

OBRAS MARITIMAS EN TERRENOS INCONSISTENTES

Por CARLOS MARTINEZ CEBOLLA
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

El presente trabajo fue presentado por el autor como ponencia al XXI Congreso Internacional de Navegación, celebrado en Estocolmo en el mes de junio de 1965.

DESCRIPCION GENERAL

En el presente artículo se hace un estudio sobre la construcción de un muelle a base de cajones de hormigón armado, justificando la razón de cada una de las partes objeto de proyecto e indicando criterios para el dimensionamiento de las mismas. En el Puerto de Pasajes se han construido 1 100 metros lineales de muelles según este procedimiento y en la actualidad se ha redactado un proyecto de 450,00 metros.

Supongamos un muelle como el indicado en la figura 1.^a, constituido por cajones de hormigón armado, cimentados sobre un lecho de arena y escollera, y con las celdas rellenas de hormigón ciclópeo. En el trasdós de los cajones se vierte primeramente escollera y posteriormente relleno ordinario, excepto en la zona bañada por las

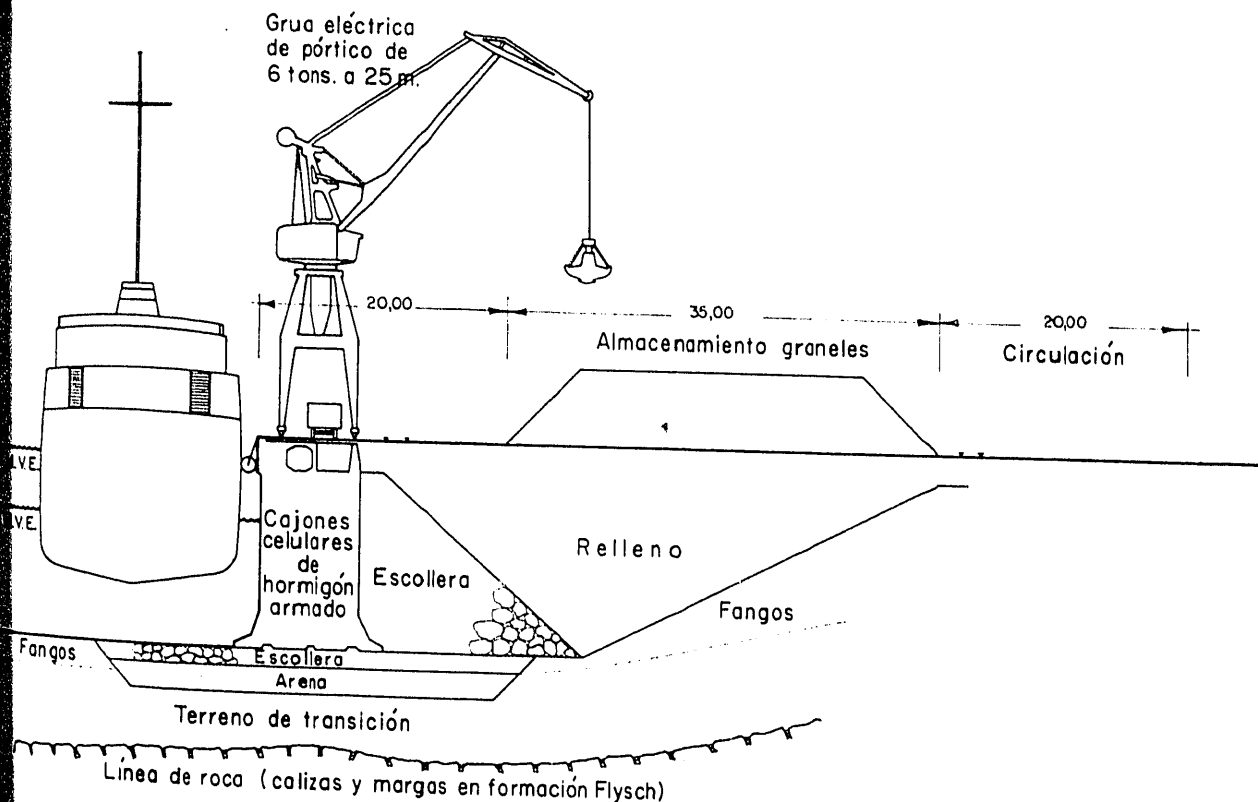


Fig. 1.^a — Esquema general del muelle y su zona de servicio.

mareas, donde el relleno será según la ley de filtros. La superestructura, con su galería de servicio y vigas de apoyo de las grúas eléctricas de pórtico, completan la obra.

Suponemos que el terreno natural está constituido por las tres capas siguientes:

Capa superior de fangos arcillosos de lenta y difícil consolidación, con rozamiento medio de unos 20° y un valor casi nulo de la cohesión.

Capa intermedia de un terreno de transición, compuesto de una mezcla de gravas, arenas y fangos y algunos pedazos de roca descompuesta; no es posible tomar muestras inalteradas.

Roca firme a una profundidad media de unos 19,00 metros en baja mar.

La arena de la zanja de cimentación, en sustitución del terreno natural, tiene su justificación en que puede soportar mayores cargas que el terreno dragado y por su permeabilidad y capilaridad facilitará la consolidación de los terrenos contiguos. Por otra parte, el rozamiento que ofrece, mejora la estabilidad de la obra ante el peligro de posibles círculos de deslizamiento. El peligro de sifonamiento de las arenas aquí deja de existir por la capa de escollera de cimentación que existe sobre ella.

El papel de la escollera de cimentación es, en parte, similar al de la arena, en lo relativo a soportar mayores cargas y una mayor seguridad al peligro de un deslizamiento circular. Por otra parte, puede enrasarse casi horizontalmente para apoyo de los cajones de hormigón armado, proporcionando a éstos un apoyo flotante pero estable, sin peligro de basculamientos o movimientos anormales. La escollera es estable ante el movimiento de las aguas originado por el de las hélices de los barcos en sus maniobras de atraque o desatraque, y su permeabilidad, al igual que la de la arena, ayudará a que el nivel de las aguas, a uno y otro lado del cajón, sea sensiblemente el mismo en cada altura de marea.

Los cajones de hormigón armado son los que verdaderamente constituyen el paramento vertical de atraque, y la parte más importante de la obra. Son unos bloques en forma de paralelepípedo, con una planta de $17,25 \times 8,00$ m.² y una altura de 14,50 metros. El interior está dividido en ocho celdas, las cuatro centrales iguales entre sí y asimismo las cuatro de esquina. En las figuras 2.^a y 3.^a pueden observarse todas las dimensiones.

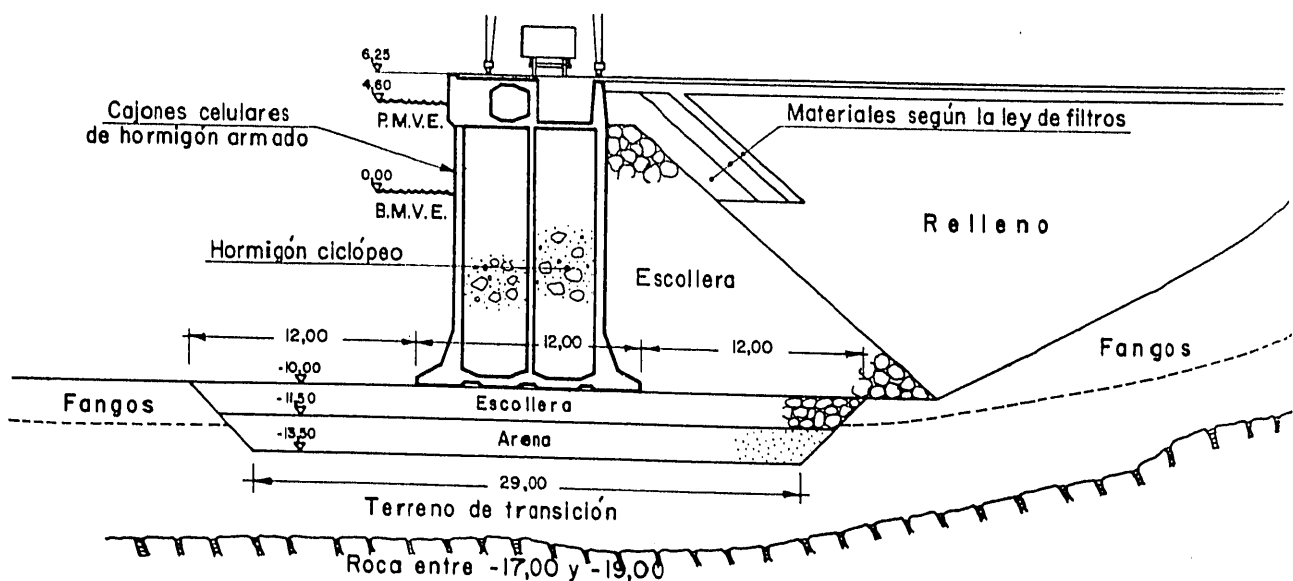


Fig. 2.^a — Sección transversal del cajón. Caso A.

En el apoyo de la solera, a la cota $-10,00$ m. y con objeto de aumentar la superficie en contacto con la escollera y, por ello, disminuir las cargas en la cimentación, el cajón presenta unos retallos o salientes en ambos paramentos, continuos en todo el frente del cajón, y que proporcionan una anchura de apoyo de $12,00$ m. Igualmente y para impedir el deslizamiento entre cajón y escollera, tiene la solera unos entrantes por los que penetran algunos bloques de escollera de cimentación y que evitarían el deslizamiento plano, ya que esta escollera en su movimiento desplazaría prismas del mismo material y el deslizamiento tendría lugar, al menos en gran parte de la cimentación, entre escollera y escollera, con más elevado rozamiento que el de la escollera con el hormigón.

La forma parabólica de las celdas evita la concentración de cargas durante el transporte y fondeo y, por ello, permite una más gradual repartición de las armadu-

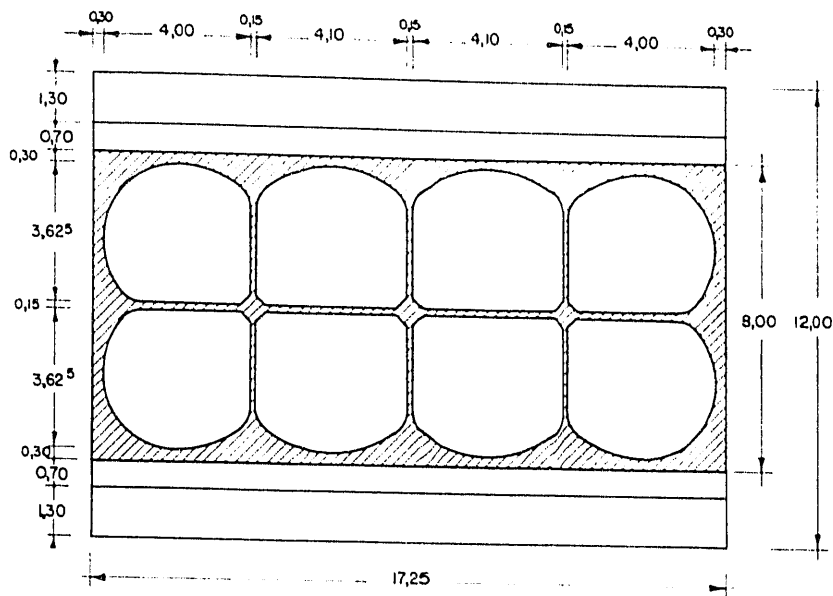


Fig. 3.ª — Planta de las celdas del cajón.

ras. El único régimen de trabajo es el originado por los empujes del agua, ya que, posteriormente al fondeo, las celdas se rellenan de hormigón ciclópeo.

Entre cada dos cajones contiguos queda una junta sin hormigonar de 25 cm. de anchura. El objeto de ella, es el de facilitar el paso del agua, para que no haya apenas desnivel entre uno y otro paramento del cajón. Estos desniveles aumentan las cargas en el cimiento y pueden evitarse con la disposición descrita. Sin embargo, la junta desaparece en la superestructura, ya que el pavimento de muelle ha de ser continuo.

Respecto al relleno de las celdas del cajón pueden seguirse diversos criterios. Podrían rellenarse de hormigón ciclópeo si las aguas donde vaya emplazada la obra son de fuerte agresividad (caso A). Si no existiera este peligro, podrían estar sencillamente en comunicación con el mar a través de unos orificios y, por ello, llenas permanentemente de agua al mismo nivel de las mareas (caso B). Existiría una tercera solución, a base de rellenar de agua las del paramento lado mar y de una mezcla de agua y arena las del lado del relleno, con objeto de contrarrestar en parte los empujes del terreno del trasdós del muelle (caso C).

La escollera del trasdós se vierte con el exclusivo objeto de reducir los empu-

jes sobre el cajón, y, en consecuencia, obtener las menores cargas posibles en la cimentación. El manto de escollera vertida quedará con su talud natural, apoyándose en la cota $-10,00$ m. hasta su coronación que se ha fijado en la cota $+3,50$ m. Tiene, además, un segundo papel, al que colabora el relleno vertido según la ley de filtros, y es que, gracias a su permeabilidad y al hecho de haber dejado libre la junta entre dos cajones contiguos, el agua de las mareas entrará libremente por la junta, bañando ambos paramentos del cajón a la misma altura. De esta forma se ha evitado la diferencia de niveles entre el paramento del trasdós y la bahía, lo que hubiera dado origen a un aumento de tensiones en la cimentación.

En el proyecto de la superestructura hay que tener en cuenta la cimentación de las futuras grúas eléctricas de pórtico (u otros medios de manipulación), la necesidad de una galería visitable de servicios y el anclaje de los elementos de amarre. En cuanto a las grúas de pórtico se ha previsto una separación entre las patas de $6,00$ metros, dejando libre el gálibo ferroviario. La galería de servicios ha de ser amplia y visitable, por ello la hemos proyectado de $2,00$ m. de altura y de otros $2,00$ m. de anchura. No podemos evitar que el nivel de la solera esté por debajo de algunas mareas, por ello ha de impermeabilizarse al máximo las juntas entre cajones, de forma que la galería sea estanca. Los cables de conducción de energía han de colocarse en el techo, para que en ningún caso tengan el peligro de humedecerse.

El relleno denominado según ley de filtros, hace referencia a tres capas, distintas, vertidas desde la cota $0,00$ hasta la cota $+5,50$ m. y de las cuales, la inferior apoya en la escollera del trasdós y la superior aparece en contacto con el relleno ordinario. El papel de estas capas es el de impedir en parte la fluencia de materiales del relleno hacia la bahía, pasando a través de la escollera. Esta fluencia daría origen a asentamientos en las obras de habilitación.

Con objeto de evitar las roturas de los bolardos en las posibles colisiones con los barcos, se les ha separado 40 cm. de la vertical del cantil.

VARIACION DE LAS CARGAS SOBRE EL CIMIENTO DEL CAJON

1. Acciones a considerar (caso A, en bajamar).

En primer lugar, consideraremos el peso propio del cajón, que en el caso de celdas rellenas de hormigón, está integrado por las cargas siguientes (por metro de longitud en el sentido de la línea muelle):

P_1 = Peso del cajón, incluso relleno de hormigón en las celdas.

P_2 = Peso de la superestructura.

P_3 = Peso del pavimento.

P_4 = Peso del relleno en la superestructura.

Estas acciones tienen una resultante $P = 298,00$ Tm. situada a $4,21$ m. de distancia del cantil del muelle. Corresponde al caso A (figura 4.^a).

Hemos tomado el valor $1,026$ para la densidad del agua del mar; $2,15$ para el conjunto arena y agua de las celdas posteriores y $2,20$ como densidad del hormigón ciclópeo de relleno de celdas.

El empuje del relleno es función de los ángulos de rozamiento interno y de rozamiento entre terreno y pared. En principio, fijaremos éstos en los valores:

Angulo de rozamiento interno: $\varphi = 40^\circ$.

Rozamiento entre terreno y pared: $\delta = \frac{\varphi}{3} = 13^\circ 20'$.

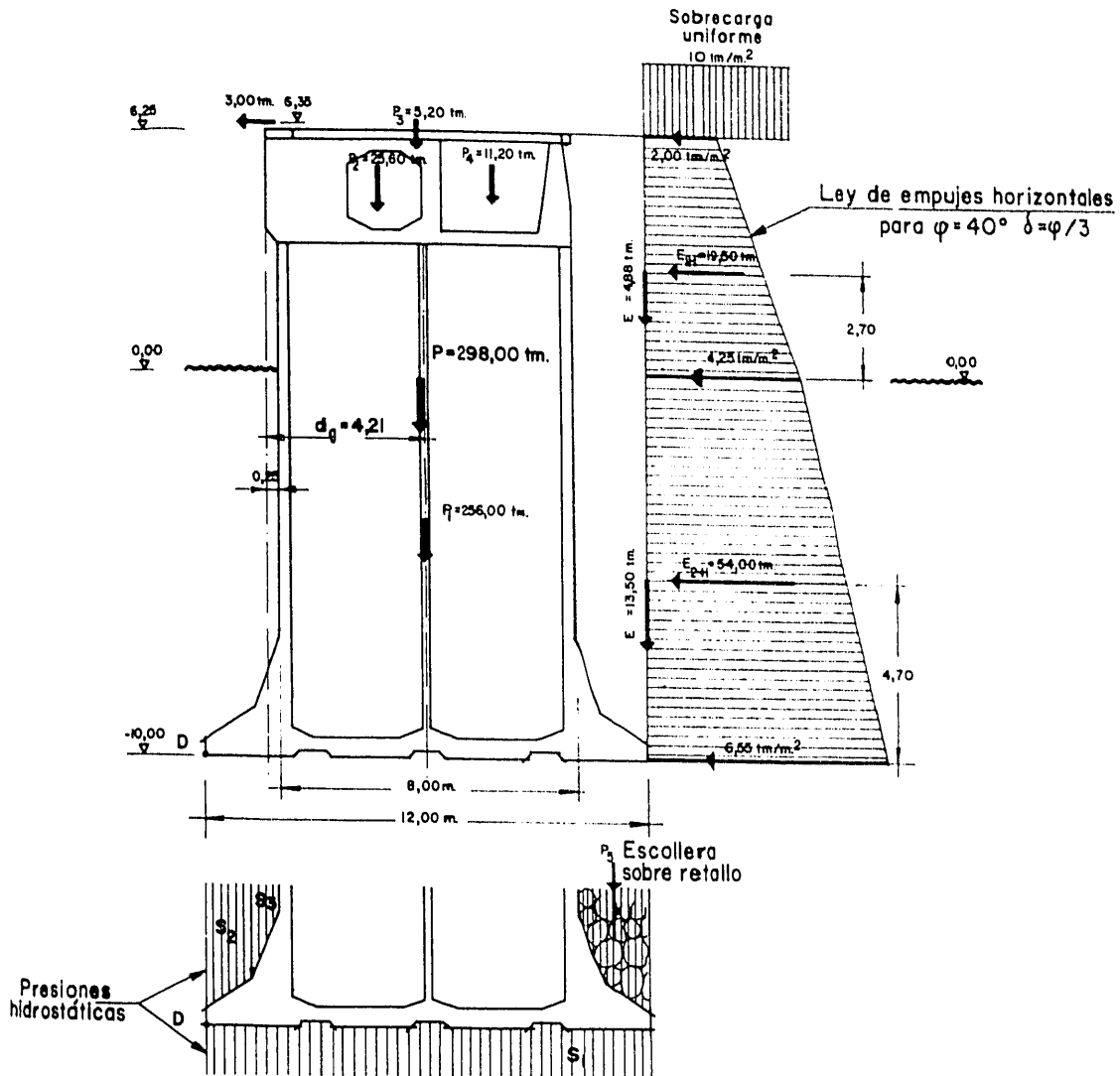


Fig. 4.^a—Esquema de esfuerzos actuando sobre el cajón por metro de anchura. Caso A, en bajamar.

Peso específico aparente: $\gamma = 1,80 \text{ Tm./m}^3$.

Indice de huecos: $n = 0,35$.

Peso aparente terreno embebido: $\gamma' = \gamma - 1 + n = 1,15 \text{ Tm./m}^3$.

Con los valores de φ y δ señalados, para un terreno horizontal y un muro vertical, los coeficientes activos de empuje son iguales a 0,20 (para los horizontales) y 0,05 (para los verticales), con los cuales obtenemos la ley de empujes y resultantes de la figura 4.^a, suponiendo que la sobrecarga uniformemente repartida es de 10,00 toneladas métricas/metro cuadrado.

Además de las acciones enunciadas, hay que considerar las siguientes:
 El tirón del bolardo, 3,00 Tm./m.
 La resultante de las subpresiones en la base, de valor 85,15 Tm.
 El peso de la escollera que descansa en el retallo de la base, iguala a: 42,60 Tm.
 A las acciones enunciadas podemos encontrar la resultante vertical sobre la base del cajón (solera a - 10,00 m.), tomando momentos respecto a la arista *D* del cajón y formamos el cuadro adjunto:

C O N C E P T O	FUERZA Tm.	BRAZO m.	Momento (m. Tm.) estabilizador Volcadero
Peso propio del cajón: $P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$	298,00	5,96	+ 1176
Subpresión: $S_1 + S_2 + S_3$	85,15	6,00	- 511
Escollera sobre el retallo: P_5	42,60	11,00	+ 469
Empuje horizontal: E_{1H}	19,50	12,70	- 248
Empuje horizontal: E_{2H}	54,00	4,70	- 254
Empuje vertical: E_{1V}	4,88	10,00	+ 49
Empuje vertical: E_{2V}	13,50	10,00	+ 135
Tirón del bolardo.	3,00	16,35	- 49
Suma	273,83 (vertical)	5,00 deducido)	+ 1367

Con lo cual las cargas unitarias en la base del cajón son iguales a:

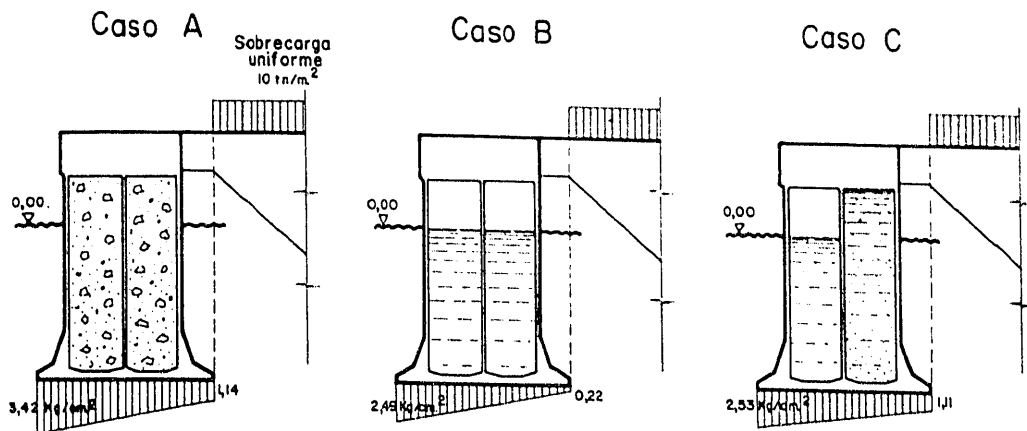
$$\sigma = \frac{273,83}{12,00} \left(1 \pm \frac{6 \times 1,00}{12,00} \right) \text{ compresión de } 34,2 \text{ Tm./m.}^2 \text{ compresión de } 11,4 \text{ Tm./m.}^2$$

2. Presiones en función de la naturaleza del relleno de las celdas.

En el párrafo anterior hemos determinado las presiones sobre el cimiento para el caso A (celdas rellenas de hormigón). En los casos B y C el método sería el mismo llegando a los resultados siguientes:

	CASO B	CASO C
Fuerza vertical resultante	126,53	218,33 Tm.
Momentos estabilizadores resultantes	701,00	1 141,00 m. Tm.
Excentricidad respecto a <i>D</i>	4,32	5,22 m.
Presión lado mar	24,90	25,30 Tm. m.
Presión lado tierra	2,20	11,10 Tm. m.

En la figura 5.^a hemos dibujado un esquema con los resultados obtenidos. Aún cuando el caso B origina presiones menores en la cimentación; el caso C, en el que el relleno de las celdas contrarresta en parte el empuje del terreno, es el que proporciona una diferencia menor entre las presiones en las aristas de la base y, por ello, con el que se conseguirán los asientos más uniformes.



A. - Celdas rellenas de hormigón.

B. - Celdas rellenas de agua en comunicación con la bahía.

C. - Celdas anteriores rellenas de agua en comunicación con la bahía y posteriores incomunicadas y rellenas de agua y arena.

Fig. 5.^a — Variación de las presiones sobre el cimienta en función de la naturaleza de los rellenos de las celdas en bajamar.

3. Presiones en función de los niveles de marea.

Consideraremos tres hipótesis distintas de niveles de marea:

a) Nivel de la bajamar (B. M. V. E.) en ambos paramentos.

b) Nivel a la cota 0,00 en el paramento lado mar y a la cota 1,00 en el opuesto.

c) Nivel de la pleamar (P. M. V. E.) en ambos paramentos.

La hipótesis b) tiene su fundamento en el retraso con el que el agua del relleno

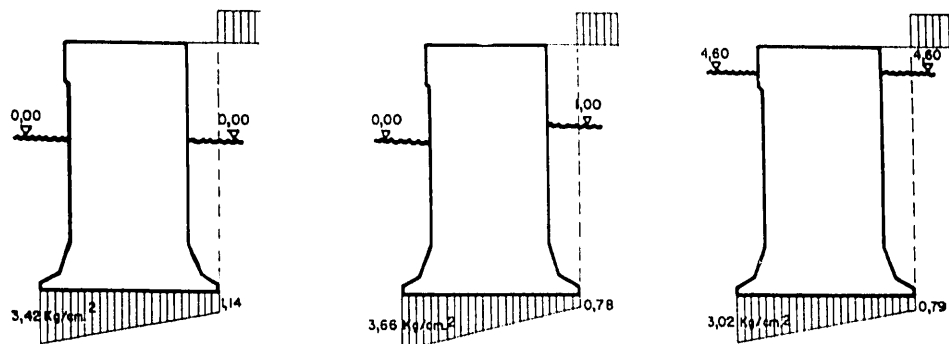


Fig. 6.^a — Variación de las presiones sobre el cimienta en función de los niveles de marea o desniveles entre paramentos. Caso A.

sigue los movimientos alternativos de la marea. Hemos supuesto que este retraso puede originar un desnivel de 1,00 m. aun cuando normalmente este desnivel sea prácticamente nulo gracias a las juntas entre cajones, que quedan sin rellenar y tienen una anchura de unos 25 cm. Para encontrar las cargas en el cimientto basta superponer a las acciones de la figura 4.^a el incremento de presión hidrostática sobre el paramento del trasdós y el incremento de la subpresión.

En la hipótesis *c*) cambia la ley de empujes del terreno, a causa de la menor densidad aparente de los terrenos sumergidos. Cambia el valor de la subpresión y el peso de la escollera sobre el retallo.

En la figura 6.^a aparecen los resultados obtenidos en cada hipótesis.

4. Presiones en función del calado de los muelles.

En este apartado estudiaremos la variación de las cargas sobre el cimientto, en función del calado, para el caso A, y suponiendo constante e igual a 12,00 la anchura de la solera del cajón. Además del calado de 10,00 m. en B. M. V. E., estudiaremos los nuevos calados de 11,50 m. y 13,00 m. en bajamar.

La ley de empujes en estos casos hay que prolongarla de acuerdo con la mayor altura de tierras. Los pesos propios hay que incrementarlos en el suplemento de altura correspondiente a los nuevos calados. También las subpresiones aumentan al igual que el peso de la escollera sobre el retallo. Todos los valores encontrados constan en la figura 7.^a, en la cual, de forma cómoda, se ve la variación de la ley de presiones en el cimientto en función del calado y para una anchura de solera de valor constante. No se adjuntan los cálculos, que son de fácil determinación pero que harían engorrosa la lectura del presente estudio.

5. Presiones en función de las características del relleno del trasdós del muelle.

Consideraremos tres ángulos de rozamiento distintos para el terreno del trasdós del muelle (35°, 40° y 45°, respectivamente) y en cada uno de estos tres casos, consideraremos dos valores para el rozamiento entre el terreno y el hormigón (el tercio y los dos tercios del rozamiento del terreno).

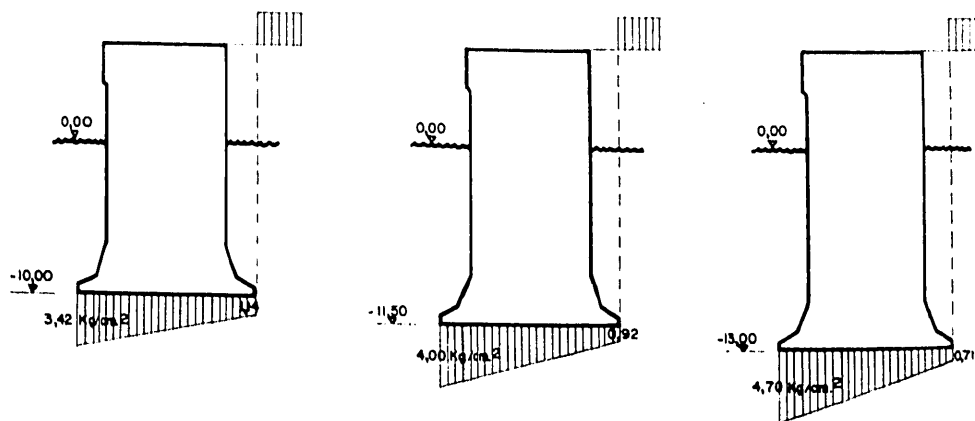


Fig. 7.^a—Variación de las presiones sobre el cimientto en función de calado de los muelles. Caso A. en bajamar.

La naturaleza del terreno que hayamos vertido (escollera, relleno seleccionado, etcétera), y la configuración del paramento del cajón (rugoso con cintones horizontales, etc.), nos harán decidirnos por la correspondiente pareja de valores.

Los coeficientes de empuje activo horizontal y vertical, varían en función de φ y δ . El método de cálculo sería el mismo señalado. No sufren variación el peso del cajón, la subpresión, el peso de la escollera sobre el retallo y el tirón del halar. En la figura 8.^a se han esquematizado los valores finales.

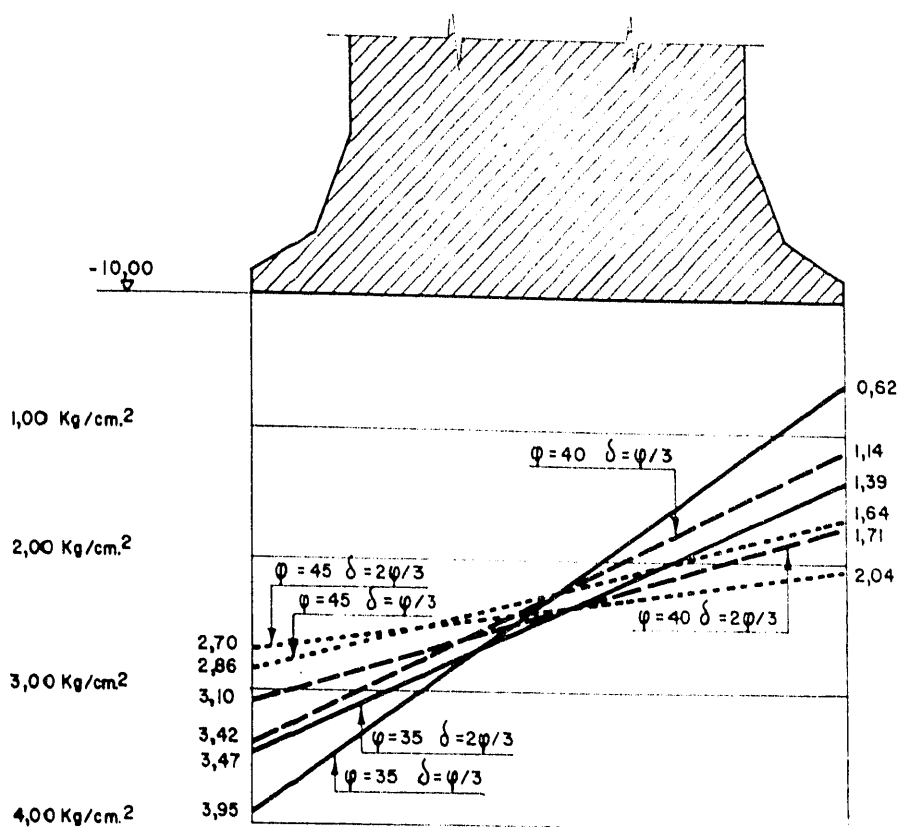


Fig. 8.^a—Variación de las presiones sobre el cimiento en función de las características del terreno y su rozamiento sobre las paredes. Caso A, en bajar.

ESTABILIDAD DE LA OBRA AL DESLIZAMIENTO CIRCULAR

1. Método seguido.

Más importancia que las presiones sobre el cimiento tiene en este tipo de obras la estabilidad al deslizamiento a lo largo de superficies circulares o no circulares. La estabilidad del muelle viene representada fielmente por el coeficiente de seguridad encontrado para este tipo de deslizamiento.

Con objeto de sistematizar los cálculos nos hemos decidido por superficies circulares y dentro de los diversos métodos de comprobación por el método del planímetro, en el cual se supone que las rebanadas limitadas por planos verticales son independientes en su movimiento y que entre ellas no hay transmisión alguna de esfuerzo

(figura 9.^a). Esta hipótesis es cierta en la zona ocupada por el cajón (puesto que en caso de deslizamiento todo el cajón lo haría en su conjunto), no es cierta en la rebanada

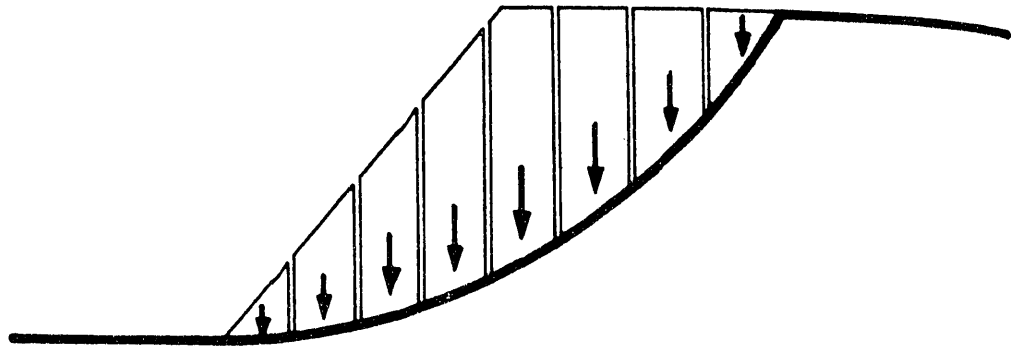


Fig. 9.^a—Hipótesis fundamental al del método del planímetro.

nada en contacto con el cajón y es más o menos discutible en las restantes rebanadas. El hecho de habernos decidido por este sistema es la facilidad de sistematizar los cálculos y sirve, como cualquier otro, para ver las diferencias relativas de estabilidad entre las distintas superficies circulares.

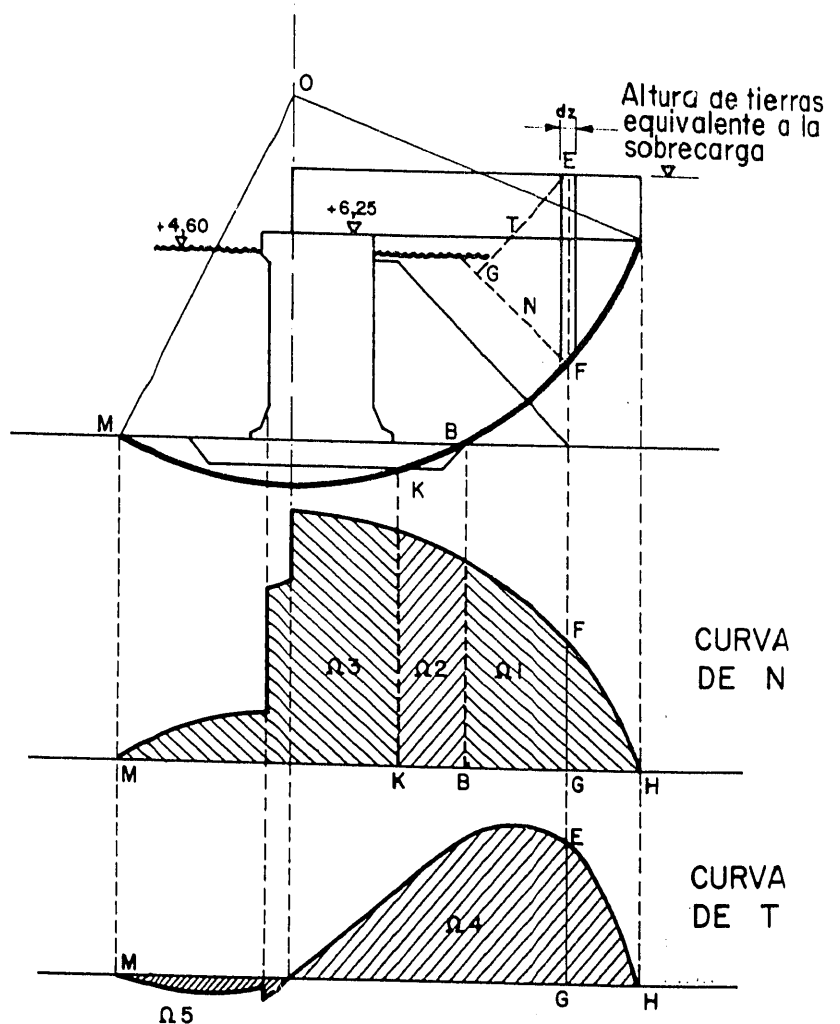


Fig. 10.—Procedimiento del método del planímetro en la comparación de la estabilidad al vuelco a lo largo de superficies circulares.

Con esta hipótesis, supuesta una rebanada cualquiera del terreno, de anchura dz (fig. 10), la reacción del terreno será igual al peso de dicha rebanada. Esta reacción tendrá dos componentes, una tangencial T , que favorece al deslizamiento y una normal N , que multiplicada por el rozamiento se opone al mismo.

Favorece el deslizamiento $T \cdot dz = \gamma \cdot GE \cdot dz$.

Se opone $N \cdot t_g \varphi \cdot db = \gamma GF \cdot t_g \varphi \cdot dz$.

Gráficamente, llevando a partir de una horizontal las alturas GE y GF , podríamos dibujar unas curvas de componentes tangenciales y normales, y en el caso de que el círculo atravesase terrenos de distintas características, dividiríamos la curva de las N según indicamos en la figura 10.

Recordando, finalmente, que favorece la estabilidad la cohesión a lo largo de la línea de rotura y designando por Ω_i cada una de las áreas de las curvas de presiones, el coeficiente de seguridad adopta la expresión de:

$$\frac{C \cdot L + \gamma \cdot \Omega_1 \cdot t_g \phi_1 + \gamma \cdot \Omega_2 \cdot t_g \phi_2 + \gamma \cdot \Omega_3 \cdot t_g \phi_3 + \gamma \cdot \Omega_5}{\Omega_4}$$

El valor de la densidad aparente es el mismo para el dibujo de las curvas (aún cuando en la realidad pudiera tener valores distintos, según las capas del terreno), ya que incluso la sobrecarga debe reducirse a altura de tierras, de la densidad γ que hayamos elegido como tipo.

2. Círculos estudiados.

Un círculo queda definido por las coordenadas del centro y por su radio, es decir, tiene tres grados de libertad. Como es necesario hallar el círculo pésimo para la comprobación de la estabilidad, hay que sistematizar el estudio de forma que lo podamos encontrar con alguna facilidad.

En primer lugar, se han considerado los círculos que pasaban por la arista B (figura 10). Para ello hemos supuesto los centros situados en cuatro planos verticales distintos.

Plano del cajón.

Plano a 2,00 m. del cantil hacia el mar.

Plano a 2,00 m. del cantil hacia el relleno.

Plano a 4,00 m. del cantil hacia el relleno.

Elegida una cualquiera de estas líneas de centros, por tanteos se determina el círculo más favorable de los que pasan por el punto B . De esta forma hemos obtenido cuatro círculos cada uno el más desfavorable de su serie (fig. 11).

Los círculos profundos, tangentes a la roca (fig. 12), son a la vez los más desfavorables de todos aquellos que tienen sus centros en las verticales a 4,00, 6,00 y 8,00 m., respectivamente, del cantil del muelle.

Quedaría el estudio incompleto, sin el análisis de los círculos de pie, es decir, los que pasan por el pie del cajón, lado relleno.

Hemos considerado cinco planos de centros:

Plano a 8,00 m. del cantil, hacia el mar.

Plano a 6,00 m.

Plano a 4,00 m.

Plano a 2,00 m.

Plano del cantil.

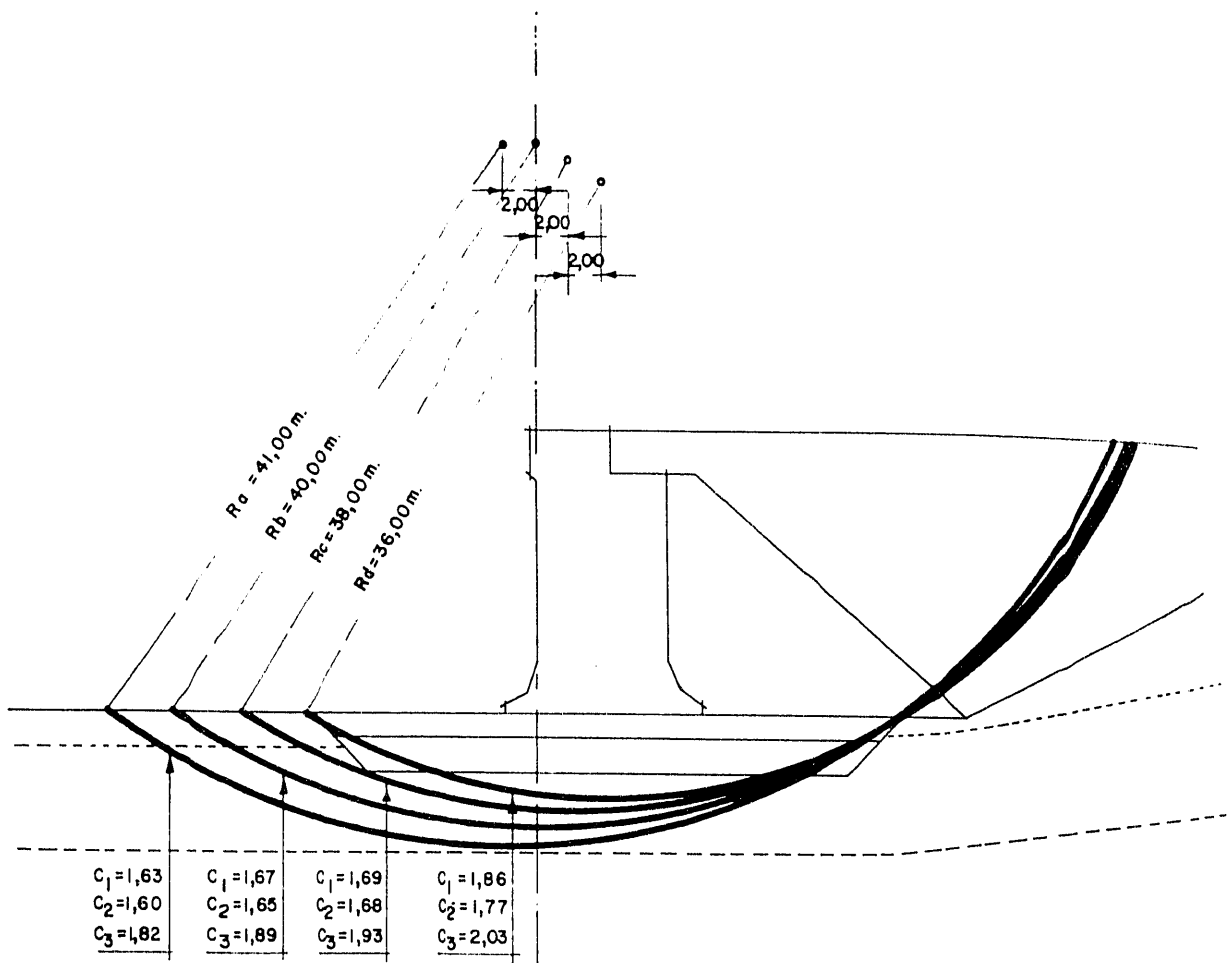


Fig. 11.— Coeficientes de seguridad en círculos intermedios.

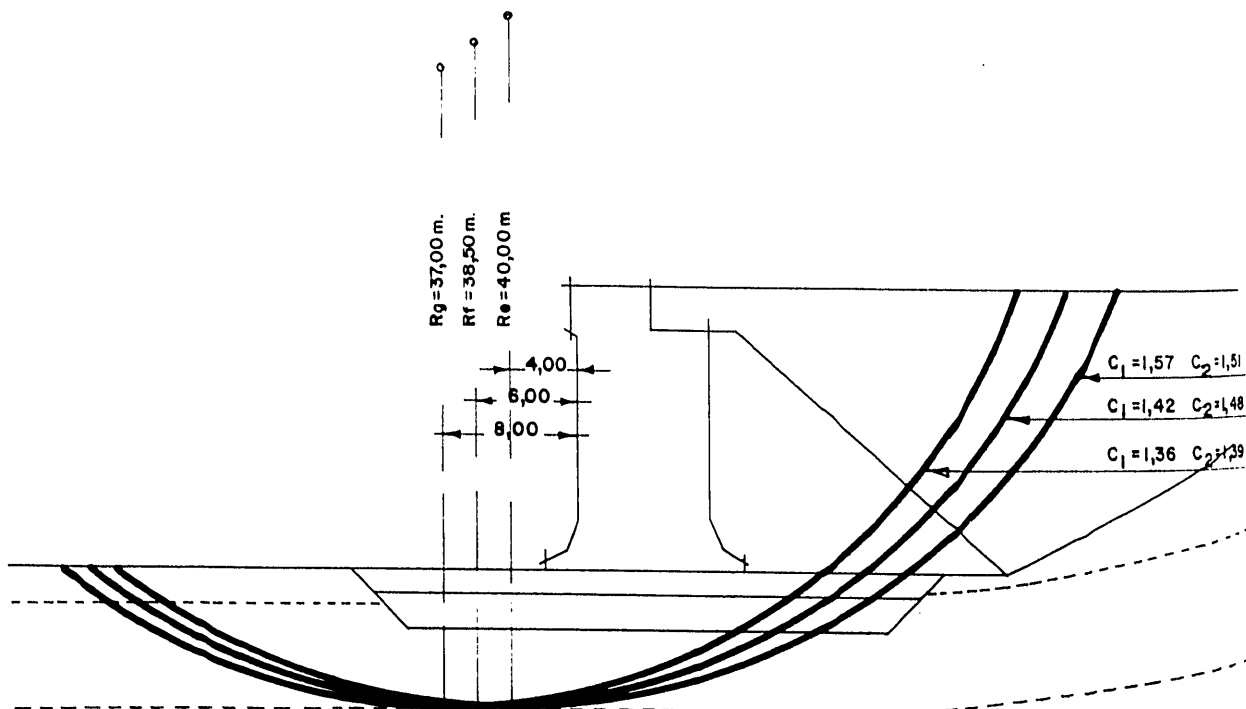


Fig. 12.— Coeficientes de seguridad en círculos profundos.

Y en cada una de estas series se han hecho constar solamente los dibujos del pé-
simo (fig. 13).

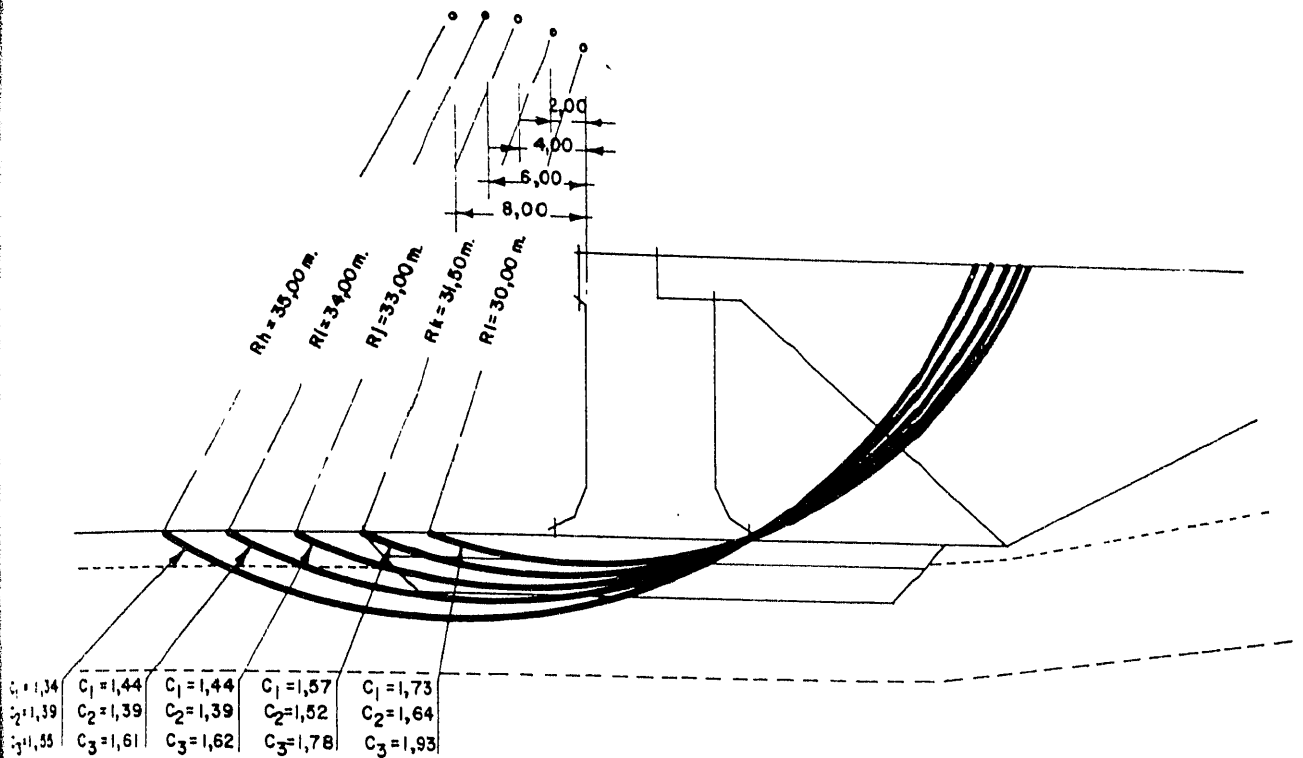


Fig. 13. — Coeficientes de seguridad en círculos de pie.

3. Características de los terrenos atravesados por los círculos.

En las figuras 11, 12 y 13, aparecen dibujados los círculos intermedios, profun-
dos y los de pie mencionados anteriormente. En cada uno de ellos se ha determinado
el coeficiente de seguridad en tres hipótesis distintas, que son:

Hipótesis 1.^a — Marea pleamar. Sobrecarga hasta el cantil del muelle. Roza-
miento de 40° para las escolleras del trasdós y de cimentación. Rozamiento de 30°
para la arena de cimentación y para el terreno de transición. Para los fangos, roza-
miento de 20° y cohesión nula.

Hipótesis 2.^a — Id. id., que la anterior, disminuyendo el valor de la sobrecarga
uniforme en los primeros 20,00 m. de muelle a $2,00 \text{ Tm./m.}^2$.

Hipótesis 3.^a — Para cada círculo la más desfavorable de las dos anteriores, au-
mentando los rozamientos a 45° y 33° , respectivamente (en lugar de 40° y 30°).

Respecto a las densidades, tanto la sobrecarga como el peso de terreno seco (por
encima de la cota 4,60 m.) se ha reducido a altura de tierras sumergidas para faci-
litar el dibujo de las curvas de presiones.

En los puntos del relleno, recordando que las densidades consideradas han sido:

$$\gamma (\text{seco}) = 1,80 \text{ Tm./m.}^3; \quad \gamma (\text{embebido}) = 1,15 \text{ Tm./m.}^3;$$

la altura de tierras equivalente a la sobrecarga, será:

$$h = 4,60 + \frac{1,65 \times 1,80}{1,15} + \frac{10,00}{1,15} = \text{cota} + 15,90 \text{ metros,}$$

Los coeficientes de seguridad consignados en las diversas figuras nos indican la estabilidad al deslizamiento a lo largo de las diversas y posibles superficies de vuelco, la variación del coeficiente al pasar de unas a otras y dentro de una superficie dada, la variación del coeficiente en función de la posición de la sobrecarga y de las características del terreno.

ALGUNAS CONSIDERACIONES IMPORTANTES

El artículo no quedaría completo si no dedicásemos unas líneas para hablar de un importante problema de la consolidación de los fangos, de los asentamientos previsibles de las obras y de la durabilidad del hormigón a la acción de las aguas del mar, puntos que describimos someramente.

1. Consolidación de los fangos.

Recordamos que en los fangos, la envolvente de los círculos de Mohr, obtenida en los ensayos triaxiales, es aproximadamente una recta, cuya ordenada es el origen de la cohesión y con inclinación igual al rozamiento. La resistencia al corte viene dada por la expresión:

$$\tau = C + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi.$$

Esta fórmula es cierta en ensayos lentos de laboratorio, o en terrenos completamente consolidados. Cuando se analizan probetas de arcillas, los resultados son función de la rapidez del ensayo, es decir, dependen de que se haya o no obtenido consolidación en las probetas, es decir, la arcilla se comporta en los ensayos rápidos como si poseyese un ángulo de rozamiento nulo o muy pequeño.

Recordamos que la razón es la que sigue. Si tenemos un terreno consolidado a una presión dada, e incrementamos bruscamente esta presión, este incremento es soportado, en principio, por el agua intersticial, que poco a poco irá escapando por los poros y al final del proceso, el incremento de presión habrá pasado a ser transmitido al esqueleto sólido del suelo, es decir, a los granos. Solamente al llegar a este punto cabe hablar del rozamiento e introducirlo en las fórmulas. Se precisa, por ello, determinar en el laboratorio, mediante el análisis de muestras inalteradas, la curva de consolidación respecto al tiempo. Teniendo en cuenta que los tiempos de consolidación son proporcionales a los cuadrados de los espesores de los estratos, en función de la curva de consolidación se puede determinar el tiempo preciso para alcanzar en los fangos un determinado porcentaje de la consolidación total. Solamente al final de la consolidación se podrá tomar el rozamiento de los fangos para el cálculo de la seguridad al deslizamiento circular, y hasta ese estado, los rozamientos a introducir en las fórmulas serían valores equivalentes y, por supuesto, menores que los indicados por el laboratorio en muestras consolidadas.

En el caso de la figura 1.^a, los dragados hacen desaparecer casi por completo una capa de fangos, cuya consolidación se consigue a lo largo del proceso constructivo. Esta ejecución escalonada de las obras marítimas es la que permite consolidaciones parciales de importancia en los estratos y es la que ha evitado catástrofes por deslizamiento que de otra forma se hubieran producido sin duda alguna.

2. Asientos.

La curva edométrica es la que relaciona las presiones de un terreno con los índices de poros. El asiento de un determinado estrato se calcula fácilmente en función de esta curva y por superposición de los asientos de los diferentes estratos el asiento total de la obra.

En este tipo de obra se suelen observar mayores asientos en la arista del cajón junto al relleno que en la arista lado mar, a pesar de ser las presiones mayores en esta última. Ello es debido al proceso constructivo, ya que este mayor asiento lo origina la escollera vertida, que produce cargas y asientos en su base cuando los empujes sobre el paramento del cajón son de pequeña consideración.

A título de orientación indicamos que en un muelle del tipo C y con un terreno bastante parecido al esquematizado en la figura 1.^a, en el puerto de Pasajes hemos encontrado los siguientes asientos:

Paramento del cantil del muelle, asientos entre 5 y 15 cm.

Paramentos del trasdós, asientos entre 20 y 35 cm.

Coronación del cajón, desviación hacia el relleno entre 10 y 15 cm.

3. Durabilidad del hormigón.

El agua del mar puede ejercer acciones destructivas sobre el hormigón, en diversas formas. El oleaje actúa de forma mecánica. El viento favorece la evaporación en las zonas emergidas, colaborando a la cristalización de sales que por su mayor volumen ejercen una acción disruptora. Los cambios alternativos de mojadura y secado, provocados por las mareas, favorecen la destrucción. Los organismos marinos pueden también afectar a las estructuras de hormigón armado. Finalmente, la corrosión de las armaduras lleva a una expansión y a favorecer los efectos mencionados.

El agua del mar actúa principalmente por su contenido en sulfato magnésico y en cloruro sódico. Estos elementos reaccionan con la cal libre del hormigón y dan origen a unas formaciones expansivas de sulfoaluminatos, que posteriormente se descomponen en una serie de elementos que carecen de propiedades hidráulicas.

Hay, pues, dos formas diferentes de hacer frente a la acción del agua del mar. Una de ellas, mediante el empleo de conglomerantes que liberen poca cal. La segunda sería la de ejecutar hormigones con una gran compacidad. De la primera forma se evita el ataque químico, con la segunda se evita el mismo ataque, pero de forma física, oponiendo una pantalla compacta a la penetración del agua del mar en el interior de la masa de hormigón.

Entre los conglomerantes que liberan poca cal en su hidratación se encuentran los cementos siderúrgicos (y entre ellos el sobre-sulfatado), los cementos puzolánicos y los naturales rápidos.

Pasando a la otra forma de resistir el agua del mar, indicaremos que para fabricar hormigones compactos, se deben utilizar mezclas sin exceso de agua, es decir, la necesaria para poder compactar bien, mediante los vibradores, con unas relaciones agua-cemento oscilando entre 0,50 y 0,55 y con contenido de conglomerantes entre los 350 y 400 Kg./m.³.

Conviene extremar la compacidad en las zonas bañadas por las mareas y tener siempre la precaución de que el recubrimiento de las armaduras sea al menos de 6 cm. Por todas las razones anteriormente expuestas, hemos considerado como solu-

ción más adecuada la de emplear una dosificación de 350 Kg./m.³ de Portland ordinario en el hormigón de cajones realizado en taller. Para el relleno de las celdas es más que suficiente el ciclópeo con la dosificación de 250 Kg. en la masa. El vibrado se prescribe para el hormigón en taller y la compacidad puede cuidarse, ya que el hormigonado tendrá lugar fuera del agua, en el taller, de cajones expresamente contruidos con este fin y con una vigilancia fácil de llevar a cabo.

R E S U M E N

El artículo hace referencia a la construcción de un muelle en el Puerto de Pasajes, a base de cajones de hormigón armado, cimentado sobre un lecho de arena y escollera, con las celdas rellenas de hormigón ciclópeo y con escollera vertida en el trasdós del muro.

Se estudian las cargas sobre el cimiento en cada uno de los casos siguientes:

- a) Según la distinta naturaleza del material de relleno de las celdas.
- b) Según las diferentes alturas de mareas o con desnivel entre los dos paramentos del cajón.
- c) Con aumento progresivo del calado y anchura constante de la base del cajón.
- d) En función de las características del terreno (ángulo de rozamiento) y de rozamiento entre terreno y hormigón.

Se estudia cuidadosamente la estabilidad de la obra ante el peligro de deslizamientos según superficies circulares, para lo cual se utiliza un método de comprobación que se presta a un estudio sistemático (método del planímetro). Con arreglo a dicho método se determinan los coeficientes de seguridad en una serie de círculos profundos, de pie e intermedios. Los coeficientes de seguridad en un círculo determinado se han calculado en tres hipótesis diferentes (variación de las características del terreno y de la posición de la sobrecarga).

Finalmente, se dedican unas líneas al problema de la consolidación de fangos a los asientos que sufre este tipo de obra y a la durabilidad del hormigón de los cajones.