

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TÉCNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

MUELLES DE FÁBRICA

SOBRE TERRENOS DE ESCASA RESISTENCIA

Por tratarse de una materia que hasta ahora se ha tratado muy ligeramente en libros y revistas profesionales, quizás sean de alguna utilidad la publicidad de los datos y razonamientos que se consignan en este artículo, y esto nos ha decidido á remitirlos á nuestra REVISTA, extractándolos de la Memoria de un proyecto de muelles de fábrica que para el puerto de Huelva hemos redactado.

En los números 1843, 1844 y 1845, correspondientes á los meses de Enero y Febrero del año próximo pasado, publicamos una interesantísima conferencia dada en la Asamblea de constructores celebrada en Rotterdam el año 1907 por el ilustrado Ingeniero M. H. A. van Ysselstein, y al final de tan notable discurso expusimos el siguiente comentario:

“El notable trabajo del Ingeniero Ysselsteijn que acabamos de insertar íntegro por el gran interés que ofrece, no es tan sólo un excelente tratado de construcción de muelles en terrenos de poca consistencia, del cual podemos sacar los materiales necesarios para llegar á la solución más conveniente en Huelva, sino también la manifestación de la constancia de un pueblo que á todo trance quería tener un puerto de primer orden, y que lo ha conseguido después de cincuenta y cinco años de lucha, construyendo muelles sobre las ruinas de los que se habían derrumbado, hasta llegar á deducir el modelo más apropiado á sus condiciones locales.”

Vamos á ocuparnos en este artículo de explicar el sistema de construcción que de la enseñanza de Rotterdam hemos deducido para terrenos de escasa resistencia, así como también del cálculo de la sección del muro más conveniente.

Sistema de construcción.

(Lámina núm. 1.)

De la historia de la construcción de los muelles de Rotterdam surge un principio fundamental que por haber sido desconocido primero y menospreciado después fué la causa de la ruina de muchos de aquellos muros. Estriba este principio en que tratándose de terrenos fangosos, es mucho más

perjudicial el gran empuje lateral que por efecto de su fluidez se produce, que la escasa resistencia á la compresión de que están dotados.

Las dificultades principales que nuestro proyecto debe resolver para ser viable, son, por consiguiente:

1.º Reducción del empuje lateral del terraplén en la mayor proporción posible.

2.º Aumento de la resistencia del subsuelo para que pueda soportar tanto el peso del muro como el de terraplén del relleno.

La solución radical de estas dificultades consiste sencillamente en *sustituir el terreno malo por otro bueno*, y esto que á primera vista parece un disparate, es tan factible con los medios de dragado de que hoy se puede disponer, que el gasto para 1.200 metros de muro importará, según el presupuesto que hemos hecho, 2.512.131,22 pesetas, ó sean 2.093 pesetas por metro lineal, cantidad que no pasa el coste de una fundación en terreno mediano.

El empuje lateral de estos fangos que por su fluidez obran como si fueran líquidos, se ha sustituido en Rotterdam por el correspondiente á la arena, de un modo tan racional como sencillo. Una excavación de 30 ó 40 metros de ancho y 7,5 metros de profundidad, ocupando longitudinalmente la zona de asiento del futuro muro, se rellenaba de arena hasta la cota del fondo del puerto (8,5 metros), formándose después con este mismo material constituido por enfaginados, un terraplén elevado 3,00 metros sobre la pleamar, en la forma de la figura 14 del núm. 1.843.

Este terraplén se iba recreciendo cuando sufría asientos, y pasado algún tiempo después de conseguir el equilibrio se construía el muelle como indica la figura 16 del mismo número.

El examen de la figura 14 satisface á la vista de un modo tal, que desde el primer momento el ánimo experimenta la sensación de la estabilidad absoluta del procedimiento.

La capa de arena rellenando la fosa longitudinal hasta unirse con la arena del subsuelo, interrumpe la capa fangosa que, contenida además por el terraplén arenoso de la margen, ni puede hacer ondular el fondo ni puede empujar lateralmente el muro más que en la proporción que corresponde á la arena.

En nuestro puerto la dificultad es aún mayor, porque no tenemos, como en Rotterdam, una capa arenosa á 16 metros bajo el nivel de bajamar, á la cual se pueda llegar fácilmente dragando todo el fango superior, pues según resulta de

los numerosos sondeos que hemos hecho, aquí hay también capa de arena, pero se halla de 20 á 24 metros bajo el nivel de bajamar, y sería difícil llevar hasta ella la excavación, aunque en caso necesario también se podría, pues en el puerto nuevo de Trieste se está dragando hasta 27 metros para extraer una capa de fango de 10 metros de espesor.

Tampoco nos conviene apelar á pilotes ordinarios, como en Rotterdam, para soportar el peso de la obra, porque el peso del muro ó del terraplén sobre la parrilla más el de la sobrecarga corriente de 6.000 kilogramos por metro cuadrado, puede valorarse en 15 ó 16.000 kilogramos para esta unidad superficial, y como según resulta de experiencias recientes, los pilotes de 30 por 30 no pueden cargarse aquí á más de $\frac{50.000}{6} = 8.333$ kilogramos, habría que ponerlos á distancias entre ejes de 70 centímetros próximamente, quedando entre ellos claros de 40 centímetros, resultando casi un macizo de madera.

Para aumentar la separación de estos pilotes sería necesario clavarlos hasta la capa de arena del subsuelo para lo cual se necesitarían pilotes de más de 24 metros de longitud que probablemente habría que componer con piezas empalmadas, pues de otro modo sería difícil encontrarlos en el mercado, y, además, su hincia habría de ofrecer contrariedades.

También los empalmes, que habría que amarrar con herrajes, ofrecen por su parte los inconvenientes de una duración muy limitada, aconsejando todas estas dificultades reunidas que se recurra á otros sistemas más adecuados.

Si dragamos una ancha zona longitudinal, así como todo el terreno que queda entre ésta y la margen, y si construimos después un terraplén que rellene esta excavación y se eleve 4 ó 5 metros sobre la futura rasante de los muelles, conseguiremos el doble objeto de oponer una masa considerable al empuje lateral de la capa fangosa de la margen, destruyendo su pernicioso empuje horizontal, al mismo tiempo que produciríamos sobre el fondo de la excavación una presión de cerca de 5 kilogramos por centímetro cuadrado, que es casi doble á la que la obra definitiva ha de ejercer. (Lámina núm. 1.)

Si el subsuelo resiste este peso, lo hará evidente la rasante del terraplén que no sufrirá alteración. Pero si ocurriera lo contrario, la arcilla del fondo se comprimiría, y nosotros recreceríamos el terraplén hasta llegar á obtener el equilibrio. ¿Puede dudarse de que este equilibrio se obtendrá? En opinión del Ingeniero que suscribe no puede dudarse, pues aunque la arcilla del subsuelo fuese menos resistente de lo que en realidad parece, todo lo más que podría suceder es que se fuera escapando bajo el peso del terraplén compresor y que al fin viniera éste á apoyarse en la capa de arena del subsuelo.

Conseguido el equilibrio del terreno, el problema está resuelto, pues la segunda parte de éste se reduce á construir un muro que produzca menos carga que la del terraplén compresor, y esto que era una cuestión difícil cuando se consistió aquí de los muelles de fábrica, allá por el año 1880, es hoy relativamente fácil aprovechando las facilidades que ofrecen las construcciones de hormigón armado y adoptando la idea de los muelles de cajones flotantes que se describieron en el artículo anterior.

Obtenida la consolidación del terreno, el trabajo queda reducido á recortar con la draga de rosario todo el terraplén compresor hasta el enrase del cimientó, fondear sobre este plano los grandes cajones de hormigón armado que constitu-

yen el muro del muelle y rellenar después con arena el espacio comprendido entre el muro y la margen.

Nada hay en todo esto que pueda producir la zozobra de lo desconocido ó el temor de lo imprevisto, pues se trata de un sistema fundado en otros realizados con satisfactorio resultado, y aun tiene mucha analogía con el que se siguió en Amsterdam para construir el muelle llamado Handelskade. (*Ports Maritimes*, Laroche, año 1893, tomo I, pág. 46.)

Por la conocida revista *Le Genie Civil* hemos tenido la satisfacción de saber que este sistema de construcción se va extendiendo por todo el mundo, pues se está empleando ya en puertos tan distantes como el de Noerre-Sundby (Dinamarca) y el de Kobe (Japón).

En efecto, véase el número del 13 de Mayo del año pasado de la citada revista, y en él se encontrará la descripción detallada del citado muelle dinamarqués.

Terreno fangoso de espesor indefinido, excavación en él de la zanja de emplazamiento, relleno formando un terraplén compresor, recorte de éste para colocar sobre el plano de enrase un muro compuesto de cajones de hormigón armado, etcétera, etc., en una palabra, el mismo sistema antes descrito, sin más diferencia que la del tamaño del muro, cuya altura es de 9 metros, y el nuestro tiene 15.

Los muelles de Kobe descritos en la misma Revista, número correspondiente al 13 de Enero pasado, constituyen un caso aún más semejante al nuestro, pues hasta el tamaño de los cajones se diferencia poco. Los referidos muelles que en este puerto japonés actualmente se construyen, gastando en ellos 50 millones de francos, están también fundados sobre fango, siguiendo un procedimiento muy parecido al que hemos expuesto.

Sección transversal del muro.

(Láminas números 1, 2 y 3.)

El cálculo de la sección de un muro de muelle es bastante difícil, pues debido, sin duda, á la diversidad de elementos que deben tenerse en consideración y á la influencia decisiva que las circunstancias de cada localidad ejercen sobre dichos elementos, es lo cierto que los principales autores que tratan esta materia se contradicen y no han podido desarrollar una teoría general.

Laroche, en su libro *Ports Maritimes*, tomo I, pág. 19, dice que en Francia se acostumbra á dar á estos muros un espesor que varía de 0,35 á 0,45 metros de su altura según las circunstancias y la naturaleza del terreno.

En los mismos términos próximamente se expresan el Barón Quinette de Rochemont y M. Henry Desprez en su obra *Cours de Travaux Maritimes*, pág. 291, tomo I, año 1900.

Mr. Cordemoy, en su Tratado de *Travaux Maritimes et Construction des Ports*, manifiesta que los muros de los muelles deben calcularse como si estuvieran sometidos al empuje de las tierras, pero con la consideración de que el agua puede infiltrarse y entonces estarán sometidos al empuje de una materia viscosa cuyo talud natural tiende á la horizontalidad, y cuya densidad puede ser doble de la del agua.

Cita, para determinar el valor del empuje, la fórmula siguiente, deducida por Mr. Lagrenée:

$$Q = \frac{1}{2} \rho h^2 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \left(1 + \frac{2 p \delta}{\rho h} \right)$$

la cual, por las consideraciones anteriores, se reduce á

$$Q = 1000 h^2 (1 + 0,4)$$

siendo h la altura del muro, φ el ángulo deslizamiento del terraplén, δ la densidad de este terraplén, p la sobrecarga de 6.000 kilogramos por metro cuadrado.

Según Navier, el valor del espesor medio del muro se deduce de la fórmula siguiente:

$$e = 0,59 \, ht \sqrt{\frac{d}{D}}$$

la cual se convierte cuando se considera el terraplén fluido en

$$e = 0,59 \, h$$

que en nuestro caso sería

$$e = 8,59,$$

pues la altura del muro es de 15 metros, y si tomamos 3 metros en la coronación, nos resultarán en la base 15 de ancho.

El cajón del muelle de Rotterdam, que se describió en el artículo anterior, aunque tiene la misma altura de 15 metros, no tiene en la base más que 9,6 metros, sin duda porque el terraplén es de arena, así como el terreno que le sirve de apoyo, y puede resistir una fuerte presión sin que sea de temer el empuje lateral de un terraplén semifluido.

Para calcular nuestro muro, hemos partido de la fórmula de Navier, teniendo en cuenta las circunstancias más desfavorables que puedan ofrecerse, y después de varios tanteos comprobados gráficamente, hemos llegado á un espesor en la base de 19 metros y á un perfil simétrico, habiéndose conseguido de este modo reducir la presión máxima bajo el muro á 2,87 kilogramos por centímetro cuadrado, y como la que produce el terraplén con la sobrecarga es para la misma unidad de superficie 3,60 kilogramos, no hay duda de que el muro subsistirá si se consigue que el terraplén llegue á la posición de equilibrio estable.

Estos tanteos han tenido que ser laboriosos, pues consideramos que es importante que la presión del muro se aproxime á la del terraplén, porque de este modo el equilibrio es más estable y no puede temerse que aquél pueda levantarse impulsado por la subpresión derivada de algún asiento del terreno bajo el peso del terraplén.

En la lámina adjunta núm. 1 se insertan los cálculos y la comprobación gráfica con suficiente claridad para que no sea necesario una minuciosa explicación.

Hemos empezado por determinar el peso del muro, y como se supone que está colocado dentro de un medio fluido, se ha tenido en cuenta el peso en bajar y en pleamar, suponiendo que la densidad de las partes emergentes es 2 y la de las sumergidas 1.

El empuje del terraplén se ha calculado suponiendo que éste es completamente fluido y con 2 de densidad y además convirtiendo la sobrecarga de 6.000 kilogramos por metro cuadrado en terraplén de las mismas condiciones. Claro es que las componentes del empuje sobre el paramento interior están representadas por dos trapecios cuyas bases paralelas tienen por medida la profundidad de los puntos extremos del talud interior del muro, tomadas hasta la línea de rasante ficticia del terraplén de relleno y sobrecarga.

Del mismo modo se han calculado las presiones que sobre el paramento exterior ejercen las aguas, ya sea en bajar, ya en pleamar.

De la composición de estas presiones se ha deducido la resultante en cada caso, la cual, compuesta á su vez con el peso correspondiente del muro, nos ha producido una últi-

ma resultante cuya componente vertical, teniendo en cuenta su punto de aplicación en la base, nos ha permitido deducir la repartición de las presiones sobre el terreno, cuyos valores por centímetro cuadrado serán:

Arista exterior.....	PM 2,870	Arista interior.	PM 1,666
	BM 2,702		BM 1,666

Por tratarse de un muro que se puede considerar monolítico, y cuyo espesor á cualquier altura es superior al consagrado por la práctica, es inútil trazar la curva de presiones en toda la sección transversal, cuya disposición en conjunto es la de la lámina adjunta núm. 2.

Cálculo de los elementos del cajón.

Los cajones de hormigón armado se componen de distintos elementos, que vamos á calcular separadamente según el esfuerzo que cada uno tendrá que soportar.

Los referidos elementos son los paramentos, los mamparos transversales y el longitudinal, el fondo y las zarpas laterales.

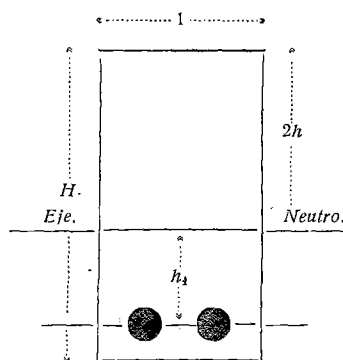
Haremos uso de las fórmulas de M. Hennebique, que si son tachadas de poco científicas, tienen en cambio la sanción de la experiencia, más digna de confianza que muchas teorías aún no muy justificadas que existen sobre esta materia.

Como por otra parte, siguiendo la costumbre establecida en los pliegos de condiciones, se deberá dejar en libertad á los proponentes para que puedan seguir el sistema de construcción que juzguen preferible, justificándolo previamente con los cálculos necesarios, los que insertamos aquí tienen por objeto principal deducir los espesores que conviene dar á los elementos del cajón para poderlo valorar.

Como es sabido, las fórmulas de M. Hennebique se obtienen igualando á la mitad del momento flector el momento resistente de la parte comprimida y de la parte sometida á tensión, resultando:

$$2h = \sqrt{\frac{\mu}{Lp}}; \quad S = \frac{\mu}{2rh}.$$

Teniendo en cuenta que μ es el momento flector, r la resistencia del hormigón á la compresión por centímetro



cuadrado = 25 kilogramos, las citadas fórmulas se convierten en las siguientes:

$$2h = \sqrt{\frac{\mu}{250,000 \times L}} \quad \text{y} \quad S = \frac{\mu}{210' \times h}.$$

Según se explicó en el artículo anterior, los cajones de Rotterdam se llevaban flotando al lugar de su empleo, y

dejando entrar el agua en sus compartimientos, se les hacía ir á pique sobre el fondo de arena preparado de antemano. Después, para hacer en seco los rellenos y refuerzos interiores, era preciso agotar dichos compartimientos por grupos de á cuatro, y para evitar que al subir la marea entrara en el cajón por la parte superior se suplementaba por medio de unas tapaderas y unas chimeneas cuyo borde superior sobrepasaba el nivel de las pleamares.

Si siguiéramos al pie de la letra este ejemplo, tendríamos que calcular nuestro cajón como si estuviera sometido á una carga en la parte inferior de 14,10 metros y habría que dar á todos sus elementos espesores suficientes para resistir á este esfuerzo considerable. Desarrollando los cálculos necesarios hemos llegado á deducir un cajón cuya parte de hormigón armado cubica 840,081 metros cúbicos.

Pero después de meditar sobre este asunto, cree el Ingeniero que suscribe que la precaución de hacer el relleno con hormigón no es aquí tan necesaria como en Rotterdam y que la ventaja que con ello se obtendría no compensa el gasto que supone.

En efecto, este gasto está representado en primer lugar por una diferencia en el cubo de hormigón armado, porque las paredes del cajón, que estarán sometidas como máximo á la presión de 11 metros, que es la que corresponde al punto de empezar á entrar el agua por el borde, son más delgadas que en el otro.

El cajón calculado para esta presión cubica, como más adelante veremos, 736,283 metros cúbicos, y, por tanto, la diferencia que es 103,8 metros cúbicos, al precio de 110 pesetas, valdría pesetas..... 11.418,00

Suponiendo que el relleno de los compartimientos exteriores se hiciera de hormigón, valdría, teniendo en cuenta su volumen y rebajando del precio de dicho material el de la arena que lo sustituiría..... 8.053,32

y la suma del valor de estas diferencias que es... 19.471,32

para cada uno de los 30 cajones que componen los 1.200 metros de muro que en el puerto de Huelva se necesitan por ahora, nos arroja un total de 584.139,60 pesetas, cantidad respetable aunque relativamente al presupuesto total de esta obra no llegue al 9 por 100.

La razón por lo cual los Ingenieros de Rotterdam creyeron conveniente rellenar de hormigón, resulta del siguiente párrafo cuya traducción se consignó en el artículo anterior:

"Una vez colocados en su sitio los cajones, hay que proceder al relleno, siendo lo más sencillo y lo más barato hacerlo con arena, á pesar de que nosotros hemos tenido que rellenar los compartimientos anteriores con hormigón, porque si se pusiera arena y ocurriera un abordaje produciéndose roturas ó aberturas, la arena se escaparía del cajón de cemento, y como consecuencia inevitable sobrevendría un desplazamiento del muro.,

En nuestro muro no puede ocurrir tal desplazamiento:

1.º Porque es casi imposible que un barco venga á embestir de proa al muro, pues la atracada tiene que hacerse de costado, acercándose con cabos dados á proa y popa.

2.º Porque aunque este casi imposible se llegara á realizar alguna vez, es más imposible todavía poder abrir brecha en una pared de hormigón reforzada con fuerte malla de acero y apoyada sobre un relleno incompresible de arena, y

3.º Porque aunque se abriera la brecha y se escapara

por ella toda la arena comprendida en un compartimiento reemplazándola el agua, la pérdida de peso de un cajón sería de 71 toneladas, y como el peso total del muro en los 40 metros de longitud que tiene un cajón es de 5.600 toneladas, resulta aquélla tan insignificante, que no podría apreciarse su influencia en el cálculo gráfico de estabilidad del muro que acompaña á este proyecto.

Vemos, pues, que la precaución de los Ingenieros holandeses, que puede ser razonable en el muro de Rotterdam, cuya base es de 9,60 metros, no parece justificada en el nuestro, cuyo amplio asiento tiene 19 metros de ancho, y cuyo peso considerable hace imposible el peligro de un desplazamiento por esta causa.

Para alejar todo temor se colocará una fuerte defensa de vigas de madera, que recibirá los choques inevitables en las atracadas, refiriéndolos á los mamparos transversales, cuya resistencia á estos esfuerzos es ilimitada.

Vamos á exponer á continuación los cálculos que nos han servido para deducir los espesores de los elementos del cajón en la hipótesis de que no sea necesario agotar en su interior, y empezaremos por los muros de los paramentos para seguir con los mamparos, fondo y zarpas.

Cálculo de los muros de paramento.

1.ª ZONA.

Presión hidrostática por metro cuadrado:

$$p = 1,00 \times 1040 = 1040 \text{ kilogramos.}$$

Momento flector suponiendo un semiempotramiento:

$$\mu = \frac{1}{10} 1040 \times 3,85^2 = 1541,54.$$

Altura de la parte comprimida de la sección:

$$2h = \sqrt{\frac{1541,54}{250000,1}} = \sqrt{0,006166} = 0,079.$$

Distancia del eje neutro al de la armadura:

$$h = 0,208 - (0,079 + 0,035) = 0,094.$$

Sección de la armadura necesaria:

$$S = \frac{1541,54}{2,10^4 \times 0,094} = 820 \text{ milímetros cuadrados.}$$

2.ª ZONA.

$$p = 2,00 \times 1040 = 2080 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{10} 2080 \times 3,85^2 = 3083,08$$

$$2h = \sqrt{\frac{3083,08}{250000}} = \sqrt{0,012332} = 0,111$$

$$h_1 = 0,224 - (0,111 + 0,035) = 0,078$$

$$S = \frac{3083,08}{2,10^4 \times 0,078} = 1976 \text{ milímetros cuadrados.}$$

3.ª ZONA.

$$p = 3,00 \times 1040 = 3120 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{10} 3120 \times 3,85^2 = 4624,62$$

$$2 h = \sqrt{\frac{4624,62}{250000}} = \sqrt{0,018498} = 0,136$$
$$h_1 = 0,240 - (0,136 + 0,035) = 0,069$$
$$S = \frac{4624,62}{2.10^4 \times 0,069} = 3351 \text{ milímetros cuadrados.}$$

4.ª ZONA.

$$p = 4,00 \times 1040 = 4160 \text{ kilogramos.}$$
$$\mu = \frac{1}{10} 4160 \times 3,85^2 = 6166,16$$
$$2 h = \sqrt{\frac{6166,16}{250000}} = \sqrt{0,024664} = 0,157$$
$$h_1 = 0,256 - (0,157 + 0,035) = 0,064$$
$$S = \frac{6166,16}{2.10^4 \times 0,064} = 4817 \text{ milímetros cuadrados.}$$

5.ª ZONA.

$$p = 5,00 \times 1040 = 5200 \text{ kilogramos.}$$
$$\mu = \frac{1}{10} 5200 \times 3,85^2 = 7707,70$$
$$2 h = \sqrt{\frac{7707,70}{250000}} = \sqrt{0,030830} = 0,176$$
$$h_1 = 0,272 - (0,176 + 0,035) = 0,061$$
$$S = \frac{7707,70}{2.10^4 \times 0,061} = 6318 \text{ milímetros cuadrados.}$$

6.ª ZONA.

$$p = 6,00 \times 1040 = 6240 \text{ kilogramos.}$$
$$\mu = \frac{1}{10} 6240 \times 3,85^2 = 9249,24$$
$$2 h = \sqrt{\frac{9249,24}{250000}} = \sqrt{0,036996} = 0,192$$
$$h_1 = 0,288 - (0,192 + 0,035) = 0,061$$
$$S = \frac{9249,24}{2.10^4 \times 0,061} = 7581 \text{ milímetros cuadrados.}$$

7.ª ZONA.

$$p = 7,00 \times 1040 = 7280 \text{ kilogramos.}$$
$$\mu = \frac{1}{10} 7280 \times 3,85^2 = 10790,78$$
$$2 h = \sqrt{\frac{10790,78}{250000}} = \sqrt{0,043163} = 0,208$$
$$h_1 = 0,304 - (0,208 + 0,035) = 0,061$$
$$S = \frac{10790,78}{2.10^4 \times 0,061} = 8845 \text{ milímetros cuadrados.}$$

8.ª ZONA.

$$p = 8,00 \times 1040 = 8320,00 \text{ kilogramos.}$$
$$\mu = \frac{1}{10} 8320 \times 3,85^2 = 12332,32$$

$$2 h = \sqrt{\frac{12332,32}{250000}} = \sqrt{0,049329} = 0,222$$
$$h_1 = 0,320 - (0,222 + 0,035) = 0,063$$
$$S = \frac{12332,32}{2.10^4 \times 0,063} = 9788 \text{ milímetros cuadrados.}$$

ZONAS	Sección necesaria en milímetro cua- drado.	Número de barras y su diámetro.	Sección resultante en milímetro cua- drado.	Exceso. — Milímetro cuadrado.
8.ª	9788	10 de 36	10179	391
7.ª	8845	9 de 36	9161	316
6.ª	7581	8 de 36	8143	562
5.ª	6318	7 de 36	7125	807
4.ª	4817	5 de 36	5089	272
3.ª	3351	10 de 21	3464	113
2.ª	1976	7 de 21	2425	449
1.ª	820	4 de 21	1385	565

Cálculo del mamparo longitudinal.

Como veremos al calcular el fondo del cajón, conviene que las barras de la armadura de éste sean colocadas en sentido transversal, y, como consecuencia, sus apoyos deben proporcionarlos los paramentos y el mamparo longitudinal. Unos y otro dividen el fondo en cuatro zonas longitudinales de 2,75 metros de ancho cortadas por los mamparos transversales en rectángulos de 3,80 metros de luz. El espesor de este mamparo decrece desde 0,20 metros en el fondo hasta 0,15 metros en la parte superior. Resulta de ahí que un trozo de mamparo longitudinal comprendido entre dos transversales, puede considerarse como una viga apoyada por sus extremos y sometida á una carga uniforme representada por la presión en el fondo cuya carga por metro lineal de mamparo sería, dada la profundidad de 11,00 metros:

$$(2,75 + 0,20) 11 \times 1040 = 33.748,00$$

y la carga en todo el mamparo

$$33.748,00 \times 3,80 = 128.242,4.$$

Esta carga produce en cada extremo del mamparo un esfuerzo cortante de

$$\frac{128.242,4}{2} = 64.121,2.$$

Teniendo en cuenta que la altura del mamparo central y de sus planos de junta con los transversales es de 10,72 metros, tendremos que á cada metro corresponde una resistencia á dicho esfuerzo cortante de

$$\frac{64.121,2}{10,72} = 5981,455.$$

y si admitimos un coeficiente de trabajo para el acero de 8 kilogramos por milímetro cuadrado, necesitaremos una sección de

$$\frac{5981,455}{8} = 748 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esta sección puede obtenerse con 5 barras por metro de 14 milímetros de diámetro.

Con esta armadura hay más que suficiente para soportar los esfuerzos de flexión, aunque supongamos sus barras independientes y deduzcamos el trabajo que correspondería á cada una.

En efecto, el momento máximo de flexión sería:

$$M = \frac{1}{8} 33748 \times 3,80^2 = 60915,14 =$$

$$= R \frac{I}{Z} = R \times 0,0982d = R \times 0,0013748,$$

de donde

$$R = \frac{60915,14}{0,0013748} = 44308364,$$

y teniendo en cuenta que en toda la altura del mamparo entran $10,72 \text{ m.} \times 5 = 53$ barras, corresponderá á cada una de éstas un trabajo por milímetro cuadrado de sección de

$$\frac{44,308}{53} = 0,836 \text{ kilogramos.}$$

Mamparos transversales.—Estos mamparos, como los longitudinales, tienen 0,20 metros de espesor abajo y 0,15 metros arriba. Su objeto es proporcionar apoyo á los paramentos y al mamparo longitudinal.

La acción que reciben de los muros de paramentos son presiones en el sentido de su longitud, y las que le imprime el mamparo longitudinal las ponen en el caso de una viga apoyada por sus extremos, sometida en el centro á una carga que es el doble del esfuerzo cortante que hemos calculado para estos mamparos longitudinales en el punto de unión con los transversales, ó sea:

$$64.121,2 \times 2 = 128.242,4 \text{ kilogramos.}$$

La expresión del momento máximo de flexión es

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{128,242,4 \times 5,7}{4} = 182.745,42.$$

Siendo la altura del muro 10,72 corresponde á cada metro una resistencia de

$$\frac{182,745,42}{10,72} = 17.047,147.$$

Si tenemos en cuenta que el esfuerzo cortante que se produce en las uniones de estos mamparos con los paramentos son iguales á los que se producen en las uniones del mamparo logitudinal con ellos, tendremos que ponerles para resistir este esfuerzo la misma armadura que pusimos al longitudinal, ó sean 5 barras por metro de 14 milímetros de diámetro, cuyo momento resistente, siendo $R \times 0,0013748$ ha de igualarse al momento flector correspondiente á una barra, y tendremos:

$$R \times 0,0013748 = \frac{17047,147}{5} = 3409,429$$

de donde

$$R = \frac{3409,429}{0,0013748} = 2,479 \text{ kgs. por mm}^2$$

La acción que reciben de los muros de paramento es en la zona inferior de un metro de ancho,

$$8320,0 \times 4 = 33280 \text{ kilogramos;}$$

según vimos al calcular dichos paramentos, y como la parte de sección del mamparo transversal que corresponde á la misma zona mide próximamente 2000 centímetros cuadrados, resulta una presión por esta unidad de superficie de

$$\frac{33280}{2000} = 16,64 \text{ kilogramos,}$$

nada exagerada si se tiene en cuenta que las barras de la armadura contribuyen á soportarla.

En la zona superior, donde el espesor es 0,15 metros y la presión $1040 \times 4 = 4160$ kilogramos, resultará una presión por centímetro cuadrado de

$$\frac{4160}{1500} = 2,77 \text{ kilogramos,}$$

lo cual acusa un exceso de espesor, pero creo que no conviene disminuirlo para facilitar la construcción y compensar cualquier falta imprevista de los materiales ó de la mano de obra.

Tenemos, por consiguiente, que las armaduras de los mamparos transversales deben estar compuestas de 5 barras de 14 milímetros de diámetro por cada metro de altura, como las del longitudinal.

Mamparos de testero.—De este mamparo, cuyas dimensiones serán 0,25 metros en la coronación y 0,50 metros en la base, se ha calculado la zona que corresponde á los 11 metros de profundidad y se obtienen los resultados que siguen:

$$p = 11,00 \times 1040 = 11440 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{10} 11440 \times 2,75^2 = 8651,50 \text{ kilogramos.}$$

$$2h = \sqrt{\frac{8651,5}{250000}} = \sqrt{0,034606} = 0,186.$$

$$h_1 = 0,480 - (0,186 + 0,240) = 0,054.$$

$$S = \frac{8651,5}{2,10^4 \times 0,054} = 8011 \text{ milímetros cuadrados.}$$

cuya superficie se cubre con 10 barras de 33 milímetros = 8553 milímetros cuadrados.

Esta armadura será igual en toda la altura del muro á fin de que resulte muy reforzada, pues por la situación que ocupa ha de estar sometida durante los remolques y colocación en obra á choques bruscos y esfuerzos anormales que no se pueden tener en cuenta en el cálculo.

Fondo del cajón.—Según hemos visto, el fondo del cajón está dividido por los muros longitudinales y transversales en una serie de rectángulos de 2,75 por 3,80 metros.

Estas proporciones en la base de los compartimientos las hemos conseguido prolongando los muros de paramento hasta el fondo, con lo cual se da á ésta un apoyo que permite poner los hierros de la armadura en sentido transversal al cajón que es el de menor dimensión de los rectángulos.

Veremos al calcular las zarpas la ventaja de que las barras se coloquen como hemos dicho, pues con tal disposición se consigue que trabajen siempre, primero cuando el cajón está vacío y después cuando queda puesto en obra definitivamente y es macizada la zarpa, en cuyo caso las barras de la parte de piso correspondiente á estas zarpas contribuyen á su resistencia, lo cual no se conseguiría si las barras de la armadura fueran colocadas en sentido longitudinal.

Las subpresión á que el fondo ha de estar sometido cuando el cajón esté á punto de sumergirse por metro cuadrado $11,00 \times 1040 = 11440$ kilogramos y el momento máximo de flexión suponiendo un semiempotramiento:

$$\mu = \frac{1}{10} 11440 \times 2,75^2 = 8651,5.$$

La posición del eje neutro estará determinada por

$$2h = \sqrt{\frac{8651,5}{250000}} = \sqrt{0,034606} = 0,186.$$

La distancia del eje neutro al de la armadura en un espesor de 28 centímetros será

$$h_1 = 0,280 - (0,186 + 0,035) = 0,059,$$

y la sección de acero correspondiente

$$S = \frac{861,50}{2,10^4 \times 0,059} = 7331 \text{ milímetros},$$

la cual puede componerse con 10 barras de 31 milímetros de diámetro = 7548.

Zarpas.—Como se ve en los planos, el piso del cajón se extiende por ambos lados, formando retallos ó zarpas unidos con el cuerpo de aquél por muros inclinados.

El vuelo sobre la vertical que pasa por el punto de arranque superior es de 6,45 metros, y el espacio comprendido entre los planos inclinados y el fondo está hueco en parte para aligerar el cajón y también por razón de economía.

Las zarpas trabajan desigualmente, pues mientras la del lado de la ría ó exterior está sometida, según hemos visto, en el cálculo gráfico de la sección del muro, á una presión que llega en la arista á 2,87 kilogramos por centímetro cuadrado, en la del terraplén ó interior vemos también que no pasa de 1,666 kilogramos.

Del referido cálculo gráfico de la sección del muro se deduce la presión que corresponde á cada punto de la base de apoyo, y con estos datos vamos á calcular las zarpas por separado.

Zarpa exterior.—Puede calcularse su trabajo como el de una ménsula de 6,45 metros de vuelo y de un metro de anchura, sometida á una presión por metro cuadrado de:

$$p = \frac{2,870 + 2,462}{2} \times 10^4 = 26.660,00 \text{ kilogramos que es la media de las que obran entre la sección que se considera y el extremo de la ménsula.}$$

Calculando los distintos elementos correspondientes á la sección de arranque, tendremos:

$$\mu = \frac{I}{2} P 1^3 = \frac{1}{2} 26660 \times 6,45^3 = 554.561,32$$

$$2h = \sqrt{\frac{554561,32}{250000 \times 1}} = \sqrt{2,2182} = 1,489$$

$$h_1 = 3,40 - (1,489 + 0,043) = 1,871$$

$$S = \frac{554561,32}{2,10^4 \times 1,871} = 14820 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Precisa tener aquí en cuenta el valor del esfuerzo cortante, porque en estas ménsulas aumentan estos esfuerzos como los de flexión, y si consideramos que en esta sección de arranque el valor de aquél es

$$F = 26660 \times 6,45 = 171957,00 \text{ kilogramos,}$$

necesitamos para contrarrestarlo una sección de acero de 17196 milímetros cuadrados, pues aunque el coeficiente de trabajo de 10 kilogramos es un poco elevado para esta clase de esfuerzos, hay que dar algún valor á la resistencia del hormigón, que, aunque es pequeña por unidad de superficie, alcanza un valor importante por tener la ménsula en este punto una sección considerable.

Tendremos, pues, en la sección de arranque:

$$\text{Sección de la armadura á 6,45 metros del extremo.} \left\{ \begin{array}{l} \text{Momento flector, } 14820 \text{ mm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante, } 17196 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} 32016 \text{ mm}^2$$

SECCIÓN Á 6,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{2,870 + 2,491}{2} \times 10^4 = 26805 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 26805 \times 6,00^3 = 482490 \text{ kilogramos.}$$

$$2h = \sqrt{\frac{482490}{250000}} = \sqrt{1,9299} = 1,389$$

$$h_1 = 3,100 - (1,389 + 0,04) = 1,671$$

$$S = \frac{482490}{2,10^4 \times 1,671} = 14437 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esfuerzo cortante

$$F = 26805 \times 6 = 160830$$

$$\text{Sección de la armadura á 6,00 metros del extremo.} \left\{ \begin{array}{l} \text{Momento flector, } 14437 \text{ mm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante, } 16083 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} 30520 \text{ mm}^2$$

SECCIÓN Á 5,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{2,870 + 2,554}{2} \times 10^4 = 27120 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 27120 \times 5^3 = 339000 \text{ kilogramos.}$$

$$2h = \sqrt{\frac{339000}{250000}} = \sqrt{1,3560} = 1,165$$

$$h_1 = 2,400 - (1,165 + 0,04) = 1,195$$

$$S = \frac{339000}{2,10^4 \times 1,195} = 14184 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esfuerzo cortante

$$F = 27120 \times 5 = 135600$$

$$\text{Sección de la armadura á 5,00 metros del extremo.} \left\{ \begin{array}{l} \text{Momento flector, } 14184 \text{ mm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante, } 13560 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} 27744 \text{ mm}^2$$

SECCIÓN Á 4 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{2,870 + 2,617}{2} \times 10^4 = 27435 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 27435 \times 4^3 = 219480 \text{ kilogramos.}$$

$$2h = \sqrt{\frac{219480}{250000}} = \sqrt{0,8779} = 0,937$$

$$h_1 = 1,820 - (0,937 + 0,04) = 0,843$$

$$S = \frac{219480}{2,10^4 \times 0,843} = 13018 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esfuerzo cortante

$$F = 27435 \times 4 = 109740$$

$$\text{Sección de la armadura á 4,00 metros del extremo.} \left\{ \begin{array}{l} \text{Momento flector, } 13018 \text{ mm}^2 \\ \text{Esfuerzo cortante, } 10974 \text{ mm}^2 \end{array} \right\} 23992 \text{ mm}^2$$

SECCIÓN Á 3 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{2,870 + 2,681}{2} \times 10^4 = 27755 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 27755 \times 3^3 = 124897,50$$

$$2h = \sqrt{\frac{124897,5}{250000}} = \sqrt{0,4996} = 0,707$$

$$h_1 = 1,250 - (0,707 + 0,04) = 0,503$$

$$S = \frac{124897,5}{2.10^4 \times 0,503} = 12415 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esfuerzo cortante.

$$F = 27755 \times 3 = 83265$$

Sección de la armadura á { Momento flector, 12415 mm² } 20742 mm²
3,00 metros del extremo. { Esfuerzo cortante, 8327 mm² }

SECCIÓN Á 2,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{2,870 + 2,744}{2} \times 10^4 = 28070 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 28070 \times 2^2 = 56140$$

$$2h = \sqrt{\frac{56140}{250000}} = \sqrt{0,2246} = 0,474$$

$$h_1 = 0,750 - (0,474 + 0,04) = 0,236$$

$$S = \frac{56140}{2.10^4 \times 0,236} = 11894 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esfuerzo cortante

$$F = 28070 \times 2 = 56140$$

Sección de la armadura á { Momento flector, 11894 mm² } 17508 mm²
2,00 metros del extremo. { Esfuerzo cortante, 5614 mm² }

SECCIÓN Á 1,00 METRO DEL EXTREMO.

$$p = \frac{2,870 + 2,807}{2} \times 10^4 = 28385 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 28385 \times 1^2 = 14192,5$$

$$2h = \sqrt{\frac{14192,5}{250000}} = \sqrt{0,0568} = 0,238$$

$$h_1 = 0,350 - (0,238 + 0,04) = 0,072$$

$$S = \frac{14192,5}{2.10^4 \times 0,072} = 9856 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Esfuerzo cortante

$$F = 28385 \times 1 = 28385$$

Sección de la armadura á { Momento flector, 9856 mm² } 12694 mm²
1,00 metro del extremo. { Esfuerzo cortante, 2838 mm² }

Techo de la ménsula.—La presión máxima á que ha de estar sometido será $9,40 \times 1040 = 9776,00$ kilogramos, y calculando los distintos elementos se tendrá:

$$\mu = \frac{1}{10} 9776 \times 3,15^2 = 9700,24$$

$$2h = \sqrt{\frac{9700,24}{250000}} = \sqrt{0,0388} = 0,197$$

$$h_1 = 0,280 - (0,197 + 0,035) = 0,048$$

$$S = \frac{9700,24}{2.10^4 \times 0,048} = 10104 \text{ milímetros cuadrados.}$$

Los resultados obtenidos los hemos reunido en el estado que sigue, así como la distribución de las barras que se necesitan para que en cada sección de la ménsula la armadura tenga el material metálico necesario.

Tramos de la ménsula.....	SECCIONES NECESARIAS DE LA ARMADURA			DISTRIBUCIÓN DE LAS BARRAS DE LA ARMADURA			
	Flexión.	Esfuerzo cortante	Total.	Flexión.	Esfuerzo cortante.		Sección total.
	mm ²	mm ²	mm ²	Barras de 44 milímetros núm. y sec.	Barras de 31 milímetros núm. y sec.	Barras de 38 milímetros núm. y sec.	mm ²
					(a)	(b)	
7. ^a	14820	17196	32016	10 = 15205	10 = 7548	10 = 11341	34094
6. ^a	14437	16083	30520	10 = 15205	10 = 7548	10 = 11341	34094
5. ^a	14184	13560	27744	10 = 15205	10 = 7548	10 = 11341	34094
4. ^a	13018	10974	23992	10 = 15205	10 = 7548	10 = 11341	34094
3. ^a	12415	8327	20742	10 = 15205	10 = 7548	5 = 5670	28423
2. ^a	11894	5614	17508	10 = 15205	5 = 3774	5 = 5670	24649
1. ^a	9856	2838	12694	10 = 15205	"	"	15205

Las barras que figuran en la casilla (a) son las del fondo del cajón en la parte correspondiente á la zarpa, y las que figuran en la casilla (b) las del techo de la ménsula, las cuales podrían suprimirse al llegar al tramo tercero, pero se conservan cinco barras por metro para enlazar esta armadura con la del fondo.

Zarpa interior.—De la misma manera que hemos calculado la zarpa exterior vamos á calcular la interior, pero sirviéndonos de norma el perfil deducido para aquella y variando tan sólo la armadura, á fin de que el cajón, estando nivelado, pueda flotar en buenas condiciones.

SECCIÓN DE ARRANQUE Á 6,45 METROS.

$$p = \frac{1,666 + 2,072}{2} \times 10^4 = 18690 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 18690 \times 6,45^2 = 388775$$

$$2h = \sqrt{\frac{388775}{250000}} = \sqrt{1,5551} = 1,247$$

$$h_1 = 3,400 - (1,247 + 0,04) = 2,113$$

$$S = \frac{388775}{2.10^4 \times 2,113} = 9199 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 18690 \times 6,45 = 120550$$

Sección de la armadura á { Momento flector, 9199 mm² } 21254 mm²
6,45 metros del extremo. { Esfuerzo cortante, 12055 mm² }

SECCIÓN Á 6 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{1,666 + 2,044}{2} \times 10^4 = 18550 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 18550 \times 6^2 = 333900,00 \text{ kilogramos.}$$

$$2h = \sqrt{\frac{333900}{250000}} = \sqrt{1,3356} = 1,156$$

$$h_1 = 3,100 - (1,156 + 0,04) = 1,904$$

$$S = \frac{333900}{2.10^4 \times 1,904} = 8768 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 18550 \times 6 = 111300$$

Sección de la armadura á 6,00 metros del extremo. { Momento flector, 8768 mm² } 19898 mm²
 { Esfuerzo cortante, 11130 mm² }

SECCIÓN Á 5,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{1,666 + 1,981}{2} \times 10^4 = 18235 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 18235 \times 5^2 = 227938$$

$$2h = \sqrt{\frac{227938}{250000}} = \sqrt{0,9118} = 0,955$$

$$h_1 = 2,400 - (0,955 + 0,04) = 1,405$$

$$S = \frac{227938}{2 \cdot 10^4 \times 1,405} = 8112 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 18235 \times 5 = 91175$$

Sección de la armadura á 5,00 metros del extremo. { Momento flector, 8112 mm² } 17230 mm²
 { Esfuerzo cortante, 9118 mm² }

SECCIÓN Á 4,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{1,666 + 1,918}{2} \times 10^4 = 17920 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 17920 \times 4^2 = 143360$$

$$2h = \sqrt{\frac{143360}{250000}} = \sqrt{0,5734} = 0,757$$

$$h_1 = 1,82 - (0,757 + 0,04) = 1,023$$

$$S = \frac{143360}{2 \cdot 10^4 \times 1,023} = 7007 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 17920 \times 4 = 71680$$

Sección de la armadura á 4,00 metros del extremo. { Momento flector, 7007 mm² } 14175 mm²
 { Esfuerzo cortante, 7168 mm² }

SECCIÓN Á 3,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{1,666 + 1,855}{2} \times 10^4 = 17605 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 17605 \times 3^2 = 79223$$

$$2h = \sqrt{\frac{79223}{250000}} = \sqrt{0,3169} = 0,563$$

$$h_1 = 1,25 - (0,563 + 0,04) = 0,647$$

$$S = \frac{79223}{2 \cdot 10^4 \times 0,647} = 6122 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 17605 \times 3 = 52815$$

Sección de la armadura á 3,00 metros del extremo. { Momento flector, 6122 mm² } 11404 mm²
 { Esfuerzo cortante, 5282 mm² }

SECCIÓN Á 2,00 METROS DEL EXTREMO.

$$p = \frac{1,666 + 1,792}{2} \times 10^4 = 17290 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 17290 \times 2^2 = 34580$$

$$2h = \sqrt{\frac{34580}{250000}} = \sqrt{0,1383} = 0,372$$

$$h_1 = 0,750 - (0,372 + 0,04) = 0,338$$

$$S = \frac{34580}{2 \cdot 10^4 \times 0,338} = 5115 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 17290 \times 2 = 34580$$

Sección de la armadura á 2,00 metros del extremo. { Momento flector, 5115 mm² } 8573 mm²
 { Esfuerzo cortante, 3448 mm² }

SECCIÓN Á 1,00 METRO DEL EXTREMO.

$$p = \frac{1,666 + 1,729}{2} \times 10^4 = 16975 \text{ kilogramos.}$$

$$\mu = \frac{1}{2} 16975 \times 1^2 = 8488$$

$$2h = \sqrt{\frac{8488}{250000}} = \sqrt{0,0339} = 0,184$$

$$h_1 = 0,35 - (0,184 + 0,04) = 0,126$$

$$S = \frac{8488}{2 \cdot 10^4 \times 0,125} = 3368 \text{ milímetros cuadrados.}$$

$$F = 16975 \times 1 = 16975$$

Sección de la armadura á 1,00 metro del extremo. { Momento flector, 3368 mm² } 5066 mm²
 { Esfuerzo cortante, 1698 mm² }

Techo de la ménsula.—El techo de la ménsula interior, estando en las mismas condiciones de carga que el de la otra, su espesor, disposición y dimensiones de la armadura, son las mismas del de la anterior.

Resumiendo aquí los resultados de los cálculos en forma análoga á la anterior, tendremos el siguiente cuadro:

Tramos de la ménsula.	SECCIONES NECESARIAS DE LA ARMADURA			DISTRIBUCIÓN DE LAS BARRAS DE LA ARMADURA			
	Flexión.	Esfuerzo cortante.	Total.	Flexión.	Esfuerzo cortante.		Sección total.
	mm ²	mm ²	mm ²	Barras de 35 milímetros núm. y sec.	Barras de 31 milímetros núm. y sec.	Barras de 38 milímetros núm. y sec.	mm ²
7. ^a	9199	12055	21254	10 = 9621	(a) 10 = 7548	(b) 10 = 11341	28510
6. ^a	8768	11130	19898	10 = 9621	10 = 7548	10 = 11341	28510
5. ^a	8112	9118	17230	10 = 9621	10 = 7548	10 = 11341	28510
4. ^a	7007	7168	14175	10 = 9621	10 = 7548	10 = 11341	28510
3. ^a	6122	5282	11404	10 = 9621	5 = 3774	5 = 5670	19065
2. ^a	5115	3458	8573	10 = 9621	"	5 = 5670	15291
1. ^a	3368	1698	5066	10 = 9621	"	"	9621

Las barras que figuran en la casilla (a) son las del fondo del cajón en la parte correspondiente á la zarpa, y las que figuran en la casilla (b) las del techo de la ménsula, las cuales podrían suprimirse al llegar al tramo tercero, pero se conservan cinco barras por metro para enlazar esta armadura con la del fondo.

Aunque si se comparan las columnas de los totales de las secciones necesarias con la de distribución de las barras, resulta, á primera vista, un exceso de metal demasiado grande en algunas de ellas, no lo es tanto si se considera que se supone el acero trabajando á 10 kilogramos para el esfuerzo cortante, lo cual es demasiado.

Por dicha razón, la flexión de la ménsula conviene contrarrestarla con su armadura especial colocada cerca de la cara sometida á tensión é independiente de las demás.

En los cálculos que preceden hemos reducido los elementos principales de las armaduras ó sean las barras que soportan los esfuerzos, pero hay que tener en cuenta que estas barras han de sostenerse en sus posiciones respectivas por otras auxiliares y han de empalmarse de modo que no resulten soluciones de continuidad.

Con este fin, todas las barras irán arriostradas por otras transversales de 10 milímetros de diámetro, separadas como máximo 20 centímetros, ligados los encuentros con alambre.

Las barras del fondo de la zarpa y de los mamparos transversales deben ser de una sola pieza y sus extremos se engancharán en la armadura contigua cuando sea posible ó se volverán en forma de cayado. Las barras de los paramentos se formarán á lo más con tres trozos empalmados en gancho, cuidando que los empalmes carguen siempre sobre la zona de apoyo.

Las barras del fondo de las zarpas van ligadas con la masa de hormigón por medio de estribos en forma de U formados con cabilla de 15 milímetros de diámetro colocados en los puntos de encuentro con las barras riostras.

Estas prescripciones podrán ser interpretadas por cada constructor, según el sistema que prefiera seguir, siempre que éste sea admisible y tenga como fundamento las referidas bases.

Contando con que se aprovecha toda la altura del cajón, llegando este á sobresalir del nivel de bajamar un metro, la superestructura del muro tendrá 4 metros de altura, á la cual, según la fórmula de Navier, para el caso más desfavorable corresponde un espesor

$$e = 0,59 h = 2,36 \text{ metros.}$$

Hemos tomado, por consiguiente, 2,40 metros de espesor, y aun para mayor seguridad completaremos todo lo que sobra de la coronación del cajón, con un suplemento de rajuela puesta en seco, con lo cual se disminuirá mucho el empuje del terraplén al mismo tiempo que se sanea la parte interior del muro.

Sistema empleado en los puertos de España.

Buscando precedentes para justificar el sistema de construcción que proponemos, hemos molestado á todos los compañeros encargados de la construcción de nuestros puertos, pidiéndoles datos que todos nos han remitido con suma amabilidad, de los cuales hemos separado los correspondientes á terrenos flojos y simplificádolos convenientemente para ocupar poco espacio, se insertan en la lámina número 4.

Como se ve, tenemos en España numerosos muelles cimentados sobre terrenos flojos, pues los puertos de Alicante, Cartagena, Castellón, Denia, Coruña, Málaga, Musel, Palma, Pasajes, Pontevedra, Ribadesella, Sevilla, Vigo y Valencia tienen terreno fangoso ó arenoso. En general, el sistema de construcción seguido consiste en una base de escollera ó en una plataforma sobre pilotaje, pero ninguno de estos dos sistemas es aprovechable en terrenos fangosos de espesor indefinido como el de Huelva.

En efecto, ya se ha visto en lo que precede que los muelles sobre pilotajes no pueden admitirse aquí, pues habría que poner los pilotes tan cerca, que se formaría casi un macizo de madera. Tampoco es admisible el sistema de un basamento de escollera y sobre él un cuerpo de muro de fábrica corriente, porque precisamente en el primer proyecto del puerto de Huelva, que fué redactado el año 1878 por el ilustrado Ingeniero D. Carlos María Cortés, se propusieron muros de esta clase que fué ensayada previamente el año 1882, haciendo un trozo de muro que se hundió cerca de un metro cuando la carga del terreno llegó á 809 gramos por centímetro cuadrado.

En vista de este resultado, se desistió aquí de los muelles de fábrica y se apeló á los espigones de hierro sobre columnas calzadas de roscas Mitchet, habiéndose construido dos, uno para las mercancías generales y otro especial para el mineral.

Pero este género de construcciones, si bien satisface la necesidad unos pocos de años, no tiene aquí la duración secular que la vida de los puertos exige, pues las aguas de esta ría cargadas de sales ácidas de cobre y de hierro, procedentes del laboreo de las minas, atacan rápidamente esta clase de material.

Por esta razón, y por resultar deficiente para el tráfico el primero de los espigones, en explotación desde el año 1888, hemos tenido necesidad de estudiar su restauración y ampliación, y este estudio nos ha llevado á examinar el proceso que dió lugar á la proscripción de los muelles de fábrica, habiendo sacado el convencimiento de que esta proscripción no hubiera tenido efecto si en aquella época hubieran tenido las máquinas dragadoras la perfección que ya han alcanzado, y si las construcciones de hormigón armado, en su primera infancia entonces, se hubieran conocido como hoy se conocen.

Fundándonos en estos elementos, hemos redactado un proyecto de muelle de fábrica para este puerto, del cual se han extraído los datos que preceden, que publicamos para facilitar el trabajo de aquellos compañeros que necesiten meterse en pantanos semejantes.

F. MONTENEGRO.

Huelva y Febrero de 1912.

Revista de las principales publicaciones técnicas.

Depuración de las aguas por el procedimiento Linden.

La Sociedad Agua Sana propone el empleo de un procedimiento nuevo para la depuración de las aguas de los ríos destinadas á la bebida, procedimiento que describen los *Annales des*

Travaux Publics de Belgique, en su número de Junio del año pasado. Una primera aplicación de él en escala industrial, acababa de hacerse en Gante; como ha dado excelentes resultados, creemos que es interesante publicar algunos detalles acerca del mismo.

El procedimiento Linden se funda en la decantación de los