

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS.

MADRID, 15 DE JULIO DE 1887.

4.ª Serie.

Tomo 5.º

Número 13.

AÑO XXXV DE LA PUBLICACIÓN.

SUMARIO.

Puerto de Barcelona. Estudio teórico y práctico de los bloques huecos propuestos para la construcción de los nuevos muelles, por D. Julio Valdés, Ingeniero de Caminos (continuación).—Rodillo para el afirmado de carreteras, por D. Mariano de Cárcer, Ingeniero de Caminos.—Lámina 55: *Puerto de Barcelona* (véase el número 9.º de esta REVISTA, pág. 113).—Lámina 65: *Rodillo para el afirmado de carreteras*.

PUERTO DE BARCELONA

ESTUDIO TEÓRICO Y PRÁCTICO DE LOS BLOQUES HUECOS PROPUESTOS PARA
LA CONSTRUCCIÓN DE NUEVOS MUELLES.

(Continuación)

Resistencia al giro.—La resistencia al giro se halla igualmente asegurada en esta nueva hipótesis, pues dicha curva pasa también en todos sus puntos por el interior del macizo y corta á las bases de las diversas secciones dentro de las distancias límites $c_1 = c_2 = \frac{1}{6} a$.

Esta resistencia es mayor que en el primer caso para el conjunto del muro, por cuanto se aproxima más la curva de presiones al centro de la base de fundación. No sucede lo mismo en las demás juntas, y muy especialmente en la relativa al tercer segmento, cuyo centro de gravedad es G_3 . En ella, en efecto, la primera curva (línea llena) pasa por el mismo centro de la base, y la segunda (trazos) la corta á la distancia de $0^m,11$. Para esta junta, por lo tanto, determinaremos la

Resistencia á la compresión.—En este caso los valores que hay que sustituir en la fórmula de Collignon, son los siguientes:

$$P = 50.340 \text{ kilogramos; } \Omega = 3,55; a = 1^m,775$$

$$p = 0^m,11; x = 1,775; \text{ luego}$$

$$R = \frac{50.340}{3,55} \left(1 + \frac{3 \times 0,11}{1,775} \right) = \frac{50.340 \times 1,185}{3,55} = 16.803 \text{ kilógs.,}$$

ó sean $1^k,68$ por cm^2 .

En el caso de una sobrecarga sobre el muro de 10.000 kilogramos por m^2 , $P = 84.540$ kilogramos y

$$R = \frac{84.540}{3,55} \times 1,185 = 28.247 \text{ kilogramos,}$$

ó sean 2k,82 por cent.º.

Para la hilada inferior los respectivos valores de R, resultarán:

Sin sobrecarga en el muro.	Con sobrecarga en el muro.
$R = \frac{81.934}{3,75} \left(1 + \frac{3 \times 0,28}{1,875}\right) = 31.637$	$R = \frac{116.134}{3,75} \times 1,448 = 44.905,$

ó sean por cent.º, respectivamente,

3k,16 y 4k,49.

Resistencia al deslizamiento.—Todos los ángulos de las resultantes definitivas con la vertical son asimismo muy inferiores á los fijados para el deslizamiento. Me limitaré, por lo tanto, al examen de la última hilada, donde dicha resistencia es menor. Tendremos, repitiendo lo indicado en la anterior hipótesis, para el valor de la tangente del ángulo que se compara,

$$x = \frac{0,20}{2,67} = 0^m,075,$$

bastante menor que el límite 0,56.

Coefficientes de estabilidad. Al giro.—Brazo de palanca del muro con relación á la arista exterior, 2m,242.

Peso del muro, 81.934 kilogramos.

Momento correspondiente del muro, $81.934 \times 2,242 = 183.733$ kilogramos;

luego $C = \frac{183.733}{4.328} = 42$ para la hilada inferior. Si queremos determinar el valor de c para las hiladas superiores, obtendremos sucesivamente:

Segunda hilada de bloques.		
$P_2 = 66.137$ $p_2 = (\text{brazo de palanca}) = 2,11$ $M_2 = 139.549 \text{ kilogramos.}$	}	$C = \frac{139.549}{17.479} = 7,972;$

Tercera hilada de bloques.		
$P_3 = 50.340 \text{ kilogramos}$ $p_3 = 1,99$ $M_3 = 100.176 \text{ kilogramos}$	}	$C = \frac{100.176}{17.634} = 5,689;$

Primera hilada de bloques.	
$P_1 = 34.543$ kilogramos	} $C = \frac{64.250}{10.732} = 5,987.$
$\rho_1 = 1,86$	
$M_1 = 64.250$	

Al aplastamiento.

Sin sobrecarga en el muro.	Con sobrecarga en el muro de 10 toneladas por m ² .
$C = \frac{14}{3,16} = 4,43$	$C = \frac{14}{4,49} = 3,12.$

Al deslizamiento.

$$C = \frac{0,56}{0,075} = 7,46.$$

TERCERA HIPÓTESIS.

Conservando los mismos valores de p y S , es decir, del peso del metro cúbico de terraplén y de la sobrecarga por metro superficial en los embarcaderos, conviene estudiar una nueva hipótesis, mucho más aproximada a la verdad, reemplazando el valor supuesto para ψ (talud natural de las tierras), por otro más pequeño en relación con la exacta composición del terraplén.

Para encontrar este valor de ψ , basta examinar la naturaleza de los productos que han de formar la explanación y el orden prudencial de su vertimiento. Ya se ha dicho que la base del terraplén debe formarse con arena (productos del dragado), hasta una altura dependiente de la cota líquida (8 metros) y del calado de los gánguiles (suponiendo caídas las compuertas). Dicha altura, algo exagerada, puede graduarse en unos **5,00** metros; de manera que el terraplén se formará con una capa de arena del espesor antes marcado y otra de tierra floja y cascajo de **5,60** metros de elevación. Los taludes en uno y otro caso son $\psi = 30^\circ$ y $\psi = 45^\circ$; de manera que el prisma de máximo empuje se compondrá teóricamente de una base poligonal formada por un triángulo inferior de 5^m,00 de altura y de un trapecio superior en la forma indicada con tinta azul en la figura 4.^a A dicho prisma corresponde una sobrecarga determinada por la base más elevada del trapecio, disminuida en la magnitud constante $o'd = 1^m,18$ y multiplicada por S , que se ha supuesto en la figura, igual a **8.000** kilogramos.

Los pesos p y p' serán, respectivamente, **1,700** para el trapecio (tierra y cascajo), **1,900** para el triángulo (arena).

Con estas hipótesis podríamos verificar los cálculos para la determina-

ción de los valores sucesivos de Q . Pero con objeto de simplificar estos procedimientos, sumamente largos por la variabilidad de las tangentes de

$\frac{\alpha}{2}$, es conveniente reemplazar los dos taludes ó línea quebrada oMa'

por una sola recta oa , que produzca un empuje equivalente, teniendo en cuenta el exceso de sobrecarga debido al aumento aa' de la base.

Para encontrar este nuevo talud, recordaremos que los empujes son directamente proporcionales á los momentos de los pesos que los producen con relación al paramento sobre que actúan; de modo que si llamamos P y P' dichos pesos, y ρ y ρ' los brazos de palanca ó sus distancias á la vertical de la arista inferior, debe verificarse la igualdad

$$P\rho = P'\rho',$$

para que se verifique la de los empujes Q y Q' , puesto que

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{P\rho}{P'\rho'} = 1.$$

Procediendo por *tanteo*, toda vez que no interesa encontrar una compensación perfecta, fijaremos como talud equivalente el de *tres* de base por dos de altura, al que corresponde un valor de ψ igual á $33^\circ - 41' - 30''$, y veremos si dicho ángulo satisface á la condición indicada.

Trazado el nuevo prisma de máximo empuje; determinados los centros de gravedad de ambos sistemas, y hallados los pesos totales de los mismos y sus respectivos brazos de palanca (conforme á las construcciones gráficas indicadas en la misma figura), obtendremos los resultados siguientes:

p' = peso del prisma poligonal de máximo empuje, correspondiente á los dos taludes. . .	52.450 kilog.
π' = peso de la sobrecarga correspondiente. . .	32.320

$$P' = \text{PESO TOTAL. } 84.770 \text{ kilog.}$$

p = peso del prisma de máximo empuje, correspondiente al muro y único talud (3×2). .	51.105 kilog.
π = peso de la sobrecarga correspondiente. . .	35.848

$$P = \text{PESO TOTAL. } 86.953 \text{ kilog.}$$

ρ' = Primer brazo de palanca.	2,33
ρ = Segundo brazo de palanca.	2,55

Por lo tanto, el nuevo empuje Q , debido al talud de $\psi = 33^\circ - 41' - 30''$, será igual al primero Q' , multiplicado por la relación

$$\frac{P_p}{P'p'} = \frac{86.953 \times 2.55}{84.770 \times 2.33} = 1.123;$$

es decir, que puede adoptarse el talud único de 3 por 2 y el peso p del metro cúbico, igual á 1.700 kilogramos, sin inconveniente alguno para el cálculo, pues ántes bien el resultado será favorable á la estabilidad.

Los datos para el estudio de esta nueva hipótesis serán, pues, los siguientes:

$$\psi = 33^\circ - 41' - 30''; \quad \alpha = 56^\circ - 18' - 30'';$$

$$\frac{\alpha}{2} \pi = 28^\circ - 9' - 15''; \quad tg. \frac{\alpha}{2} = 0.5351;$$

$$tg.^2 \frac{\alpha}{2} = 0.28633; \quad p = 1.700 \text{ kilog.}$$

$$\text{Sobrecarga} = 9.000 \text{ kilog. por m}^2.$$

Toda vez que se ha demostrado la aproximación de este supuesto á la realidad de los hechos, convendrá distinguir en él dos casos diferentes, según que consideremos los embarcaderos *vacíos ó con su carga máxima de nueve toneladas* por metro superficial, pudiendo de este modo estudiar las variaciones introducidas de uno á otro limite en la curva de presiones definitivas, y apreciar, por decirlo así, de una sola ojeada, la acción variable de todas estas fuerzas en el interior de la fábrica. (Lámina 55.)

PRIMER CASO.

Sin sobrecarga en los embarcaderos.

$p = 3.071$	$Q = 1.643 \text{ kilogramos.}$
$p_1 = 9.624$	$Q_1 = 5.144 \quad "$
$p_2 = 18.248$	$Q_2 = 9.764 \quad "$
$p_3 = 29.831$	$Q_3 = 15.962 \quad "$
$p_4 = 44.373$	$Q_4 = 23.743 \quad "$

$M = 1.424$	$m = + 1.424 \text{ kilogramos.}$
$M_1 = 7.870$	$m_1 = + 6.530 \quad "$
$M_2 = 21.480$	$m_2 = + 10.840 \quad "$
$M_3 = 45.551$	$m_3 = + 9.551 \quad "$
$M_4 = 83.813$	$m_4 = - 1.627 \quad "$

SEGUNDO CASO.

Con sobrecarga de 9.000 kilogramos en los andenes.

$\pi = 0,000$	$Q = 1.643$ kilogramos.
$\pi'_1 = 16.920$	$Q_1 = 14.201$ »
$\pi_2 = 24.723$	$Q_2 = 22.989$ »
$\pi_3 = 32.526$	$Q_3 = 33.360$ »
$\pi_4 = 40.329$	$Q_4 = 45.315$ »

$M = 1.424$	$m = + 1.424$ kilogramos.
$M_1 = 21.728$	$m_1 = + 20.388$ »
$M_2 = 50.575$	$m_2 = + 39.935$ »
$M_3 = 95.410$	$m_3 = + 59.410$ »
$M_4 = 159.962$	$m_4 = + 74.522$ »

Con estos datos y las contrapresiones exteriores se han construido las curvas de presiones marcadas en la hoja citada, con color azul para el primer caso y con tinta carmín en el segundo. Hay que advertir, no obstante, que para esta hipótesis, según se indicó en las consideraciones preliminares, se ha tenido en cuenta el peso de las columnas líquidas sobre los retallos. Por lo tanto, los nuevos pesos de cada segmento serán los expresados á continuación:

$$\begin{array}{lcl}
 P = 14.651 \text{ kilogramos.} & \} & \text{Iguales á los anteriores.} \\
 P_1 = 34.543 & \text{»} & \\
 P_2 = 50.340 + (0,20 \times 2 \times 1.000) = 50.740 \text{ kilogramos.} & & \\
 P_3 = 66.137 + (1,20 \times 1.000) = 67.337 & & \text{»} \\
 P_4 = 81.934 + (2,4 \times 1.000) = 84.324 & & \text{»}
 \end{array}$$

Resistencia al giro.—Las curvas cortan á las bases de cada segmento en puntos interiores á las distancias oc_1 y oc_2 ; por lo tanto, la resistencia al giro es completa en ambos casos, si bien cuando no hay sobrecarga la curva correspondiente pasa en la última hilada del lado opuesto á la vertical de su centro de gravedad (G_1).

Resistencia á la compresión.—Aplicando la fórmula de Collignon á la hilada más inferior (que es la más expuesta), y únicamente en el caso de la sobrecarga, puesto que en el primero son mucho más débiles las presiones, tendremos:

$$R = \frac{84.334}{3,75} \left(1 + \frac{3 \times 0,56}{1,875} \right) = 42.616 \text{ kilogramos,}$$

ó sean

4kg.,26 por c. m.²;

y en el caso de una sobrecarga sobre el muro de 10.000 kilogramos por m.²

$$R = \frac{118.534}{3,75} \times 1.895 = 59.859 \text{ kilogramos,}$$

ó sean

5kg.,986 por c. m.²

inferiores ambos al coeficiente de resistencia.

Resistencia al deslizamiento.

$$1.^{\text{a}} \text{ hilada} \dots x = \frac{0,42}{2,67} = 0,157. \quad \text{Límite} = 0,56.$$

$$2.^{\text{a}} \text{ hilada} \dots x = \frac{0,34}{2} = 0,170. \quad \text{»} \quad 0,74.$$

$$3.^{\text{a}} \text{ hilada} \dots x = \frac{0,38}{1,33} = 0,286. \quad \text{»} \quad 0,74.$$

$$4.^{\text{a}} \text{ hilada} \dots x = \frac{0,22}{0,67} = 0,329. \quad \text{»} \quad 0,74.$$

Coefficientes de estabilidad.—Al giro.—Comenzaremos por calcular los momentos resistentes de cada uno de los segmentos con relación á sus aristas en la base exterior é interior (suponiendo nulos para mayor seguridad los pesos de las cargas líquidas en los retallos).

BRAZOS DE PALANCA

Pesos de los segmentos.	Arista interior.	Arista exterior.
P = 14.651	$\rho = 1,20$	$\rho = 1,29$
P ₁ = 34.543	$\rho_1 = 1,89$	$\rho_1 = 1,86$
P ₂ = 50.340	$\rho_2 = 1,76$	$\rho_2 = 1,99$
P ₃ = 66.137	$\rho_3 = 1,64$	$\rho_3 = 2,11$
P ₄ = 81.934	$\rho_4 = 1,508$	$\rho_4 = 2,242$

Momentos del muro en cada hilada.

Arista interior.	Arista exterior.
M = 17.581	M = 18.899
M ₁ = 65.286	M ₁ = 64.250
M ₂ = 88.598	M ₂ = 100.176
M ₃ = 108.465	M ₃ = 139.549
M ₄ = 123.556	M ₄ = 183.743

luego los coeficientes de estabilidad al giro en cada uno de los segmentos, concretándonos al segundo caso, que es el más desfavorable, serán:

$$1.^{\text{er}} \text{ segmento: } C = \frac{18.899}{1,424} = 13,27$$

$$2.^{\circ} \text{ id. ; } C = \frac{64.250}{20.388} = 3,15$$

$$3.^{\circ} \text{ id. ; } C = \frac{100.176}{39.935} = 2,58$$

$$4.^{\circ} \text{ id. ; } C = \frac{139.549}{59.410} = 2,35$$

$$5.^{\circ} \text{ id. ; } C = \frac{183.733}{74.522} = 2,48$$

A la compresión.—Segundo caso.

Sin sobrecarga en el muro.

$$C = \frac{14}{4,26} = 3,28$$

Con sobrecarga en el muro
de 10 toneladas por m².

$$C = \frac{14}{5,986} = 2,33$$

Al deslizamiento.—Segundo caso.

$$4.^{\text{a}} \text{ hilada. . . } C = \frac{0,74}{0,329} = 2,24$$

$$3.^{\text{a}} \text{ id. . . . } C = \frac{0,74}{0,266} = 2,78$$

$$2.^{\text{a}} \text{ id. . . . } C = \frac{0,74}{0,170} = 4,35$$

$$1.^{\text{a}} \text{ id. . . . } C = \frac{0,56}{0,157} = 3,56$$

Vemos, pues, que la estabilidad del muro formado por los bloques huecos de las dimensiones indicadas, es perfecta en todas las hipótesis, aun las más desfavorables que puedan racionalmente formularse.

Si suponemos que la sobrecarga en los embarcaderos se aumenta hasta 10.000 kilogramos por metro superficial, y construimos con éste y los demás datos de la última hipótesis la curva de presiones resultante, obtendremos la marcada en la lámina 55 con tinta amarilla.

Los valores de Q que han servido para su trazado, son los siguientes:

$p = 3.071;$	$\pi = 0.00$	$Q = 1.643 \text{ kilog.}$
$p_1 = 9.624;$	$\pi_1 = 18.800$	$Q_1 = 15.209 \quad "$
$p_2 = 18.248;$	$\pi_2 = 27.470$	$Q_2 = 24.463 \quad "$
$p_3 = 29.831;$	$\pi_3 = 36.140$	$Q_3 = 35.301 \quad "$
$p_4 = 44.373;$	$\pi_4 = 44.810$	$Q_4 = 47.716 \quad "$

Si nos fijamos en la traza de dicha curva, observaremos que si bien en la hilada más inferior, ó base del muro, su cruce con ésta se verifica próximamente por el punto límite c_1 , en cambio, en las dos hiladas más superiores, dicha intersección tiene lugar entre estos puntos límites y la arista exterior del segmento. Por lo tanto, con la sobrecarga de 10.000 kilogramos en los andenes, habría que reforzar el espesor del muro en la 2.^a y 3.^a hilada, so pena de provocar la tensión y agrietamiento de las fábricas en cierta extensión de sus bases.

Vemos, pues, que el límite posible de la sobrecarga para la perfecta estabilidad del muro, se halla comprendido entre 9 y 10 toneladas por m²; y ocurre, por lo tanto, el natural deseo de investigar cuál puede ser este límite con toda exactitud, no careciendo su determinación de verdadero interés práctico, pues prefija la carga máxima por metro superficial, cuyo depósito puede autorizarse en los andenes sin riesgo ni temor alguno.

La determinación de este límite se obtiene con suma sencillez por medio de las siguientes consideraciones:

La fórmula que da el valor de $Q =$ empuje horizontal, cuando hay sobrecarga, es, como sabemos:

$$Q = (p + \pi) \operatorname{tg.} \frac{\alpha}{2}.$$

Fijándonos, por ejemplo, en la hilada más inferior del muro, el valor de π puede expresarse del modo siguiente:

$$\pi_4 = x \times 4,481,$$

en que la última magnitud representa la distancia horizontal en que se apoya la sobrecarga para este segmento, y x el valor desconocido de S (sobrecarga por metro superficial).

Sustituyendo en Q esta nueva expresión de π , su ecuación se transformará en la siguiente:

$$Q_4 = (p_4 + x \times 4,481) \operatorname{tg.} \frac{\alpha}{2},$$

de donde

$$x = \frac{\frac{Q_4}{\operatorname{tg} \cdot \frac{\alpha}{2}} - p_4}{4,481};$$

ahora bien; $\operatorname{tg} \cdot \frac{\alpha}{2}$ y p_4 son constantes con cualquiera magnitud de la sobrecarga, y sus valores nos son perfectamente conocidos, á saber:

$$\operatorname{tg} \cdot \frac{\alpha}{2} = 0,5351; \quad p_4 = 44.373 \text{ kilogramos.}$$

Por lo tanto, si pudiéramos determinar el valor limite de Q_4 , quedaria conocido inmediatamente el de x , ó sea el de la sobrecarga que buscamos.

(Se continuará.)

JULIO VALDÉS,
Ingeniero de Caminos.

RODILLO PARA EL AFIRMADO DE CARRETERAS

(Lámina 65.)

Sin entrar á hacer consideraciones respecto á la influencia que en la más rápida y completa consolidación del afirmado de una carretera tienen por una parte la naturaleza y forma de los materiales empleados, y por otra el sistema de consolidación que se adopte y los medios usados para realizarla, únicamente recordaremos que el afirmado que más difícilmente se consolida es aquel en que se emplea la piedra de naturaleza silícea procedente de las riberas, donde se presenta bajo la forma de canto rodado, aun cuando sea aquella sometida á un machaqueo más extremado que el generalmente adoptado para la piedra caliza dura, y aun cuando se combine su empleo con los recebos más apropiados á su naturaleza, que son, como es bien sabido, los calizos.

Á pesar de las malas condiciones que para ser empleadas en el afirmado de carreteras tiene la piedra que se obtiene mediante el machaqueo de cantos rodados de naturaleza silícea, no puede, en algunas ocasiones, evitarse su empleo, porque el recurrir á piedra de otras procedencias aumentaria muy considerablemente los gastos de transporte de aquella, y, por consiguiente, el coste del afirmado; debe, pues, cuando así suceda, procurarse que los medios empleados para lograr la consolidación del firme sean tales que aminoren ó hagan desaparecer en cuanto sea posible las dificultades que para conseguirlo ofrecen la naturaleza y forma de la piedra, que

Escalas { De $\frac{1}{50}$ para las secciones.
De $\frac{1}{1,000,000}$ para los pesos y fuerzas.