenerse ésta y aumentar la separación d a $d' : \cos \alpha$.

Resulta conveniente reforzar el morro disponiendo una anchura mayor, que puede alcanzar a $1,5 a'$, lo que además, generalmente, beneficia las condiciones de atraque en el punto de mayor calado.

5. PERFILES TIPO.

En las figuras 4.^a y 5.^a se definen los cuatro perfiles tipo calculados que corresponden a los casos más habituales, y cuya disposición constructiva, en su parte sumergida, suele responder a lo observado en la figura 4.^a.

Los carriles hincados en el fondo se disponen para resistir al deslizamiento, aunque también constituyen un elemento auxiliar para sostener los encofrados que descansan sobre las plataformas de regularización de hormigón en sacos. Si el fondo es rocoso y muy rugoso pueden suprimirse.

Los pretiles pueden disponerse en forma de banco, con la condición de no modificar su altura y de que el respaldo tenga la debida resistencia, pudiéndose disponer incluso en forma de botaolas con perfil en parábola cúbica. Estas pequeñas variaciones no tienen influencia sensible en los cálculos de estabilidad realizados.

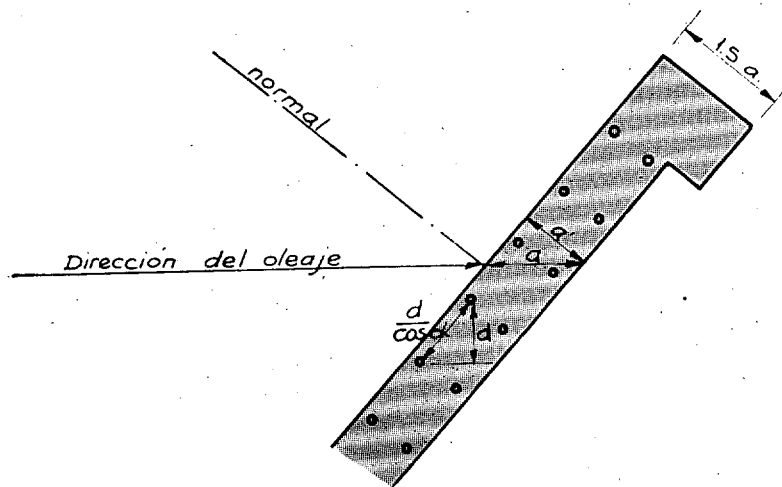
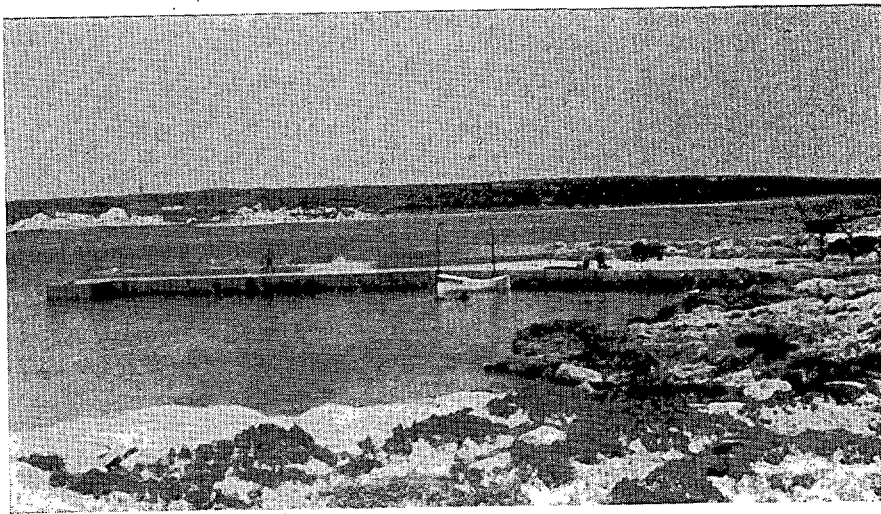


Figura 3.^a

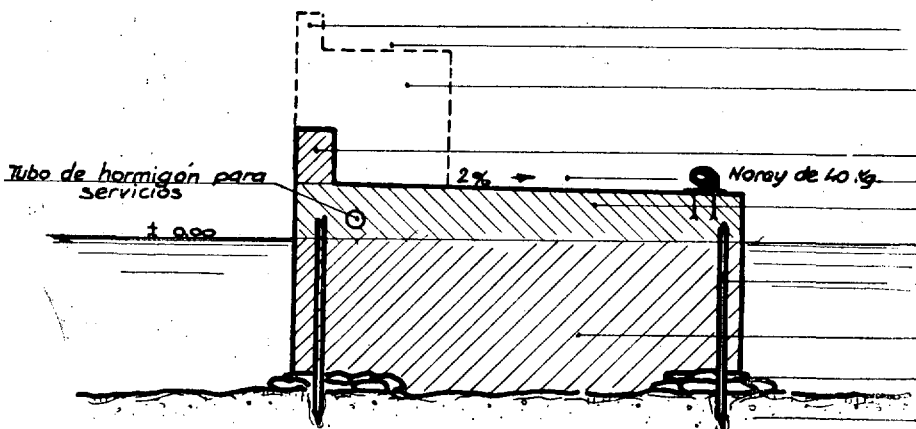


Figura 4.^a

Pretel de hormigón en masa de 250 Kg.
Andén del espaldón.

Espaldón de hormigón ciclópeo de 250 ki-
logramos y el 20 % de mampuestos.

Pretel de hormigón en masa de 250 Kg.
Muelle andén.

Hormigón ciclópeo de 250 Kg. y el 20 %
de mampuestos.

Carriles o perfiles de acero.

Hormigón sumergido en masa de 450 Kg.

Hormigón sumergido en sacos de 350 Kg.

Fondo insocavable.

PERFIL TIPO		REFLEXION		ROTURA					
NUMERO	a y h en m , σ en Kg/cm ² ; S en cm ³ /ml.	R.a $\frac{1}{3} a$		R.a $\frac{1}{6} a$		R.a $\frac{1}{3} a$		PERFIL ACERO	
		a	σ	a	σ	a	σ	S	
1	(*) 2c 30 Kg/ml a $\frac{3.26}{h^2}$ m. (*) 2c 35 Kg/ml a $\frac{3.82}{h^2}$ m. $\gamma = 2.2$ $\gamma = 1.2$ a 2h 0.5h 1.5h 0.75h 0.00 5/2	(El muelle exige ancho mayor)	259 h	1.31 h	464 h	1.84 h	646 h	0.89 h	(*) 235 h ²
2	(*) 2c 30 Kg/ml a $\frac{3.26}{h^2}$ m. (*) 2c 35 Kg/ml a $\frac{3.82}{h^2}$ m. $\gamma = 2.2$ $\gamma = 1.2$ a 2h 0.3h 1.7h 0.6h 0.00 5/2	(El muelle exige ancho mayor)	205 h	1.54 h	452 h	1.87 h	616 h	0.89 h	(*) 235 h ²
3	(*) 2c 30 Kg/ml a $\frac{3.02}{h^2}$ m. (*) 2c 35 Kg/ml a $\frac{3.55}{h^2}$ m. $\gamma = 2.2$ $\gamma = 1.2$ a 2h 0.5h h 0.5h 0.00 5/2		294 h	0.66 h	5.61 h	1.21 h	8.57 h	0.53 h	(*) 21.1 h ²
4	(*) 2c 30 Kg/ml a $\frac{4.72}{h^2}$ m. (*) 2c 35 Kg/ml a $\frac{5.54}{h^2}$ m. $\gamma = 2.2$ $\gamma = 1.2$ a 2h 0.5h 0.5h 0.00 5/2		3.28 h	0.69 h	5.35 h	1.10 h	7.93 h	0.60 h	(*) 16.2 h ²

Figura 5.^a