

COMPARACION DE DOS TIPOS DE MUROS DE MUELLE

Por ENRIQUE VERA GONZALEZ

Ingeniero de Caminos

En este interesante trabajo se hace con todo detalle la comparación de los dos tipos de muros de muelle que más corrientemente se emplean en nuestros puertos.

I. Preámbulo.

1) INTRODUCCIÓN.

La mayoría de los muros de muelle construídos y que se construyen en España están constituídos por bloques de fábrica (casi siempre hormigón ciclópeo), prefabricados y colocados formando un muro continuo. En general, estos muros pueden agruparse en los dos tipos siguientes (figs. 10, 11 y 12):

Tipo A. — El paramento interior del muro es en talud, es decir, los bloques de las hiladas inferiores tienen un tizón francamente mayor que los de las hiladas superiores.

Tipo B. — Los bloques de todas las hiladas tienen un tizón igual o casi igual; los dos paramentos son paralelos o casi paralelos; como el paramento exterior suele tener talud, resulta que el paramento interior es en desplome.

En los puertos del Norte de España se han empleado, y se emplean, casi exclusivamente los muros del tipo A (1); los del tipo B se han utilizado bastante en el Mediterráneo. Sin embargo, la razón de esta diferencia de criterio no es el que exista o no una determinada carrera de marea, sino que parece deberse más bien a la preferencia de los proyectistas.

Vamos a comparar en este artículo los dos tipos de muro citados, refiriéndonos especialmente a las características fundamentales: coeficiente de seguridad y coste por metro lineal. Pero como la mayoría de los muros se cimentan sobre una base de escollera arrojada y enrasada por buzo, empezaremos por el estudio y cálculo de los muros así cimentados.

II. Bases para el cálculo de los muros de muelle cimentados sobre escollera.

2) ASIENTO DE UNA ESCOLLERA SOMETIDA A UNA CARGA VERTICAL.

La causa fundamental del asiento de una escollera sometida a una carga vertical es que las piedras que la forman encajan unas en otras, tanto más cuanto

(1) A veces, la hilada o hiladas inferiores no está constituida por una sola fila de bloques que ocupa todo el tizón, sino por dos o más.

mayor es la carga. La deformación elástica de las piedras es muy pequeña en relación con la causa antes indicada y la podemos despreciar; también creemos que en las escolleras corrientes puede prescindirse del desplazamiento de las piedras de las zonas más cargadas a las menos cargadas. A su vez, la razón principal del encaje de las piedras es que las aristas y vértices se rompen ligeramente, haciendo posible el descenso de las piedras; si éstas fueran indeformables e infinitamente resistentes, no habría posibilidad de encaje, descenso y asientos, por grande que fuera la carga. Quizá en algún caso, como en el de granos de arena más o menos redondeados y en los cantos rodados, puede aceptarse que tenga lugar una imbricación sin rotura de aristas, deslizando el grano y buscando otra posición. En las escolleras de cimentación no parece que deba tenerse en cuenta esta forma de imbricación; además, en caso de existir, es muy probable que con poca carga (quizá con el peso propio de la escollera al verterla) se consiga ya el equilibrio de imbricación y los siguientes asientos se deberán ya a descensos de piedras originados por roturas de aristas y vértices.

Se comprende lo difícil que es ahondar teóricamente el cálculo de los asientos; sin embargo, vamos a intentar hacerlo, aunque los resultados a que lleguemos sólo sirvan como orden de magnitud y a efectos comparativos.

Entre las infinitas posiciones que podemos considerar entre las piedras, vamos a limitarnos a las dos representadas en la figura 1^a. Supondremos que el contacto de las piedras tiene lugar entre un plano y el vértice de una pirámide; esta simplificación es bastante lógica debido a que las piedras extraídas de cantera son, en general, de forma más o menos poliédrica.

Posición A. — En el caso A de la figura 1^a, tendremos:

Al actuar la carga, la punta de la piedra se romperá en una altura e y se formará una superficie de apoyo s . Podemos admitir $s = k_1 e^2$; el coeficiente k_1 para cada piedra sería muy variable, pues dependerá de que la punta sea más o menos aguda; pero para escolleras del mismo tipo, su valor medio será bas-

tante constante y provisionalmente supondremos que es del orden de 4.

La carga que transmitirá la piedra será $s R$, siendo R la carga de rotura a compresión de la roca.

Si la sección horizontal media de la piedra es S , y la presión, por superficie aparente, en la escollera es q , la piedra transmitirá una carga $k_2 s q$, siendo k_2 un coeficiente mayor que la unidad, que dependerá

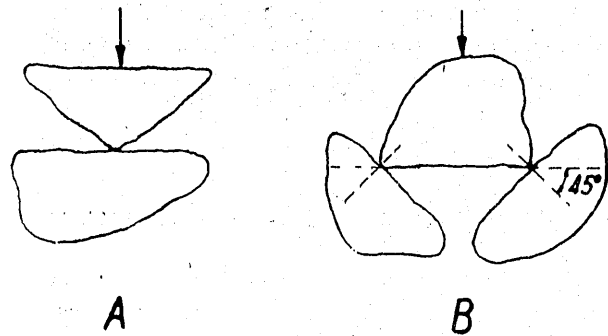


Figura 1.^a

de la forma de las piedras y de la proporción de huecos; en principio, adoptaremos un valor medio de 2.

Igualando las cargas que transmite la piedra, tendremos:

$$s R = k_2 S q.$$

La sección media de la piedra S y su altura h , estarán relacionadas por una expresión de la forma $S = k_3 h^2$, siendo k_3 un coeficiente que supondremos del orden de 1.

Para la altura h , que corresponde aproximadamente a una capa de piedra de esa altura, el asiento será e ; para una altura de escollera H , el asiento será:

$$a = e \frac{H}{h}.$$

Suponiendo que en toda la altura H la presión q es constante, se deduce de las expresiones anteriores que el asiento total será:

$$a = \sqrt{\frac{k_2 k_3}{k_1}} \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{R}} H = k_4 \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{R}} H.$$

Con los valores adoptados antes para los coeficientes k_1, k_2, k_3 , el de k_4 será 0,7.

Posición B. — En el caso B de la figura 1.^a tendremos: Si la piedra desciende e , las puntas se rompen a una altura 0,7 e .

La superficie de apoyo en cada punta será $s = k_1 (0,7 e)^2$, pudiéndose, en principio, tomar para k_1 el mismo valor adoptado antes, es decir, 4.

La carga vertical que transmite cada punto será 0,7 $s R$; las dos puntas transmitirán 1,4 $s R$.

Por lo dicho en el caso anterior, tendremos:

$$1,4 s R = k_2 S q;$$

$$S = k_3 h^2.$$

El asiento total será:

$$a = \sqrt{\frac{1,4 k_2 k_3}{k_1}} \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{R}} H = k_4 \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{R}} H.$$

Con los coeficientes k_1, k_2, k_3 , antes adoptados, el valor de k_4 será 0,84.

Si en lugar del ángulo de 45° consideramos otro menor, el valor del coeficiente sería mayor.

Es decir, en todos los casos obtenemos la misma expresión del asiento: podemos adoptar como coeficiente medio $k_4 = 0,80$, aunque, como puede observarse, la deducción teórica de este coeficiente es de mucha menos garantía que la forma de la expresión.

Si englobamos R dentro del coeficiente, el asiento será:

$$a = k_5 \sqrt{q} H.$$

Midiendo las presiones en Tn./m.², tomando $k_4 = 0,80$ y considerando una resistencia a la rotura de la roca de 6.400 Tn./m.², el valor de k_5 será 0,01.

La expresión obtenida para el asiento como función parabólica de la carga es bastante aceptable para valores no muy grandes de la presión q , pero para grandes cargas ocurrirá que, al irse rompiendo puntas y aristas, no sólo aumentan las superficies de apoyo, sino que se ponen en contacto nuevos puntos de apoyo, por lo que los asientos deberán ser menores. En este caso, una expresión de tipo logarítmico como:

$$a = k_6 H \log \frac{q + k_7}{k_7},$$

parece que se acomodaría más a la realidad, ya que con ella los asientos, para grandes cargas, son menores que los dados por la ley parabólica.

Sin embargo, la ley parabólica tiene la ventaja de que sólo hay que determinar un parámetro y no dos, como en la logarítmica, y sobre todo que con ella, como veremos más adelante, pueden obtenerse

expresiones más sencillas de los asientos y giros en una escollera en la que la presión no es constante, sino que varía con la profundidad. Por otra parte, la diferencia entre las dos expresiones es relativamente pequeña, incluso para valores de q del orden de 200 Tn./m.², que son las mayores a que suele llegarse en las escolleras; además, con la ley parabólica estamos del lado de la seguridad. En el estudio comparativo que vamos a hacer en este artículo, la discrepancia tiene aún menos importancia.

La expresión del asiento, por comodidad, puede ponerse en la forma:

$$a = 0,01 K_1 \sqrt{q} H.$$

El valor de K_1 dependerá de la clase de roca y forma de las piedras, y deberá determinarse experimentalmente. En principio, su orden de magnitud puede deducirse de las consideraciones siguientes:

1.^a Con los valores adoptados antes, el valor de K_1 es 1.

2.^a En primera aproximación, parece lógico asimilar la escollera a la arena y aplicar los resultados obtenidos al estudiar la variación que experimenta la relación de vacíos en la arena sometida a presión creciente. La ley que sigue la relación de vacíos se considera logarítmica, pero para los valores corrientes puede sustituirse por la parabólica; la disminución de esa relación es entonces proporcional a la raíz cuadrada de la presión. En algunos experimentos, al parecer de bastante garantía, realizados con arena, se han obtenido los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \text{Para } q = 0; & \quad r_0 = 1,2. \\ \text{Para } q = 100 \text{ Tn./m.}^2; & \quad r_0 = 0,95. \end{aligned}$$

Como el asiento unitario es

$$\frac{a}{H} = \frac{r_0 - r}{r_0 + 1},$$

el valor del coeficiente K_1 sería 1,1.

Para la escollera, en que la relación de vacíos inicial suele ser menor que la antes indicada para las arenas, el valor de K_1 deberá ser menor.

3.^a Del estudio de algunos casos de asientos y giros de muros de muelles, parece deducirse que K_1 debe ser de 0,8 a 1,1.

En resumen tendremos:

$$a = 0,01 K_1 \sqrt{q} H,$$

siendo a el asiento, H la altura de la escollera, q la presión en Tn./m.² y K_1 un coeficiente que provisionalmente y poniéndonos probablemente del lado de la seguridad consideremos comprendido entre 0,8 y 1.

En todo lo anterior, hemos despreciado el peso propio de la escollera; pero puede hacerse así por su poca importancia, por influir únicamente antes de cargar el muro y porque, debido a su uniformidad, no hay que tenerle en cuenta en la cuestión más importante que trataremos, que es el giro de los muros.

Cuando la presión no es constante con la altura, sino que es función de ésta, el asiento total será:

$$a = 0,01 K_1 \int_0^H \sqrt{q} dh.$$

3) GIRO DE UN MURO CIMENTADO SOBRE ESCOLLERA.

La compresibilidad de la escollera de cimentación del muro origina que, al ser sometida a las cargas, se produzcan asientos. Estos, en sí, no suelen tener mucha importancia y además pueden remediarse suplementando las fábricas.

Mucha mayor trascendencia puede tener la diferencia de asientos entre los puntos desigualmente cargados, ya que, debido a ella, se produce un giro en el muro. Para calcular los asientos y giros, haremos las siguientes hipótesis:

Supondremos una distribución trapezoidal de cargas como la indicada en la figura 2.^a, con ancho A y valores extremos q_1 y q_0 ; la carga total será, por tanto, $P = \frac{1}{2} (q_1 + q_0) A$ (1). Aceptaremos que la presión vertical en el punto T situado en la vertical de M a una profundidad h ; es la deducida de la teoría de

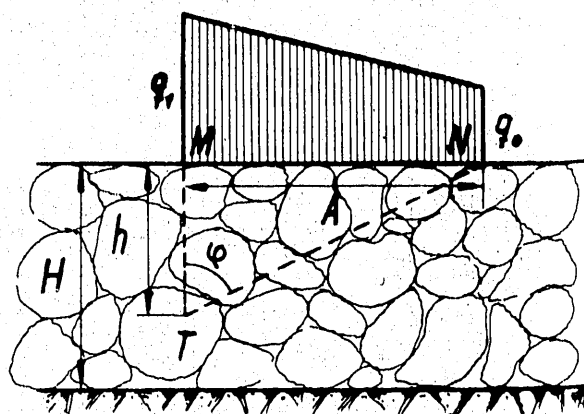
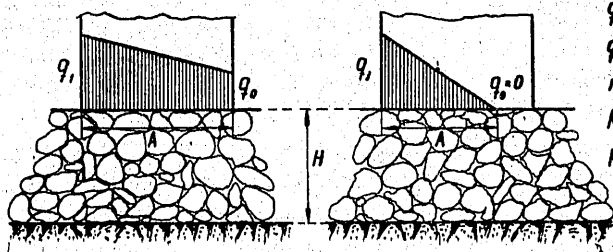


Figura 2.^a

(1) Esta distribución de cargas no se ajusta a la realidad; pero creemos que puede aceptarse en primera aproximación y a efectos comparativos.

Boussinesq; para este caso de distribución trapezoidal de la carga, la presión vertical es:

$$q = \frac{1}{\pi} [q_1 \varphi + q_2 \cos \varphi \operatorname{sen} \varphi].$$



q_1 = Presión en el borde mas cargado (T/m^2)

q_2 = Presión en el borde menos cargado

r = Relación de Presiones = $q_2 : q_1$

K_1 = Coeficiente de Compresibilidad $\approx 0.8 \alpha$

K_2 = Coeficiente deducido del Grafico

$$\text{Giro} = 0.001 K_1 K_2 \sqrt{q_1}$$

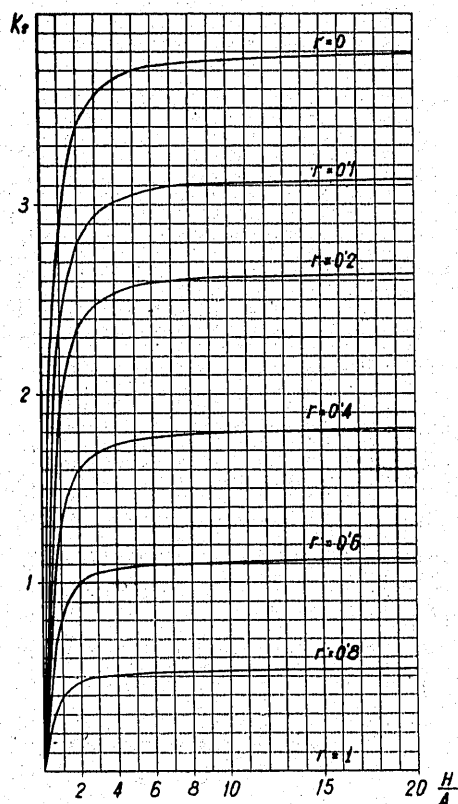
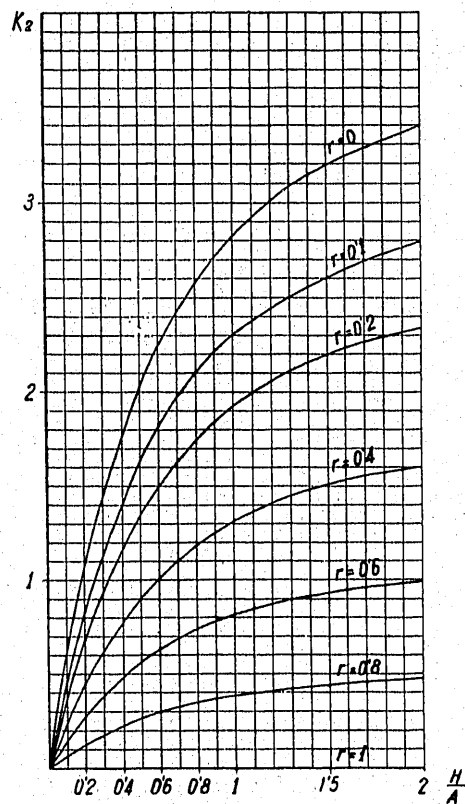


Gráfico General



Detalle

Fig. 3.^a — Giro de un muro de muelle, de bloques, debido a la compresibilidad de la escollera de cimentación.

Una expresión análoga tendríamos para los puntos situados en la vertical de N .

El asiento unitario en T será $0.01 K_1 \sqrt{q_1}$, tomando para q el valor antes indicado.

El asiento total del punto M será, como dijimos:

$$a = \int_0^H 0.01 K_1 \sqrt{q} dh,$$

Ese giro es una función de $\frac{H}{A}$, $\frac{q_2}{q_1}$, q_1 y del coeficiente de compresibilidad K_1 ; hemos obtenido sus diversos valores para diferentes de $\frac{H}{A}$ y $\frac{q_2}{q_1}$, y así se han podido dibujar las curvas representadas en la figura 3.^a.

4) RESISTENCIA DE UNA ESCOLLERA A LA ROTURA.

Vamos a calcular el orden de magnitud de la resistencia de una escollera, es decir, determinar la presión p referida a la superficie aparente, con la cual se producen roturas substanciales en las piedras.

En principio, supondremos que las piedras llegan a romper por flexión, y de las infinitas posiciones posibles, elegiremos la indicada en la figura 4.^a.

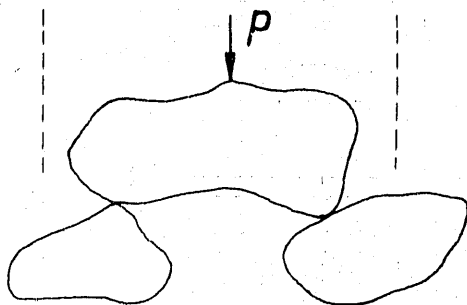


Figura 4.^a

Si la longitud media de la piedra es L , la luz media, es decir, la distancia entre los puntos de apoyo será $k_1 L$, siendo k_1 un coeficiente del orden de 0,8.

La altura media de la piedra será $k_2 L$; k_2 será bastante variable, pero podemos suponer que será del orden de 0,4.

El ancho medio de la piedra será $k_3 L$; supondremos que k_3 es del orden de 0,5.

Si R es la resistencia de la roca a flexión, tendremos:

$$\frac{1}{6} k_2^2 k_3 L^3 R = \frac{1}{4} k_1 L P.$$

Por otra parte, la superficie aparente afectada por la carga P será $k_4 L \times k_4 k_3 L$, siendo k_4 un coeficiente mayor que la unidad y que en principio estimaremos en 1,4. Si la presión por superficie aparente es p , tendremos:

$$P = k_3 k_4^2 L^2 p.$$

Igualando los valores de P :

$$p = \frac{2}{3} \frac{k_2^2}{k_1 k_4} R = k_5 R.$$

El coeficiente k_5 será difícil de determinar teóricamente y será preciso obtenerlo experimentalmente; con los valores antes supuestos el de k_5 , será 0,07. Si

tenemos una roca de resistencia a la flexión 400 kilogramos/cm.², la resistencia de la escollera sería de 28 Kg./cm.², y con un coeficiente de seguridad de 3, la carga admisible sería 9 Kg./cm.².

Probablemente antes de llegar a la carga de rotura de las piedras de la escollera, la presión estará limitada por los asientos y giros, que se hacen tan grandes que resultan inaceptables. Por ejemplo, con la presión de 28 Kg./cm.² antes indicada, el asiento unitario sería $0,01 \times 0,9 \times \sqrt{280} = 0,15$, que produciría asientos totales y giros demasiado elevados, aun teniendo en cuenta que las presiones disminuyen y se hacen más uniformes con la profundidad.

5) RESISTENCIA DE LA ESCOLLERA COMO MACIZO INCOHERENTE.

Aun antes de la rotura, puede fallar la escollera por haberse llegado a su límite de resistencia al esfuerzo cortante (no de las piedras, sino del macizo), con lo cual las piedras que la constituyen deslizan unas sobre otras; este desplazamiento y desmoronamiento tendrá lugar en la superficie exterior de la escollera, es decir, en la berma y talud. A diferencia del caso análogo de las arenas, en que la carga límite en el borde se considera prácticamente independiente del tamaño de los granos, en el caso de la escollera depende en gran medida del tamaño de los granos y también de su forma. Como el cálculo de la escollera como macizo incoherente presenta unos aspectos que ahora no nos interesan en este estudio comparativo, prescindiremos de él y supondremos que la berma, talud y tamaño de las piedras son tales que la escollera, considerada como material incoherente, resiste las presiones producidas por el muro.

III. Cálculo de los muros cimentados sobre escollera.

6) CONDICIONES DE SEGURIDAD DE UN MURO DE BLOQUES.

Un muro de muelle formado de bloques y cimentado sobre escollera tiene que satisfacer como mínimo las siguientes condiciones de estabilidad y resistencia (figura 5.^a):

- 1.^a Estabilidad al vuelco.
- 2.^a Resistencia al deslizamiento del primer bloque sobre la escollera.
- 3.^a Resistencia al deslizamiento profundo.
- 4.^a Resistencia de la escollera a compresión.

5.^a Resistencia de la escollera como material incoherente.

6.^a Resistencia de la fábrica de los bloques a la compresión y esfuerzo cortante (prácticamente, rotura por esfuerzo cortante).

7.^a Resistencia del primer bloque a la tracción por flexión.

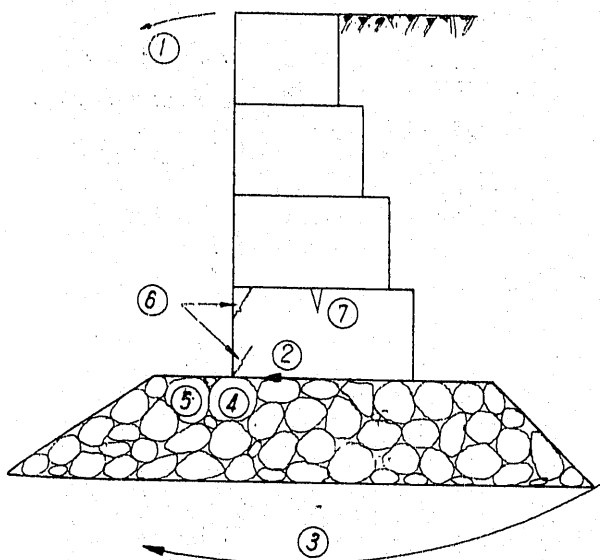


Figura 5.^a

Estas condiciones se refieren especialmente, como se indica en la figura, al primer bloque y a su apoyo sobre la escollera, es decir, a la base del muro. Además, y aunque en general es de menor importancia, habría que comprobar los otros bloques y sus juntas.

Aunque las anteriores condiciones deben cumplirse en cada caso, en el presente estudio prescindiremos de la tercera, suponiendo que las condiciones de resistencia del terreno son aceptables por haberse dragado la zanja de cimientos hasta la cota debida, y de la quinta, pues supondremos, como dijimos antes, que la berma, talud, tamaño y forma de la escollera son suficientes para evitar el desmoronamiento del talud y berma. También prescindiremos ahora de la condición segunda, pues en general suele cumplirse con exceso, y de la sexta, ya que suele cumplirse siempre que se cumpla la cuarta. En resumen, y salvo casos especiales, en el estudio comparativo a que nos limitamos en este artículo, sólo quedan como determinantes de la seguridad del muro las condiciones primera, cuarta y séptima; además, y simplificando aún más, supondremos (y este supuesto queda justificado en alguno de los ejemplos que expondremos, entre ellos el gráfico de la figu-

ra 7.^a) que prácticamente las condiciones primera y cuarta se cumplen casi simultáneamente, es decir, que la resistencia a compresión de la escollera se agota aproximadamente en el mismo momento en que falla la estabilidad al vuelco. Por tanto, sólo estudiaremos el comportamiento del muro respecto a las condiciones primera y séptima. La primera se refiere a la estabilidad al vuelco; ésta, a veces, se mide por el llamado coeficiente de estabilidad (1), pero es preferible medirla por el coeficiente de seguridad respecto a la situación crítica que luego estudiaremos. La séptima se refiere a la limitación de las tracciones en la fábrica del muro; se puede cumplir con la condición de que la resultante pase por el tercio central, pero creemos que es preferible sustituirla por el cálculo a la flexión del primer bloque.

7) MOVIMIENTOS INICIALES DE LOS MUROS.

Al ir construyendo el muro y colocando las sucesivas hiladas de bloques, se producen movimientos hacia atrás o hacia adelante a causa de la compresibilidad de la escollera; también en la operación de "planchado" (2) se pueden producir movimientos.

Prescindiendo de los asientos uniformes, que ahora no nos interesan, los giros que se producen hacen que la sección del muro resultante no sea la teórica proyectada, ya que, como las hiladas de bloques se colocan generalmente en la alineación debida, al haber algún giro en la hilada inferior, los retallos que resultan no son los proyectados (aparte, naturalmente, de los errores de ejecución); son mayores si el giro es hacia adelante y menores si es hacia atrás.

No es fácil calcular los giros producidos durante el "planchado"; éste debe hacerse colocando los bloques de planchado lo más delante posible, ya que en la parte exterior es donde luego se producirán más asientos; sin embargo, es difícil colocar el centro de gravedad de esos bloques mucho más hacia adelante del centro de gravedad de la sección de bloques definitivos; por eso supondremos que el "planchado" produce únicamente asientos uniformes; despreciaremos el giro que origina y aceptaremos que los giros del muro, antes y después del planchado, son iguales.

En resumen, prescindiremos de los detalles de las operaciones de colocación, rectificación y plancha-

(1) Coeficiente de estabilidad es la relación de los momentos resistente y volcador respecto al extremo exterior de la base.

(2) El "planchado" consiste en la colocación provisional de bloques encima de la última hilada definitiva, y tiene por objeto asentar lo más posible el muro para que después se produzcan movimientos menores, y para que, al construir la superestructura, no se agriete por nuevos asientos.

do, y supondremos que, después de construído el muro y antes de empezar a verter el relleno, el muro está de tal forma que su centro de gravedad está situado en donde estaría el correspondiente a la sección teórica proyectada; como dijimos antes, esto supone, aproximadamente, que los bloques y la superestructura se han colocado y construído en la alineación debida, prescindiendo de si los retallos resultantes son o no los proyectados. También aceptaremos que el giro inicial de la base del muro, después de la construcción y antes de ponerle en carga, es el correspondiente a la posición del centro de gravedad respecto a la base: será hacia adelante en los muros del tipo A y hacia atrás en los del tipo B.

8) SITUACIÓN CRÍTICA.

En los muros de muelle cimentados sobre escollera, al ir vertiendo el relleno y aplicando la sobrecarga y crecer por tanto el empuje, aumenta el asiento de la escollera en el borde exterior, el muro gira, el centro de gravedad se desplaza hacia delante, con lo cual se produce un nuevo descentramiento de la resultante, mayor carga en el borde exterior... y se va repitiendo el proceso hasta llegar a una posición de equilibrio; sin embargo, se comprende que a partir de un determinado empuje, ese proceso puede ser divergente y que se produzca el colapso y vuelco del muro sin nuevo aumento del empuje. Esta situación crítica que define, por tanto, la máxima resistencia del muro (si antes no ha habido otro límite por haber llegado al de resistencia de los bloques o de la escollera, o por giro excesivo) puede estudiarse en cada caso particular tomando a voluntad como variable la excentricidad de la resultante en la base el giro o la carga en el borde exterior.

Tomando la última variable indicada, vamos a determinar la situación crítica de un muro cuyas principales características se indican en la figura 6.^a. La componente vertical del empuje debe componerse con el peso del muro para hallar el valor de la fuerza vertical P y la posición del centro de gravedad.

Tomaremos como posición origen la que no produce giros, que corresponde, por tanto, a una distribución uniforme, es decir, rectangular, de cargas en la base. Entonces para una carga q_1 en el borde exterior, el giro del muro es $0,001 K_1 K_2 \sqrt{q_1}$, y el desplazamiento del centro de gravedad será:

$$c = 0,001 K_1 K_2 \sqrt{q_1} D.$$

La resultante pasa por los puntos M y N ; la distancia de M al borde exterior es:

$$b = \frac{A}{3} = \frac{2P}{3q_1}.$$

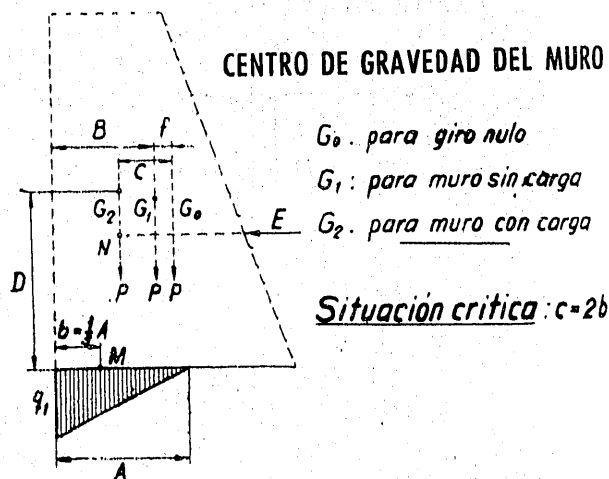


Figura 6.^a

La resistencia máxima del muro, definida por la situación crítica, corresponde al máximo de $B + f - (c + b)$, es decir, al mínimo de la expresión:

$$d = c + b = 0,001 K_1 K_2 \sqrt{q_1} D + \frac{2P}{3q_1}.$$

Fácilmente se obtiene que ese valor mínimo corresponde a:

$$q_1 = \left(\frac{4000 P}{3 K_1 K_2 D} \right)^{2/3},$$

para el cual:

$$d = 0,01 (3 K_1 K_2 D)^{2/3} \left(\frac{P}{2} \right)^{1/3}.$$

En la situación crítica:

$$b = \frac{1}{3} d; \quad c = \frac{2}{3} d; \quad A = d; \quad c = 2b,$$

es decir, el desplazamiento del centro de gravedad es el doble de la distancia del punto de paso de la resultante al borde exterior.

En las proximidades de la situación crítica la anchura de la superficie de apoyo es pequeña, por lo que $\frac{H}{A}$ no suele bajar de 3 ó 4; entonces, como se deduce de la figura 3.^a, K_2 vale aproximadamente 3,7.

Si además tomamos $K_1 = 0,9$, las expresiones anteriores que definen la situación crítica se convierten en:

$$q_1 = \left(400 \frac{P}{D} \right)^{2/3};$$

$$d = 0,01 (10 D)^{2/3} \left(\frac{P}{2} \right)^{1/3},$$

en las que las longitudes están en metros y los pesos en toneladas.

Así queda determinada aproximadamente la situación crítica; en cada caso particular podrá afinarse teniendo en cuenta el espesor de la escollera, el ancho A del apoyo y la compresibilidad de la escollera; en general, el resultado obtenido por las fórmulas anteriores será suficiente en las aplicaciones.

El máximo momento que soporta el muro será $M = P(B \pm f - d)$, pudiéndose en una primera aproximación despreciar f y tomar $M = P(B - d)$.

Al tratarse de una situación definida por un máximo, la resistencia del muro para valores de q_1 bastante alejados del valor antes determinado, será sólo ligeramente inferior a la máxima, es decir, bastante antes de llegar a la situación crítica (medida en valores de q_1 ó del giro), el muro está ya prácticamente en el límite de la resistencia: pequeños aumentos en el empuje producen grandes aumentos en el giro y en la carga en el borde exterior. Esto vamos a comprobarlo en un caso particular, p. ej. en el muro representado en la figura 7.^a, que es un caso puramente hipotético, ya que en la práctica no suelen construirse muros de este tipo: en este caso, la posición inicial (de giro nulo) coincide con la del muro sin carga, es decir, $f = 0$.

Supondremos que las coordenadas del centro de gravedad son (2,00 m., 5,00 m.) y que el coeficiente de compresibilidad de la escollera es $K_1 = 0,8$. Para cada valor de q_1 , obtenemos el de A , y del gráfico de la figura 3.^a podemos deducir el giro; conociendo éste, conocemos el desplazamiento del centro de gravedad y, por tanto, el valor del momento solicitante, que será igual al llamado momento estabilizador $P \times 2,00$ m. menos $P \times d$. Para comprender mejor lo dicho, hemos reproducido en el cuadro 1 los valores obtenidos; con ellos se dibujan las curvas de la figura 7.^a y se comprueba lo que decíamos antes. En la situación crítica el giro del muro es 0,051 y la presión en el borde exterior es de 300 Tn./m.²; el momento resistente correspondiente, máximo que puede resistir el muro es 96 mT; sin embargo, para un momento de 85 mT, es decir, bastante cerca del máximo, el giro y la carga en el borde son 0,025 y

90 Tn./m.², mucho menores que las del máximo. Es decir, hasta un poco antes de llegar al momento máximo, las condiciones del muro (giro y carga en la escollera) aparentemente no son inaceptables: el colapso y vuelco tienen lugar en forma repentina y sólo con un ligero aumento del empuje y continúa incluso aunque éste disminuya de nuevo.

Si no se hubiera tenido en cuenta la compresibilidad de la escollera y la rotura de fábrica y escollera, el momento máximo resistente sería igual al estabilizador $60 \times 2 = 120$ mT.

En este ejemplo, como dijimos, la situación inicial coincide con la del muro sin carga, es decir, $f = 0$. Si con el muro sin carga hay un giro del muro en un sentido o en otro, habrá que tenerlo en cuenta; la situación crítica está determinada del mismo modo, pero para hallar el momento resistente habrá que calcular el valor de f , desplazamiento inicial del centro de gravedad, y que puede obtenerse por medio del gráfico de la figura 3.^a para el muro sin carga; este desplazamiento inicial es hacia delante (positivo) en los muros de tipo A, y hacia atrás (negativo) en los de tipo B.

9) RESISTENCIA DEL MURO AL VUELCO Y COEFICIENTE DE SEGURIDAD CORRESPONDIENTE.

A la vista del gráfico de la figura 7.^a, podemos hacer algunas consideraciones sobre la resistencia del hipotético muro en ella representado; con otro muro

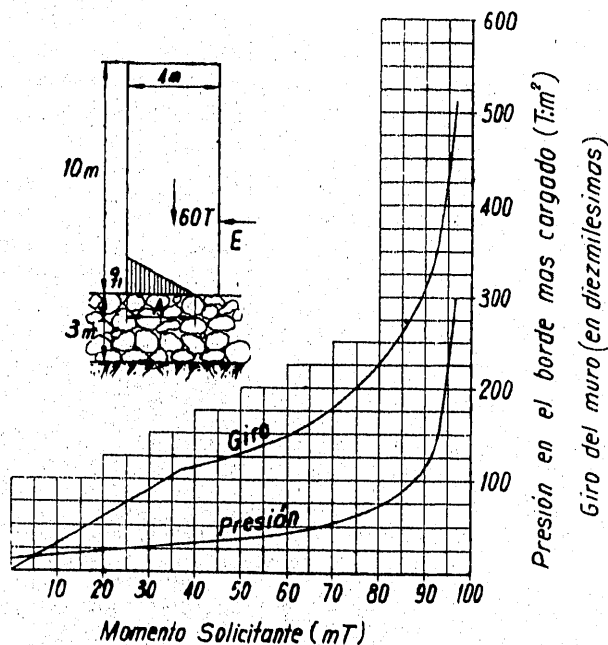


Fig. 7. — Momento resistente de un muro sobre escollera.

CUADRO 1. — Movimientos y momentos resistentes del muro de la figura 7.^a

q_1 — (Tn./m. ²)	q_2 — (Tn./m. ²)	Λ — Metros	Giro	Desplazamiento del c. de g. — Metros	Momento — (m. T.)
15	15	4,00	0	0	0
20	10	4,00	$0,001 \times 0,8 \times 0,94 \times \sqrt{20} = 0,0034$	0,017	$60 (2 - 1,778 - 0,017) = 12,30$
30	0	4,00	$0,001 \times 0,8 \times 2,49 \times \sqrt{30} = 0,0109$	0,055	$60 (2 - 1,333 - 0,054) = 36,78$
40	0	3,00	$0,001 \times 0,8 \times 2,82 \times \sqrt{40} = 0,0136$	0,068	$60 (2 - 1,000 - 0,068) = 55,92$
60	0	2,00	$0,001 \times 0,8 \times 3,20 \times \sqrt{60} = 0,0198$	0,099	$60 (2 - 0,678 - 0,099) = 73,38$
80	0	1,50	$0,001 \times 0,8 \times 3,40 \times \sqrt{80} = 0,0244$	0,122	$60 (2 - 0,500 - 0,122) = 82,68$
120	0	1,00	$0,001 \times 0,8 \times 3,57 \times \sqrt{120} = 0,0314$	0,155	$60 (2 - 0,333 - 0,157) = 90,60$
200	0	0,60	$0,001 \times 0,8 \times 3,70 \times \sqrt{200} = 0,0419$	0,209	$60 (2 - 0,200 - 0,209) = 94,46$
300	0	0,40	$0,001 \times 0,8 \times 3,74 \times \sqrt{300} = 0,0518$	0,259	$60 (2 - 0,133 - 0,259) = 96,48$
400	0	0,30	$0,001 \times 0,8 \times 3,76 \times \sqrt{400} = 0,0601$	0,301	$60 (2 - 0,100 - 0,301) = 95,94$

y sus curvas correspondientes podríamos hacer análogos consideraciones.

Por de pronto, observamos que el máximo momento resistente es bastante menor que el llamado momento estabilizador, es decir el producto del peso del muro por la distancia horizontal del centro de gravedad al borde exterior y que en el ejemplo anterior sería 120 mT.

El momento aceptable sería el máximo posible, 96 mT dividido por el coeficiente de seguridad, a no ser que tenga que ser aún menor por otras consideraciones (carga en la escollera o en la fábrica, giro excesivo).

¿Qué coeficiente de seguridad debe tomarse? Esto es un asunto muy complejo que excede de los límites de este artículo; para su determinación habría que ver si en la elección de datos y parámetros, en el cálculo de los empujes o en la fijación de las sobrecargas no hay ya implícito algún coeficiente de seguridad, habría que relacionar la probabilidad de vuelco correspondiente a cada coeficiente de seguridad, calcular el aumento de coste debido al aumento de coeficiente de seguridad, etc. En general y en principio, en estos tipos de obra se suele tomar un coeficiente de seguridad de 1,5 ó algo inferior. Tomando 1,4, el momento de vuelco aceptable en el ejemplo anterior sería $\frac{96}{1,4} = 70$ mT; para este valor vemos en el gráfico que tanto la presión en la escollera como el giro del muro son aceptables.

10) RESISTENCIA DEL BLOQUE INFERIOR A LA ROTURA POR FLEXIÓN.

A partir de una determinada longitud (tizón) de los bloques, la resistencia del muro está limitada no por la estabilidad al vuelco, sino por la resistencia de los bloques, que se parten (supondremos que por flexión) antes de volcar el muro. Vamos a ver cómo puede enfocarse el cálculo a la flexión del primer bloque (1), que en general es el que se encuentra en situación más desfavorable. Consideraremos el bloque como pieza prismática y creemos que este supuesto, a pesar del gran canto del bloque en relación con su longitud, no produce errores mayores que los originados por las otras hipótesis hechas.

En la figura 8.^a se han indicado las fuerzas verticales y horizontales a que está sometido el bloque; en la situación que interesa, que es la próxima al vuelco, y a la rotura, las acciones y reacciones del segundo bloque y de la escollera estarán concentradas en el extremo exterior del bloque, tal como se han representado.

La sección S, en la que el momento flector es máximo, estará determinada por la condición $E_v = (a + b) \frac{h}{2}$, siendo E_v el esfuerzo cortante debido a las fuerzas verticales (fig. 8.^a, A), a y b, las ten-

(1) También, si es necesario, pueden calcularse los otros bloques.

siones superiores e inferiores correspondientes a las fuerzas horizontales, y h la altura del bloque.

En los casos corrientes, y especialmente si, como suele suceder, hay retallo entre los dos bloques inferiores, la sección S se encuentra situada entre los puntos M y N ; simplificando y poniéndonos del lado de la seguridad podemos suponer que coincide con el punto N , y que el momento flector en ella es el debido

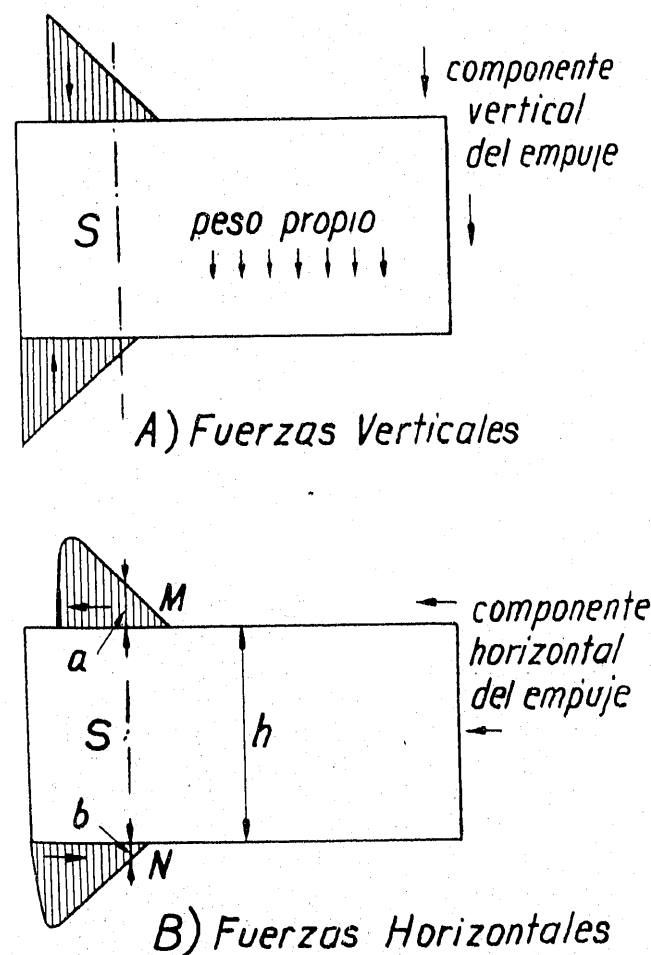


Figura 8.^a

al peso propio del bloque y a la componente vertical del empuje que actúa sobre él; también puede tenerse en cuenta la compresión originada por la componente horizontal del empuje, que mejora la resistencia a flexión.

Una vez determinada la sección S y el momento flector en ella, pueden determinarse las condiciones del bloque respecto a la resistencia a la flexión.

Aceptaremos que las resistencias a la rotura del

hormigón están ligadas por las siguientes relaciones (1):

Resistencia a la rotura por compresión, K_c .

Idem íd. por tracción, $K_t = K_c : 16$.

Idem íd. por flexión, $K_f = 2 K_t$.

La resistencia a flexión es mayor que la resistencia a tracción debido a que en rotura no es válida la hipótesis de deformación plana y, sobre todo, la de la constancia del módulo de elasticidad. Este aumento de la resistencia a la flexión equivale a aumentar el módulo resistente de la sección, con lo cual la carga a tracción, en lugar de ser $\frac{M_f}{M_r}$ será $\frac{M_f}{2 M_r}$.

Si suponemos que la resistencia a la rotura por compresión es de 100 Kg./cm.² (2), la resistencia a la rotura por tracción será de 6,66 Kg./cm.² $\approx$ 67 toneladas/m.².

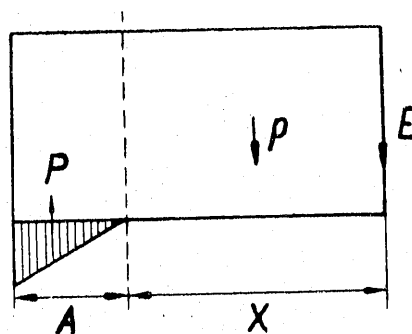


Figura 9.^a

Con la simplificación antes indicada podemos proceder a la inversa: conociendo la resistencia del bloque a la flexión, podemos obtener la distancia X (figura 9.^a) y por tanto, A , lo que nos permite deducir el empuje que produce la rotura del bloque.

II) COEFICIENTE DE SEGURIDAD A FLEXIÓN.

En los casos como el presente, en que no hay proporcionalidad entre las solicitaciones y las tensiones, deben hacerse dos comprobaciones: Primero, que la carga de trabajo para las solicitaciones de cálculo sea menor que la resistencia a la rotura dividida por un

(1) Estos valores están tomados del Saliger; Hütte adopta las relaciones

$$K_t = \frac{1}{12} a \frac{1}{8} K_c; \quad K_f = 1,8 a 2 K_t.$$

(2) Este valor es quizá demasiado elevado para los hormigones con el que suelen construirse los bloques.

coeficiente de seguridad, que puede tomarse del orden de 3; y segundo, que al multiplicar los empujes por un coeficiente de seguridad, que aquí suele tomarse del orden de 1,5 ó algo menor, la carga en la fábrica sea menor que la de rotura. Es decir, si la resistencia a la rotura por flexión es de $13,3 \text{ Kg./cm.}^2$, por una parte, la carga de trabajo para las hipótesis de trabajo no debe ser mayor que $4,4 \text{ Kg./cm.}^2$, y por otra parte multiplicando el empuje por 1,5, la carga a flexión en la fábrica debe ser menor que $13,3 \text{ Kg./cm.}^2$.

IV. Cálculo de los muros de muelle cimentados sobre roca o cimiento incompresible.

12) CÁLCULO DE LOS MUROS CIMENTADOS SOBRE ROCA O CIMIENTO INCOMPRESIBLE.

Nos hemos detenido más en el cálculo de los muros cimentados sobre escollera, ya que así están cimentados la mayoría de ellos, y además porque son de cálculo más complejo.

Parte de las conclusiones a que hemos llegado pueden aplicarse al caso de los muros cimentados sobre roca o cimiento incompresible. En éstos, la comprobación de la seguridad al vuelco queda sustituida por la comprobación de la resistencia a la compresión de la fábrica o del cimiento, ya que antes de girar el bloque alrededor de la arista exterior de la base, se romperá el bloque o el cimiento. La resistencia a la flexión del bloque inferior se calcula del mismo modo que en los muros cimentados sobre escollera.

El cimiento sobre roca es un caso prácticamente hipotético y casi nunca se encontrará en la práctica, ya que la superficie de la roca nunca será plana y habrá que enrasar con piedra pequeña: sin embargo, si éste enrase es de poca altura, puede asimilarse al cimiento incompresible, y aún más si el enrase se hace con hormigón en sacos.

V. Comparación de los dos tipos de muros de muelle.

13) TIPOS DE MURO ELEGIDOS.

Como dijimos al principio de este artículo, vamos a comparar muros de muelle de los tipos A y B.

Quizá fuera conveniente hacer un estudio comparativo general para diferentes calados, resguardos, alturas de escollera, taludes de los paramentos exterior e interior del muro, retallos, etc.; como este estudio sería muy laborioso nos hemos limitado a comparar

los dos tipos de muro representados en las figuras 10, 11 y 12, es decir, para 6, 10 y 16 m. de calado y 2 m. de resguardo en los tres casos, estudiándolos para diferentes anchuras en la base y considerando en cada caso dos cimentaciones: una, sobre escollera de 3 m. de altura y otra sobre roca o cimiento incompresible.

Las secciones elegidas son sólo esquemáticas, cosa muy suficiente a los efectos que estudiamos ahora, pero no prejuzgaremos los detalles; por eso, los bloques llegan sólo al cero, en lugar de sobresalir algo, como es lo corriente; hemos prescindido de la sillera de coronación, etc., etc.

Los resultados cualitativos obtenidos (y aproximadamente los cuantitativos) podrán aplicarse a otros muros análogos de diferentes dimensiones.

14) DATOS PARA EL CÁLCULO DE LOS MUROS.

No entraremos ahora en la debatida cuestión de la fijación del ángulo de rozamiento ϕ y del cálculo del empuje. Adoptaremos los coeficientes dados por Resal considerando como trasdós del muro la recta que une las aristas de los bloques; tendremos en cuenta los empujes completos, es decir, además del empuje horizontal consideraremos la componente vertical, favorable a la estabilidad del muro. Para los empujes prescindiremos de los pequeños triángulos que quedan entre la recta antes dicha y los bloques, pero tendremos en cuenta su peso, así como el de los rectángulos de relleno, cuando cargan sobre los bloques.

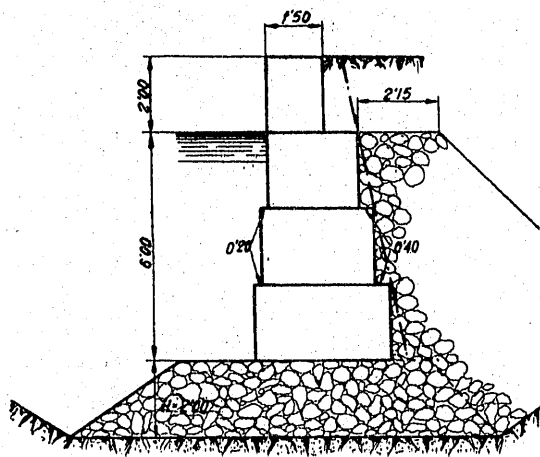
Estimaremos que el relleno por debajo de la cota a la que llega el pedraplén está constituido en todo el prisma de empuje por el citado pedraplén, es decir, no tendremos en cuenta el pequeño triángulo alejado del muro al cual no llega el pedraplén. Estimaremos también que sus huecos se rellenan de la arena fina que supondremos forma el relleno del muelle, ya que creemos que así sucede en la mayoría de los casos: si la densidad aparente del pedraplén es $1,7 \text{ toneladas/m.}^3$, suponemos que la proporción de huecos es 33 por 100 y que éstos se rellenan de arena saturada de agua cuya densidad puede estimarse en $1,8 \text{ Tn./m.}^3$, la densidad del relleno será $1,7 + \frac{1}{3}$
 $1,8 - 1 = 1,3 \text{ Tn./m.}^3$.

Para el relleno por encima de la cota a la que llega el pedraplén (cota 0 en las figuras 10 y 11 y P M en la figura 12) tomaremos una densidad aparente seca de $1,8 \text{ Tn./m.}^3$; si este relleno estuviera sumergido, la densidad (suponiendo un 30 por 100 de huecos) sería $1,8 + 0,3 - 1 = 1,1 \text{ Tn./m.}^3$.

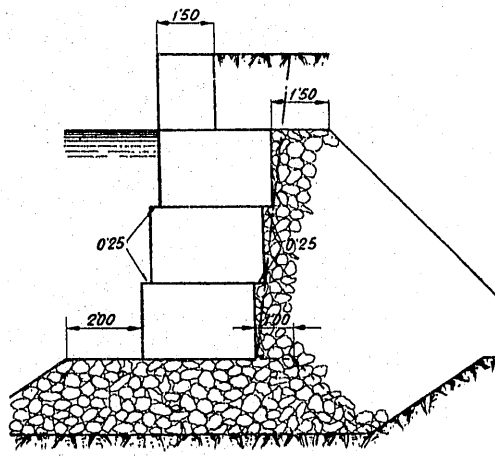
Parte del empuje se transmite a través del pedraplén, para el cual puede tomarse el ángulo de rozamiento indicado por Resal para la arena mojada ($\varphi = 35$ a 40°), parte a través de la arena mojada fina

simismo un valor medio, $\varphi = 30^\circ$, con lo cual se determinan los coeficientes de Resal que indicaremos más adelante.

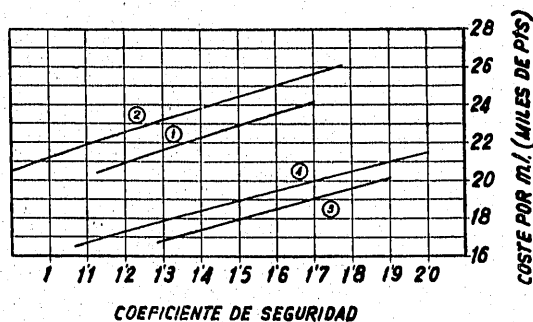
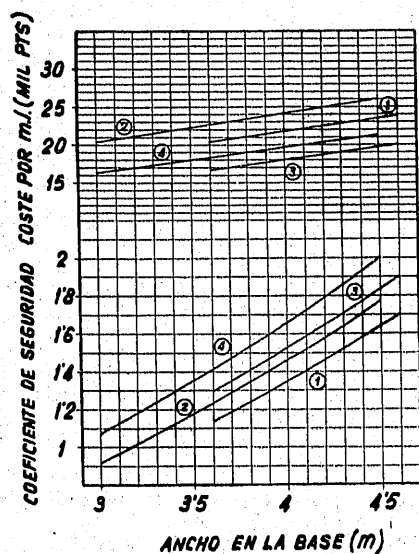
Para los bloques de hormigón situados debajo del



TIPO A



TIPO B



- ① TIPO A SOBRE ESCOLLERA
- ② TIPO B SOBRE ESCOLLERA
- ③ TIPO A SOBRE ROCA
- ④ TIPO B SOBRE ROCA

Fig. 10. — Muros de 8 m. de altura total.

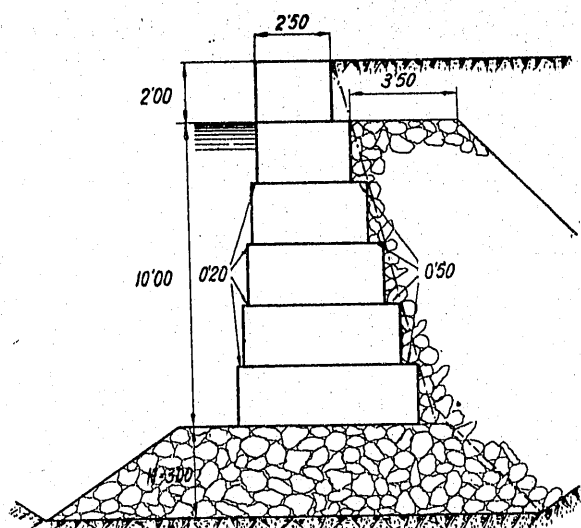
o semifina ($\varphi = 20$ a 25°), que supondremos constituye el relleno posterior y que es cortada por la zona superior de la superficie de deslizamiento, y parte a través de la misma arena que rellena los huecos del pedraplén; tomaremos, aunque quizá con algo de pe-

agua, tomaremos una densidad de 1.3 Tn./m.^3 , y para la mampostería de la superestructura, 2.5 toneladas/ m.^3 .

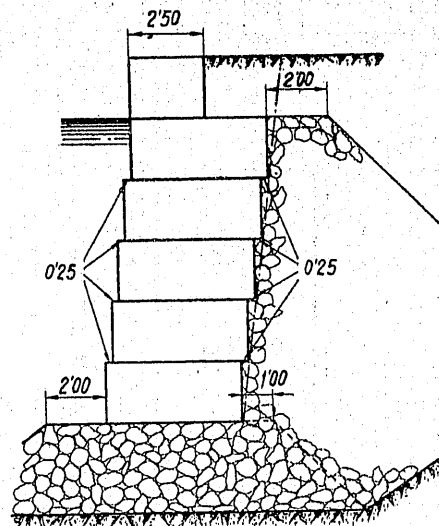
Consideraremos una sobrecarga uniforme de 4.6

toneladas/m.² (1) y una tracción en bolardos de 2 Tn./m. l.

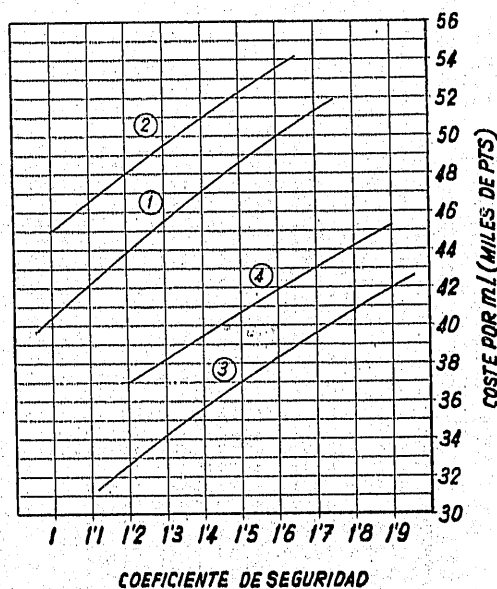
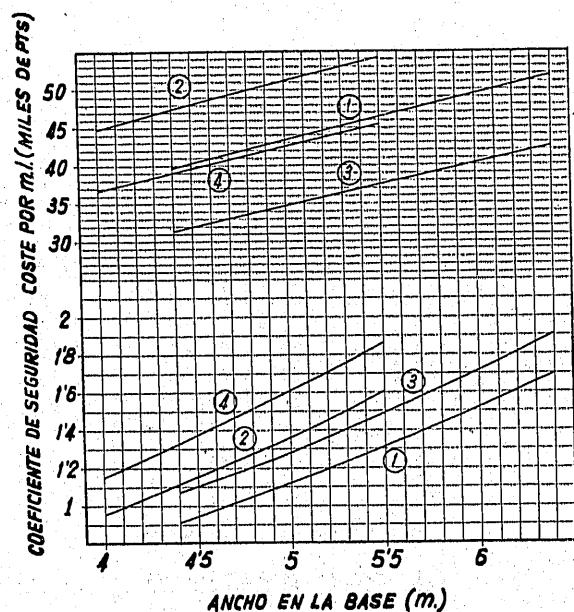
Todos estos valores están sin afinar, ya que, como ahora sólo nos interesan a efectos comparativos, no



TIPO A



TIPO B

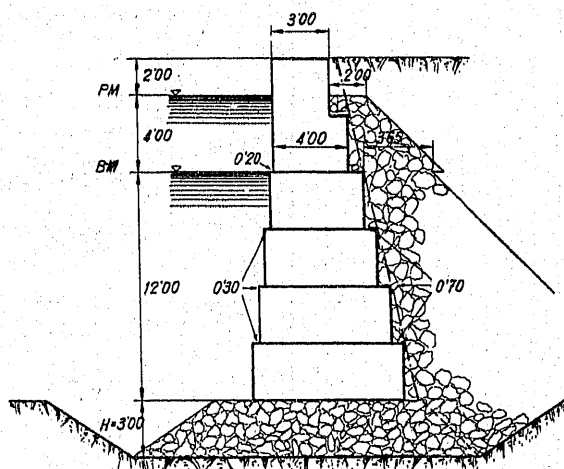


- ① TIPO A SOBRE ESCOLLERA ② TIPO B SOBRE ESCOLLERA
③ TIPO A SOBRE ROCA ④ TIPO B SOBRE ROCA

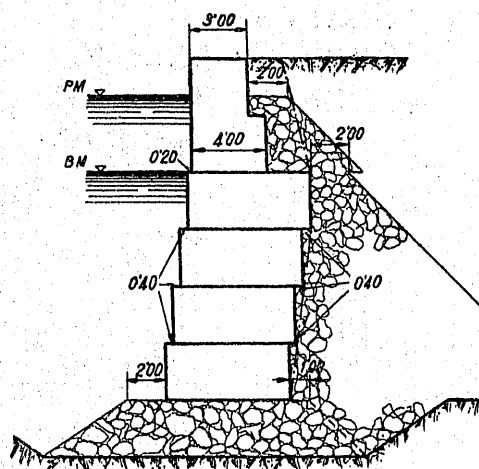
Fig. 11. — Muros de 12 m. de altura total.

(1) Esta sobrecarga corresponde, aproximadamente, a una carga de piratas a granel (densidad, 3,3 Tn./m.³) de 4 m. de altura, con talud 45°, cuyo pie está a 10,50 m. de la arista del muelle, y a un tren cargado en la segunda vía, con su eje a 9,00 m. de la arista del muelle. Sin embargo, estimamos que esa sobrecarga es actualmente escasa y que los muelles deben calcularse para una sobrecarga del orden de 6 Tn./m.².

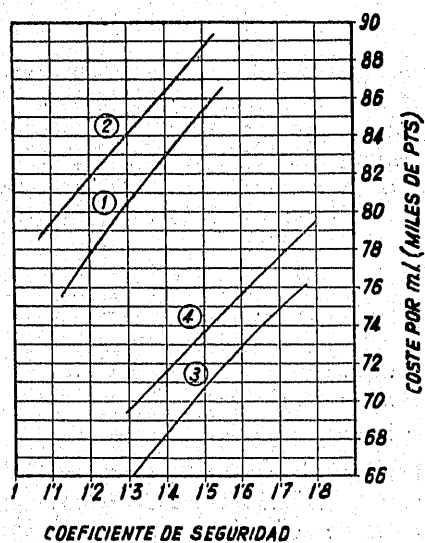
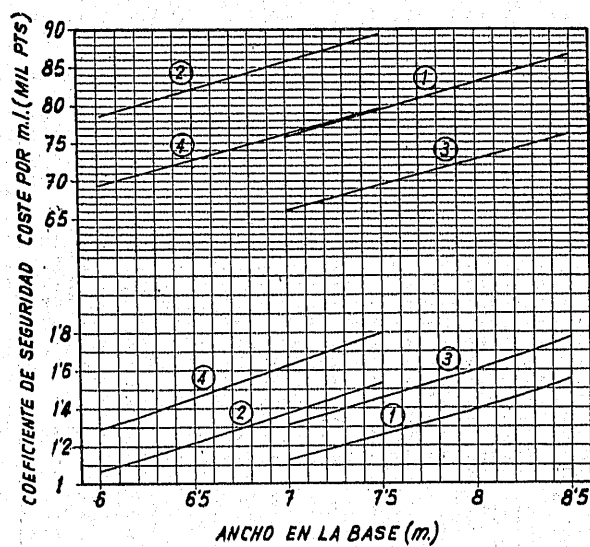
tiene mucha importancia su exactitud. Creemos que son valores prácticos, aceptables en principio, y que no encierran en ellos margen de seguridad o éste es pequeño: si algunos son, quizá, pesimistas (densidad del relleno, ángulo de rozamiento, tracción en bolardos...), otros pueden ser optimistas (cómputo de la



TIPO A



TIPO B



- ① TIPO A SOBRE ESCOLLERA ② TIPO B SOBRE ESCOLLERA
③ TIPO A SOBRE ROCA ④ TIPO B SOBRE ROCA

Fig. 12. — Muros de 18 m. de altura total.

Los empujes reales horizontales y verticales se obtienen multiplicando los indicados en el gráfico por los coeficientes de Resal

C = Centro de empuje
E = Empuje

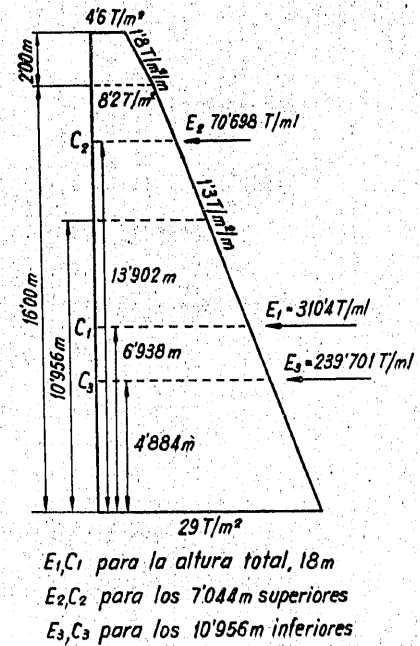
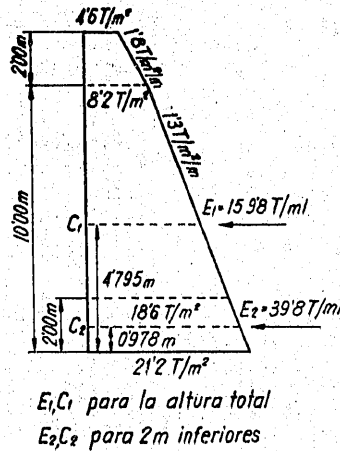
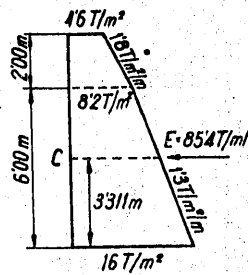


Fig. 13. — Gráficos de empuje para coeficiente 1.000.

componente vertical del empuje, suposición de que el centro de empuje por el relleno está a $1/3$ de la altura, aunque según parece está algo más arriba, no tener en cuenta el ancho de las juntas verticales ni el retraso de la marea...) y pueden compensarse resultando unas condiciones análogas a las reales.

15) DETERMINACIÓN DE LOS EMPUJES.

Vamos a determinar los empujes para los muros representados en las figuras 10, 11 y 12.

Los coeficientes de Resal son (r):

Fácilmente se determinan, para cada muro, los empujes correspondientes a un coeficiente 1.000, así como su punto de aplicación (fig. 13). Aplicando los

(1) Hemos tomado los coeficientes determinados por Resal en la segunda parte de su obra, y que el mismo autor considera más exactos que los que obtuvo en la primera parte publicada unos años antes; en algunos libros, por ejemplo en el Benezit, están reproducidos los coeficientes de esa primera parte.

Muro	Tipo	Talud del trasdós	COEFICIENTE	
			Horizontal	Vertical
Fig. 10	A	0,200; $\alpha = 11^\circ 18' 30''$	300	265
	B	- 0,125; $\alpha = - 7^\circ 7' 30''$	247	98
Fig. 11	A	0,250; $\alpha = 14^\circ 2'$	307	297
	B	- 0,125; $\alpha = - 7^\circ 7' 30''$	247	98
Fig. 12	A	0,233; $\alpha = 13^\circ 8'$	305	287
	B	sup. 0,250; $\alpha = 14^\circ 2'$	307	297
		inf. - 0,133; $\alpha = 7^\circ 35' 30''$	244	94

coeficientes del cuadro anterior, se obtienen en cada caso los empujes horizontales y verticales. Así tendremos:

a) Muro de 6 m. de calado y 8 m. de altura total.

	Empujes $\overline{Tn.}$	Momentos $m. \overline{Tn.}$
Coficiente 1 000	85,4	282,8
<i>Muro A:</i>		
Empuje horizontal (300)	25,620	84,840
Idem id. con tracción en bolardos	27,620	100,840
Idem vertical (265)	22,631	74,942
<i>Muro B:</i>		
Empuje horizontal (247)	21,094	69,852
Idem id. con tracción en bolardos	23,094	85,852
Idem vertical (98)	8,369	27,714

b) Muro de 10 m. de calado y 12 de altura total.

	Empujes $\overline{Tn.}$	Momentos $m. \overline{Tn.}$
Coficiente 1 000	159,8	766,267
<i>Muro A:</i>		
Empuje horizontal (307)	49,059	235,244
Idem id. con tracción en bolardos	51,059	259,244
Idem vertical (297)	47,461	227,581
<i>Muro B:</i>		
Empuje horizontal (247)	39,471	189,268
Idem id. con tracción en bolardos	41,471	213,268
Idem vertical (98)	15,661	75,094

c) Muro de 16 m. de calado en pleamar y 18 de altura total.

	Empujes $\overline{Tn.}$	Momentos $m. \overline{Tn.}$
Coficiente 1 000	310,4	2 153,467
<i>Muro A:</i>		
Empuje horizontal (305)	94,672	656,807
Idem id. con tracción en bolardos	96,672	692,807
Idem vertical (287)	89,085	618,045
<i>Muro B:</i>		
Empuje horizontal (307 y 244)	80,191	587,361
Idem id. con tracción en bolardos	82,191	623,361
Idem vertical (297 y 94)	43,529	401,942

16) DATOS PARA LA OBTENCIÓN DEL COSTE DE LOS MUROS.

Determinaremos el coste por metro lineal de cada uno de los muros estudiados, contando todas las unidades de obra, incluso zanja de cimientos (para la que supondremos una profundidad de 3 m.), cimentación y pedraplén; no tendremos en cuenta el relleno, aunque sí la pequeña diferencia de relleno de los diversos muros.

Supondremos los siguientes precios, que no determinamos con más exactitud por interesarnos únicamente para comparar el coste de los muros estudiados:

Dragado en zanja	50,00 ptas./m. ³
Relleno con elevación	50,00 ptas./m. ³
Escollera en cimientos	120,00 ptas./m. ³
Pedraplén de acompañamiento	120,00 ptas./m. ³
Enrase de cimiento	120,00 ptas./m. ²
Hormigón en bloques colocados	600,00 ptas./m. ³
Mampostería en superestructura	500,00 ptas./m. ³

La supuesta ventaja de los muros del tipo B sobre los del A, en cuanto a la unificación de bloques y consiguiente ahorro de encofrados, es completamente despreciable, como se ha podido comprobar en mu-

chos casos; por eso aplicaremos un precio único para el hormigón en bloques.

17) CÁLCULOS DE LOS MUROS.

A continuación, y como ejemplo, hacemos el cálculo de dos muros de muelle de 10 m. de calado y 12 de altura total (fig. 11): uno de tipo A, con un espesor medio de bloques de 5,00 m. y un ancho en la base de 6,40 m., y otro de tipo B, con un espesor uniforme (tizón de los bloques) de 5,50 m., igual, por tanto, al ancho en la base.

Determinaremos el coeficiente de seguridad al vuelco, que como dijimos será igual al máximo momento resistente (que corresponde a la situación crítica) dividido por el momento de vuelco realmente actuante. Haremos el cálculo para un espesor de escollera de 3 m. y para cimiento incompresible; en este segundo caso no hallaremos el coeficiente de seguridad al vuelco sino a la rotura por compresión en el cimiento o en el bloque, es decir, el momento máximo será el correspondiente a la menor de las resistencias a compresión del cimiento o del bloque, y que aquí estimaremos en 600 Tn./m.².

Como coeficiente de compresibilidad, en la escollera tomaremos $K_1 = 0,9$.

Así tendremos:

a) Muro tipo A, de 6,40 m. de anchura en la base, cimentado sobre escollera.

Fuerzas que actúan en el muro descargado:

	Peso Tn.	X Metros	ΣPx m. Tn.	Y Metros	ΣPy m. Tn.
1.º bloque	16,64	3,20	53,248	1,00	16,64
2.º id.	14,82	3,05	45,201	3,00	44,46
3.º id.	13,00	2,90	37,700	5,00	65,00
4.º id.	11,18	2,75	30,745	7,00	78,26
5.º id.	9,36	2,60	24,336	9,00	84,24
Mampostería	12,50	2,05	25,625	11,00	137,50
Sumas	77,50		216,855		426,10

Coordenadas del centro de gravedad: $X = 2,798$ m.; $Y = 5,498$ m.

Excentricidad: $3,20 - 2,798 = 0,402$ m.

Cargas en la base: $\frac{77,5}{6,4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,402}{6,4} \right) = 12,109 (1 \pm 0,3769)$;

$q_1 = 16,535$ Tn./m.²; $q_0 = 7,483$ Tn./m.²; $r = \frac{q_0}{q_1} = 0,45$;

$\frac{H}{L} = \frac{3,00}{6,40} = 0,469$.

Del gráfico de la figura 3.^a se deduce: $K_2 = 0,78$.

Giro inicial del muro $= 0,001 \times 0,9 \times 0,78 \sqrt{16,505} = 0,00285$.

Desplazamiento inicial del centro de gravedad: $0,00285 \times 5,498 = 0,016$ m.

Fuerzas verticales que actúan en el muro, cargado:

	Pesos — Tn.	X — Metros	ΣPx — m. Tn.	Y — Metros	ΣPy — m. Tn.
Muro descargado	77,500	—	216,855	—	426,100
Triángulos de relleno	5,660	—	25,843	—	48,093
Componente vertical del empuje	47,461	5,701	270,575	—	227,581
Sumas	130,621		513,273		701,774

Coordenadas del centro de gravedad: $B = 3,929$ m.; $D = 5,373$ m.

Determinación de la situación crítica: $(3 K_1 K_2 = 10,017)$.

$d = 0,01 \times 53,821^{2/3} \times 65,310^{1/3} = 0,574$ m.

Momento estabilizador máximo: $130,621 (3,929 + 0,016 - 0,574) = 130,621 \times 3,371 = 440,323$ m./Tn.

Momento volcador: 259,244 m./Tn.

Coefficiente de seguridad: $\frac{440,323}{259,244} = 1,698$.

a') *El mismo muro sobre cimiento incompresible.*

Cuando la compresión en el borde exterior es la máxima supuesta de 600 Tn./m.², la resultante pasa a una distancia del borde de

$$\frac{1}{3} \frac{130,621}{300} = 0,145 \text{ m.}$$

Momento estabilizador máximo: $130,621 (3,929 - 0,145) = 130,621 \times 3,784 = 494,270$ mTn.

Coefficiente de seguridad: $\frac{494,270}{259,244} = 1,907$.

b) *Muro tipo B de 5,50 m. de anchura, cimentado sobre escollera.*

Fuerzas que actúan en el muro, descargado:

	Pesos — Tn.	X — Metros	ΣPx — m. Tn.	Y — Metros	ΣPy — m. Tn.
Bloques	71,5	3,25	232,375	5,00	357,5
Mampostería	12,5	2,25	28,125	11,00	137,5
Sumas	84,0		260,500		495,0

Coordenadas del centro de gravedad: $X = 3,101$ m.; $Y = 5,893$ m.

Excentricidad: $3,101 - 2,750 = 0,351$ m.

$$\text{Cargas en la base: } \frac{84}{55} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,351}{5,5} \right) = 15,273 (1 \pm 0,3829);$$

$$q_1 = 21,121 \text{ Tn./m.}^2; q_0 = 9,425 \text{ Tn./m.}^2; r = \frac{q_0}{q_1} = 0,45; \frac{H}{L} = \frac{3}{5,5} = 0,545;$$

Del gráfico de la figura 3.^a se deduce: $K_2 = 0,86$.

Giro inicial del muro: $0,001 \times 0,9 \times 0,86 \sqrt{21,121} = 0,00356$.

Desplazamiento inicial del centro de gravedad: $0,00356 \times 5,893 = 0,021$ m.

Fuerzas verticales que actúan en el muro, cargado:

	Pesos Tn.	$\bar{x}$ Metros	$\Sigma P \bar{x}$ m. T.	$\bar{y}$ Metros	$\Sigma P \bar{y}$ m. T.
Muro descargado	84,000	—	260,500	—	495,000
Relleno superior	10,800	5,000	54,000	11,000	118,800
Componente vertical del empuje	15,661	6,099	95,516	—	75,094
<i>Sumas</i>	110,461		410,016		688,894

Coordenadas del centro de gravedad: $B = 3,712$ m.; $D = 6,237$ m.

Determinación de la situación crítica: $(3 K_1 K_2 = 10,017)$.

$$d = 0,01 \times 62,476^{2/3} \times 55,230^{1/3} = 0,600 \text{ m.}$$

Momento estabilizador máximo: $110,461 (3,712 - 0,021 - 0,600) = 341,435 \text{ mTn.}$

Momento volcador: $213,268 \text{ mTn.}$

$$\text{Coeficiente de seguridad: } \frac{341,435}{213,268} = 1,601.$$

b') *El mismo muro sobre cimiento incompresible.*

Cuando la compresión en el borde exterior es la máxima supuesta de 600 Tn./m.^2 , la resultante pasa a una distancia del borde de:

$$\frac{1}{3} \frac{110,461}{300} = 0,129 \text{ m.}$$

Momento estabilizador máximo: $110,461 (3,712 - 0,129) = 395,782 \text{ mTn.}$

$$\text{Coeficiente de seguridad: } \frac{395,782}{213,268} = 1,856.$$

De un modo análogo se calculan los otros muros.

En los muros de tipo A se ha comprobado la resistencia a la flexión del primer bloque en la situación crítica; los muros de tipo B tienen resistencia sobrada a la flexión, es decir, vuelcan antes de romper el bloque inferior. Como ejemplo, reproduciremos el

cálculo para el muro de tipo A de 12 m. de altura total y 6,40 de ancho en la base, cimentado sobre escollera.

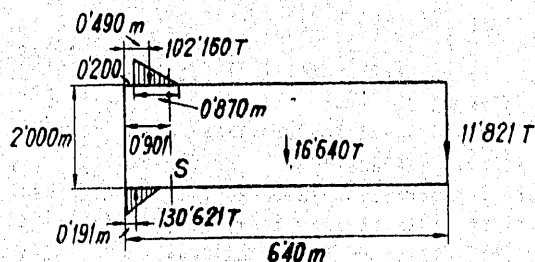
En la determinación de la situación crítica hecha anteriormente se dedujeron las fuerzas y su situación, así como el coeficiente de seguridad 1,698.

Los empujes que actúan sobre el primer bloque son los siguientes (fig. 13):

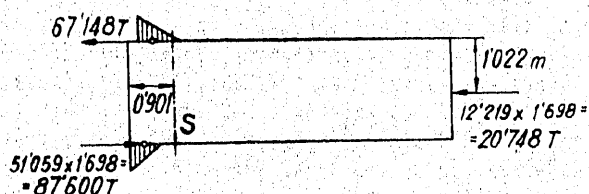
	Empuje — Tn.	Momento — m. Tn.	Empuje horizontal en la parte superior del bloque — Tn./m.
Coficiente 1 000	39,8	38,933	18,6
Empuje vertical (297)	11,821	—	—
Idem horizontal (307)	12,219	—	5,710

Hallando el equilibrio del citado bloque (multiplicando previamente las fuerzas horizontales por el coeficiente de seguridad), se deducen las fuerzas del segundo bloque sobre el primero (fig. 14); por tanto,

Fuerzas que actúan sobre el bloque inferior de 6'40m x 2'00m, en la situación crítica



A) Fuerzas verticales (por m.l)



B) Fuerzas horizontales (por m.l)

Figura 14.

tenemos todas las solicitaciones que actúan sobre el bloque inferior y podemos estudiar su comportamiento a la flexión conforme a lo indicado en el párrafo 10.

La sección S, correspondiente al máximo momento flector, está a una distancia de 0,901 m. del borde exterior, ya que para ella:

$$E_v = (a + b) \frac{h}{2} = 29,98 \text{ T.}$$

El momento flector en esa sección es:

	m. T.
Componente vertical del empuje	$11,821 \times 5,499 = 65,004$
Peso propio	$14,297 \times 2,750 = 39,317$
Reacción vertical del 2.º bloque.	$3,855 \times 0,057 = 0,220$
Idem horizontal del íd.	$2,534 \times 1,000 = 2,534$
Suma	102,007

Este momento flector produce una carga equivalente de tracción de:

$$\frac{M_f}{2 M_r} = \frac{102,007}{2 \frac{1}{6} 1,00 \times (2,00)^3} = 76,5 \text{ Tn./m.}^2.$$

La componente vertical del empuje produce en la parte superior del bloque una compresión que vale:

$$5,7102 \times 1,698 = 9,7 \text{ Tn./m.}^2.$$

La tracción resultante será $76,5 - 9,7 \approx 67$ toneladas/m.², igual a la que, quizá con algo de optimismo, hemos supuesto como carga de rotura por tracción; es decir, que para este muro y con las hipótesis hechas, se agota al mismo tiempo la resistencia al vuelco del muro y la resistencia del primer bloque a la rotura. Si la tracción resultante fuera mayor que la de rotura, habría que hallar X y A (fig. 9.ª) y el empuje y coeficiente de seguridad correspondientes; la resistencia del muro estaría entonces limitada no por el vuelco, sino por la rotura del primer bloque; sin embargo, y como puede deducirse fácilmente, aunque la carga de rotura adoptada disminuyera bastante, el coeficiente de seguridad disminuiría proporcionalmente mucho menos y sería sólo ligeramente inferior al obtenido para el vuelco.

Como resumen del cálculo a flexión de los bloques podemos hacer las siguientes consideraciones:

En los muros de tipo A, si el canto es mayor que 1/3 de la longitud del bloque, no habrá que tener en cuenta, en general, la rotura por flexión, y si el canto es menor, la rotura del bloque tendrá lugar antes del vuelco del muro. Si el hormigón no es de buena cali-

dad, esa proporción de canto a longitud no sería 1/3, sino 0,40 o aún más.

En los muros de tipo B no hay que tener en cuenta, en general, la rotura de los bloques, ya que antes se producirá el vuelco del muro.

18) COSTE DE LOS MUROS.

Como ejemplo, obtendremos el coste por metro lineal de los mismos muros de 10 m. de calado y 12 de altura total, calculados antes.

a) Muro tipo A de 6,40 m. de anchura en la base cimentado sobre escollera.

	Pesetas
64,2 m. ³ de dragado en zanja, a 50 ptas.	3 210,00
125,7 m. ³ de escollera y pedraplén, a 120 ptas.	15 084,00
7,4 m. ² de enrase de cemento, a 120 ptas.	888,00
50 m. ³ de hormigón en bloques colocados, a 600 ptas.	30 000,00
5 m. ³ de mampostería en superestructura, a 500 ptas.	2 500,00
4 m. ³ de diferencia de relleno, a 50,00 ptas.	200,00
Suma	51 882,00

a') El mismo muro sobre roca o cimentado incompresible.

75 m. ³ de pedraplén, a 120 ptas.	9 000,00
7,4 m. ² de enrase de cemento, a 120 ptas.	888,00
50 m. ³ de hormigón en bloques colocados, a 600 ptas.	30 000,00
5 m. ³ de mampostería en superestructura, a 500 ptas.	2 500,00
4 m. ³ de diferencia de relleno, a 50 ptas.	200,00
Suma	42 588,00

b) Muro tipo B, de 5,50 de anchura, cimentado sobre escollera.

61,5 m. ³ de dragado en zanja, a 50 ptas.	3 075,00
123 m. ³ de escollera y pedraplén, a 120 ptas.	14 760,00
6,5 m. ² de enrase de cemento, a 120 ptas.	780,00
55 m. ³ de hormigón en bloques colocados, a 600 ptas.	33 000,00
5 m. ³ de mampostería en superestructura, a 500 ptas.	2 500,00
Suma	54 115,00

b') El mismo muro sobre roca o cimentado incompresible.

	Pesetas
75 m. ³ de pedraplén, a 120 ptas.	9 000,00
6,5 m. ² de enrase de cemento, a 120 ptas.	780,00
55 m. ³ de hormigón en bloques colocados, a 600 ptas.	33 000,00
5 m. ³ de mampostería en superestructura, a 500 ptas.	2 500,00
Suma	45 280,00

Igualmente se ha obtenido el coste por metro lineal de todos los muros estudiados.

19) GRÁFICOS Y RESUMEN.

Con los resultados obtenidos se han dibujado los gráficos de la izquierda de las figuras 10, 11 y 12, en los que se representa el coeficiente de seguridad y el coste por metro lineal de muro para diferentes espesores en la base; combinando las dos curvas se obtienen los gráficos de la derecha de las mismas figuras, en los que, para cada tipo de muro, se determina el coeficiente de seguridad en función del coste por metro lineal.

De esos gráficos se pueden hacer varias deducciones, entre ellas las siguientes:

a) No conviene aquilatar excesivamente el espesor del muro: el aumentar en 2 décimas el coeficiente de seguridad (p. ej. pasar de 1,3 a 1,5) que en este tipo de obras representa un gran aumento en la seguridad, sólo supone aumentar el coste del muro en un pequeño porcentaje que en los casos más usuales es del 6 por 100, aproximadamente.

b) Un mismo muro cimentado sobre escollera tiene un coeficiente de seguridad menor que si está cimentado sobre roca o cimentado incompresible: la disminución es de un 13 por 100 si es del tipo A y de un 17 por 100 si es del tipo B. Como se deduce de todo lo dicho, la razón de esta disminución es la compresibilidad de la escollera, que hace se pierda momento estabilizador al desplazarse el centro de gravedad y el punto de aplicación de la componente vertical del empuje; la disminución es mayor en los muros del tipo B porque "bailan más". A partir de un espesor de escollera de unos 2 m., el coeficiente de seguridad es prácticamente el mismo, ya que siendo el ancho del apoyo, A , en la situación crítica del orden de 0,50 m., el giro del muro, como puede verse en la figura 3.^a, es casi el mismo a partir de $H = 2$ metros (1); para espesores menores, el coeficiente de seguridad aumenta hasta acercarse al de cemento incompresible.

1) En cambio, el asiento uniforme del muro aumenta al aumentar la altura de la escollera de cimientos.

c) Para igual coeficiente de seguridad, los muros de tipo B son, por término medio, un 8 por 100 más caros que los de tipo A; para igual coste, los de tipo A (a pesar de que en ellos el empuje es aproximadamente un 27 por 100 mayor) tienen un coeficiente de seguridad mayor, por término medio en un 18 por 100, que los de tipo B. La razón es, en primer lugar, el peso favorable del relleno en los muros de tipo A. En segundo lugar, éstos giran menos que los de tipo B; en los primeros, el giro total es la diferencia de los giros final y en vacío, y en los segundos es la suma; dicho de otra manera: en los muros de tipo A la escollera de delante está, con el muro en vacío, más asentada que en los de tipo B, y al ponerse en carga cederá menos, siendo, por tanto, menor el desplazamiento del centro de gravedad.

Quizá pudiera estimarse que forzando los retallos de los muros de tipo B la ventaja de éstos sería mayor; pero éste está bastante limitado debido a dificultades de construcción (con retallos mayores que los considerados, la pila de bloques puede girar exageradamente hacia atrás durante la construcción) y a las necesidades de atraque de los barcos.

En los muros de tipo A hay que colocar bloques mayores que en los de tipo B; por eso en algún caso en que no puede disponerse de una cabría potente, será preferible e incluso necesario proyectar muros del tipo B.

20) ALGUNOS EJEMPLOS DEL EMPLEO DE ESTOS TIPOS DE MURO EN ESPAÑA.

Los muros de bloques iguales o casi iguales, es decir, del tipo B, se han empleado bastante en el puerto de Barcelona, donde casi todos los muros de muelle son de este tipo; de este puerto se ha extendido su empleo a otros del Mediterráneo (1).

En el Cantábrico nunca han tenido éxito los muros del tipo B; hace años se intentó construir en Vigo un muelle de este tipo, pero hubo que sustituir la sección por otra de tipo A, debido especialmente a que, al iniciarse la construcción, la pila de bloques se movía hacia atrás.

Actualmente, incluso en el puerto de Barcelona, parece que se ha abandonado la tradición de los muros de bloques iguales o casi iguales: los últimos muelles construidos y en construcción son del tipo A, es decir, del que pudiéramos llamar tipo clásico o normal (2).

(1) Quizá la reproducción de la sección del muelle del Morrot, en el Benezit, libro clásico de puertos, haya contribuido a su imitación.

(2) Algunas de las ideas de este artículo están tomadas de la conferencia que pronunció el Ingeniero de Caminos Don Carlos Anabitarte en el Instituto de la Construcción en 20 de mayo de 1936.