

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS.

MADRID, 15 DE NOVIEMBRE DE 1887.

4.ª Serie.

Tomo 5.º

Número 21.

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).— Los ferrocarriles de interés local. Ventajas de la vía estrecha, por M. Aug. Moreau (continuación).— Lámina 63. *Puerto de Barcelona.*

PUERTO DE BARCELONA

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

(Continuación.)

Llamando A á la superficie representativa del trabajo de los esfuerzos tangenciales, A' á la del trabajo resistente del rozamiento y A'' á la del correspondiente á la cohesión, los valores de estos coeficientes se obtendrán por las siguientes fórmulas:

$$C_m = \frac{A'}{A} = \frac{211,566}{63,168} = 3,349;$$
$$C_m = \frac{A' + A''}{A} = \frac{211,566 + 75,607}{63,168} = \frac{287,173}{63,168} = 4,546.$$

Vemos, pues, resumiendo todo lo expuesto, que la estabilidad del bloque hueco de 2^m de altura y de las dimensiones generales del modelo propuesto, considerado aisladamente, es perfecta bajo los tres puntos de vista con que deberá verificarse su comprobación.

Si del trazado de la curva de presiones queremos deducir la magnitud del empuje horizontal, á fin de comprobar la exactitud de aquella construcción gráfica, bastará medir la ordenada Y (lámina 59), desde el plano de arranque hasta la horizontal del empuje y la abscisa X desde el punto de encuentro de G₆ con el plano de dicha junta, y establecer la igualdad G₆ × X = Q × Y; sustituyendo los valores gráficos de G₆, X é Y, tendremos:

$$Q = \frac{G_6 \times X}{Y} = \frac{(1,075 \times 11,12 \times 2240) \times 0,203}{0,863}$$

$$\frac{11,954 \times 2240 \times 0,203}{0,863} = 6.310 \text{ kilogramos,}$$

ó sea casi idéntico al anterior.

SEGUNDA HIPÓTESIS

TRASDÓS HORIZONTAL

(Lámina 60.)

En esta hipótesis se ha dividido el trasdós horizontal de la semi-bóveda en cinco partes exactamente iguales, y por lo tanto, aquélla en cinco segmentos de diferente magnitud, formados por los radios trazados desde cada una de las divisiones anteriores.

Para esta distribución de juntas, por consiguiente, los valores de $a_1, a_2, \dots, a_5$, son todos iguales entre sí, y su magnitud será la de

$$a = 0^m,20.$$

Las ordenadas $0_1, 0_2, \dots, 0_5$, se reducen á *cero*, y por lo tanto, la sobrecarga en todas las dovelas tendrá por altura constante **11,05**, ó sea la de la verdadera sobrecarga reducida.

Construcción gráfica de los empujes y resistencias.—Los demás datos calculados para esta construcción, son los siguientes:

$l_1 = 0,870$	$\frac{l_1}{2} = 0,435;$
$l_2 = 0,875$	$\frac{l_2}{2} = 0,437;$
$l_3 = 0,900$	$\frac{l_3}{2} = 0,450;$
$l_4 = 0,937$	$\frac{l_4}{2} = 0,463;$
$l_5 = 5,452$	$\frac{l_5}{2} = 2,726.$

$L'_1 = 11,485$
$L'_2 = 11,847$
$L'_3 = 11,500$
$L'_4 = 11,513$
$L'_5 = 13,776$

$d_1 = 0,030;$
$d_2 = 0,086;$
$d_3 = 0,150;$
$d_4 = 0,222;$
$d_5 = 0,185.$

$R_1 = 26,40$	$x_1 = 0,00113;$
$R_2 = 26,20$	$x_2 = 0,0033;$
$R_3 = 25,50$	$x_3 = 0,0058;$
$R_4 = 24,80$	$x_4 = 0,00875;$
$R_5 = 5,05$	$x_5 = 0,0366.$

Relación escogida para las fuerzas:

$$40 \times a = 40 \times 0,20 = 8.$$

$$\frac{L'_1}{40} = 0,2871; \quad \frac{L'_2}{40} = 0,2872; \quad \frac{L'_3}{40} = 0,2875;$$

$$\frac{L'_4}{40} = 0,2878; \quad \frac{L'_5}{40} = 0,3444$$

Empuje por traslación = (Relación = $40 \times a$).

Magnitud de la ordenada = 0,40.

Empuje horizontal = $0,40 \times 8 \times 2.240 = 7.168$ kilogramos.

Resistencia por traslación = (Relación = $80 \times a$).

Magnitud de la ordenada = 0,56.

Resistencia = $0,56 \times 8 \times 2 \times 2.240 = 20.070$ kilogramos.

Resistencia por rotación = (Relación = $40 \times a$).

Magnitud de la ordenada = 0,86.

Resistencia = 15.411 kilogramos.

Como se ve, el empuje horizontal resulta en esta hipótesis algo más elevado, y las resistencias, por lo tanto, algo menores que en la hipótesis anterior. Esto era fácil de prever, como se demostrará en el cálculo analítico de dicha fuerza.

Coefficientes de estabilidad.—Para la resistencia por traslación

$$C = \frac{20.070}{7.168} = 2,8.$$

Para la resistencia por rotación

$$C = \frac{15.411}{7.168} = 2,15.$$

Cálculo analítico del empuje y de su punto de aplicación.—Considerando también en este caso un solo segmento, ó sea la semi-hóveda completa (lámina 59), y hechas las construcciones gráficas que en el dibujo se detallan para determinar su centro de gravedad, vemos que la vertical de la sobrecarga cae para esta hipótesis á la derecha de dicho centro; luego el par M cambia de signo, y al hacerse positivo, hay que tener en cuenta su acción sobre la junta de fractura, por resultar su componente tangencial en igual sentido que la del peso de la sobrecarga, y en sentido opuesto al

componente normal. De aquí que el empuje deba resultar algo mayor y más pequeñas las resistencias.

Los datos para el cálculo de Q y de N, resultan en este caso los siguientes:

$$e = 0,60$$

$$\alpha = \frac{e^2}{12 \rho^2} = 0,0468$$

$$\psi = 0,90$$

$$a = 3,8$$

$$\theta = 42^\circ, 3'$$

$$b = 5,3$$

$$r = \frac{\theta}{\psi} = 0,4672$$

$$c = 3,2$$

$$\rho = 0,80 \text{ (1)}$$

$$1 + b\alpha = 1,248.$$

Desarrollo de $\psi = 1,57$.

Idem de $\theta = 0,7339$.

$$\psi^2 = 2,4649; \text{sen } \theta = 0,6698;$$

$$\text{Cos } \theta = 0,7426; \text{sen}^2 \theta = 0,4483$$

$$P' = (\text{sobrecarga}) = 11,05;$$

$$P = (\text{peso total}) = 11,954;$$

$$\mu = (\text{par producido por } P') = 11,05 \times 0,03 = 0,33.$$

$$A = \frac{-\frac{1}{2} \times 4,57 (1 - 0,4483) - 1,57 + 0,7339 \times 0,6698 + 0,7326}{0,2324} = 0,4186;$$

$$B = \frac{4,57 \times 0,6719 - 0,7367}{0,2324} = 4,3683;$$

$$C = \frac{\frac{1}{2} (1 - 1,57) (1 - 0,6698)^2 - (1 - \frac{1}{2} \times 0,57) (4,57 - 0,7339) 0,6698 - 0,7426}{0,2324} = 0,0353$$

$$D = \frac{4,57 \times 0,6698 - 0,7339 + 1 - 0,6698 - \frac{1}{2} (1,57 - 0,7339) 4,57}{0,2324} = 0,03468.$$

Sustituyendo en las fórmulas estos valores, resultarán:

$$Q = 11,954 \times \frac{0,4186 \left(1 - \frac{3,8}{1 - 0,4672^2} \times 0,0468\right)}{1,248} + \frac{0,33}{0,80} \times \frac{4,3683}{1,248} = 3,51;$$

$$N = 11,954 \times 0,80 \times \frac{0,0353 + (0,0353 - 0,4186 - (1 - 0,4672)^2 \times 3,2) \times 0,0468}{1,248} + \frac{0,33 (-0,03468 - (1 - 0,4672) 0,248)}{1,248} = 0,234;$$

$$\frac{N}{Q} = -\frac{0,234}{3,51} = -0,066; \text{ y el empuje } Q = 3,51 \times 2.240 = 7.862$$

kilogramos superior en **694** kilogramos al obtenido gráficamente.

Resultando negativo el valor de N, el punto de aplicación del empuje,

(1) Tomando el radio de curvatura resultará $\rho = 0,837$.

habrá que tomar dicha distancia de 0,^m066 sobre el punto medio de la clave.

Curva de presiones.—Reunidos ya los elementos necesarios, se ha trazado la curva de presiones correspondiente, representada en la misma lámina, y que en mi concepto, da una idea más exacta de la verdadera distribución de las fuerzas en el interior del macizo.

En dicha curva se ve acusada perfectamente la posición de la junta de fractura por traslación (única posible, como se ha demostrado), y que resulta algo más distante de la clave que en la hipótesis anterior.

Resistencia al aplastamiento.—*Por el trazado de las curvas límites.*—Los datos para el trazado de estas curvas, son los siguientes:

JUNTAS.	R.	α .	ψ	θ	Cos. θ .	$P = R \cos. \theta$	$\frac{2}{3} P$.	$\frac{2}{3} P$. — Kilogs	Distancias mínimas.
Clave.	0,400	0°	90°	0°	1	0,400	0,267	4.785	0,034
1. ^a	0,488	10° 18'	51° 20'	25° 22'	0,904	0,441	0,294	5.268	0,033
2. ^a	0,706	19° 59'	34° 52'	35° 6'	0,818	0,578	0,385	6.899	0,049
Fractura.	0,878	26° 43'	26° 58'	36° 19'	0,806	0,708	0,472	8.458	0,060
3. ^a	0,960	29° 37'	25° 14'	35° 9'	0,817	0,784	0,523	9.372	0,066
4. ^a	1,280	36° 52'	19° 51'	33° 17'	0,836	1,070	0,713	12.777	0,091
Arranque 5. ^a	1,556	90°	15° 59'	15° 39'	0,961	1,495	0,997	17.851	0,128
Estribo 6. ^a	1,560	90°	13°	13°	0,974	1,520	1,013	18.157	0,129
Base del bloque. } 7. ^a	1,582	90°	0°	0°	1	1,582	1,055	18.905	0,135

La curva de presiones queda asimismo comprendida por entero entre las curvas límites; luego los esfuerzos de compresión serán en todos los puntos del macizo inferiores al límite práctico de resistencia.

DETERMINACIÓN DIRECTA DE LOS ESFUERZOS DE COMPRESIÓN.

Fórmulas.

$$R_1 = \frac{6M_1}{\Omega^2}; R_2 = \frac{6M_2}{\Omega^2}.$$

Esfuerzos.	Por cent.º
Clave.	2,080
1. ^a	1,929
2. ^a	2,254
3. ^a	3,396
4. ^a	4,281
5. ^a	7,628
6. ^a	9,976
7. ^a	11,965

En la lámina 62, figura 1.^a, se ha trazado la curva resultante de estos esfuerzos por el mismo sistema que en la hipótesis anterior. El esfuerzo máximo corresponde en este caso á la base del bloque y su coeficiente de estabilidad correspondiente, tendrá por expresión:

$$C = \frac{14}{11,965} = 1,179.$$

El coeficiente medio se obtendrá dividiendo las áreas representativas de los trabajos de las fuerzas *resistentes* é impulsivas, y será igual á

$$C_m = \frac{344}{193,78} = 1,863.$$

Resistencia al deslizamiento.—Como en el cálculo anterior, deduciremos los valores de la componente tangencial T en cada una de las juntas, incluso la de fractura, y de las resistencias R_t y R_c , cuya suma aritmética nos dará la componente total en sentido opuesto.

Los valores de estas fuerzas son los que se deducen del siguiente cuadro:

Juntas.	R.	Sen. θ	$T = R \text{ sen. } \theta$ $= P \text{ tg. } \theta$	$R_t = P \times F$	$R_c = 1,12 \times \Omega$	$R_t + R_c$	$\frac{R_t + R_c}{T} = C$
Clave. . . .	0,400	0,000	0,000	5,304	6,720	12,024	"
1. ^a	0,488	0,428	3,745	5,842	9,944	12,786	3,414
2. ^a	0,706	0,575	7,276	7,670	7,504	15,174	2,085
Fractura. .	0,878	0,592	9,296	9,390	8,086	17,476	1,884
3. ^a	0,960	0,576	9,891	10,394	8,442	18,816	1,903
4. ^a	1,280	0,548	12,580	14,179	9,784	23,963	1,905
Arran-) 5. ^a	1,556	0,275	7,688	19,819	5,600	25,419	3,306
ques. . .)							
Estribos 6. ^a	1,560	0,225	6,290	20,160	5,600	25,760	4,095
Base del) 7. ^a	1,582	0,000	0,000	20,884	0,000	20,984	"
bloque.)							

El coeficiente mínimo de estabilidad corresponderá igualmente á la junta de fractura, y tendrá por valor:

$$C = \frac{17,476}{9,390} = 1,884.$$

Con los valores deducidos se han dibujado (lámina 62, figura 1.^a), las curvas representativas de estas fuerzas, mediante las cuales puede juzgarse á primera vista de las diversas resistencias de cada segmento.

Los coeficientes *medios* de las resistencias parciales y totales tendrán

por expresión

$$C'_m = \frac{A'}{A} = \frac{220,09}{85,748} = 2,567;$$

$$C_m = \frac{A' + A''}{A} = \frac{220,09 + 75,922}{85,748} = \frac{296,012}{85,748} = 3,452.$$

Queda, por lo tanto, demostrada la estabilidad perfecta del modelo del bloque hueco de 2^m,00 de altura en la segunda hipótesis, que hemos fijado como límite más desfavorable en la distribución de sus fuerzas resistentes.

Comprobación de la magnitud del empuje por la curva de presiones.—Aplicando á la fórmula general

$$Q = \frac{G \times X}{Y}, \text{ los valores de}$$

$$G = 1,495 \times 8 \times 2240 = 26.777 \text{ kilogramos:}$$

$$X = 0,232;$$

$$Y = 0,867, \text{ tendremos:}$$

$$Q = \frac{26.777 \times 0,232}{0,867} = 7.164 \text{ kilogramos.}$$

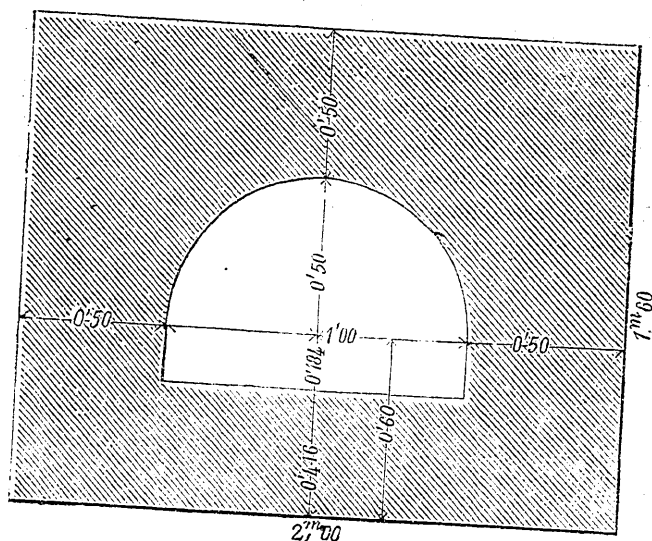
inferior sólo en 4 kilogramos al determinado anteriormente.

BLOQUE HUECO DE 1^m,60 DE ALTURA

(Lámina 61.)

El estudio de las anteriores *curvas de presiones* demuestra, en conformidad de lo que dicta la razón natural, que para una anchura determinada, los bloques huecos tendrán tanta más estabilidad cuanto su altura sea más reducida. Esta circunstancia, y la no menos importante de la conveniencia práctica de aligerar los pesos totales de los macizos para las complicadas maniobras de su remoción y asiento en obra, me han impulsado á verificar el estudio de un nuevo modelo de *bloque hueco* de menor altura, escogiendo para ésta la de 1^m,60, correspondiente á cinco hiladas; y fijando las dimensiones restantes con arreglo á las dos condiciones siguientes: 1.^a Que la economía de material producida por el empleo del nuevo modelo en la formación de los muros por metro lineal, resulte exactamente igual á la obtenida con los bloques huecos de 2^m,00 de altura; y 2.^a Que el cuerpo inferior que sirve de cimiento á la bóveda de hormigón tenga el espesor suficiente para una buena estabilidad.

Teniendo, pues, en cuenta las diversas circunstancias enumeradas, á la vez que las condiciones prácticas más ventajosas de fabricación, se ha deducido el modelo, cuyas dimensiones se detallan con toda claridad en la figura adjunta:



Longitud del bloque. 3m,75
 Longitud del cañón. 3m,00

Escala de $\frac{1}{25}$

Figura 19.

Volumen del bloque.

Volumen exterior. = $3,75 \times 1,6 \times 2 = 12m^3,00$.
 Parte hueca, incluso las ranuras. . . = $3 (0,3927 + 0,184) + 0,09 = 2,01$.
 Volumen efectivo. = $10m^3,00$.

Peso.

$10m^3,00 \times 2,240 = 22,400$ kilogramos.

Economía de material obtenida en un metro lineal de muro, comparativamente al de bloques macizos de igual resistencia.

Espesor del muro.	=	3m,75
Número de semi-bloques.	=	5
Volumen de un semi-bloque.	=	5m ³ ,00
Volumen total.	=	25m ³ ,00
Economía = 29m ³ - 25m ³	=	4m ³ ,00

Vemos, pues, que la economía de material es idéntica á la obtenida con los bloques huecos de 2m,00 de altura, reduciéndose en cambio considerablemente el peso de cada unidad, con gran ventaja para su maniobra.

Los cálculos de resistencia de este nuevo modelo son los siguientes, desarrollados en la sola hipótesis del trasdós circular concéntrico, ó sea el de la bóveda primitiva:

Número de segmentos.	= 6
Altura de la sobrecarga reducida.	= 11,05
Peso de la semi-bóveda.	= 0,804
Peso total (en altura).	= 11,854
Valor constante de a	= 0,260
Relación escogida para las fuerzas del polí- gono funicular $= 10 \times a$	= 10,40

$a_1 = 0,259$	$r_1 = 1,000$
$a_2 = 0,242$	$r_2 = 0,923$
$a_3 = 0,205$	$r_3 = 0,788$
$a_4 = 0,161$	$r_4 = 0,619$
$a_5 = 0,099$	$r_5 = 0,380$
$a_6 = 0,034$	$r_6 = 0,130$

(Se continuará)

JULIO VALDÉS,
Ingeniero de Caminos.

LOS FERROCARRILES DE INTERÉS LOCAL

VENTAJAS DE LA VÍA ESTRECHA

POR

M. AUG. MOREAU

(Continuación.)

VI.

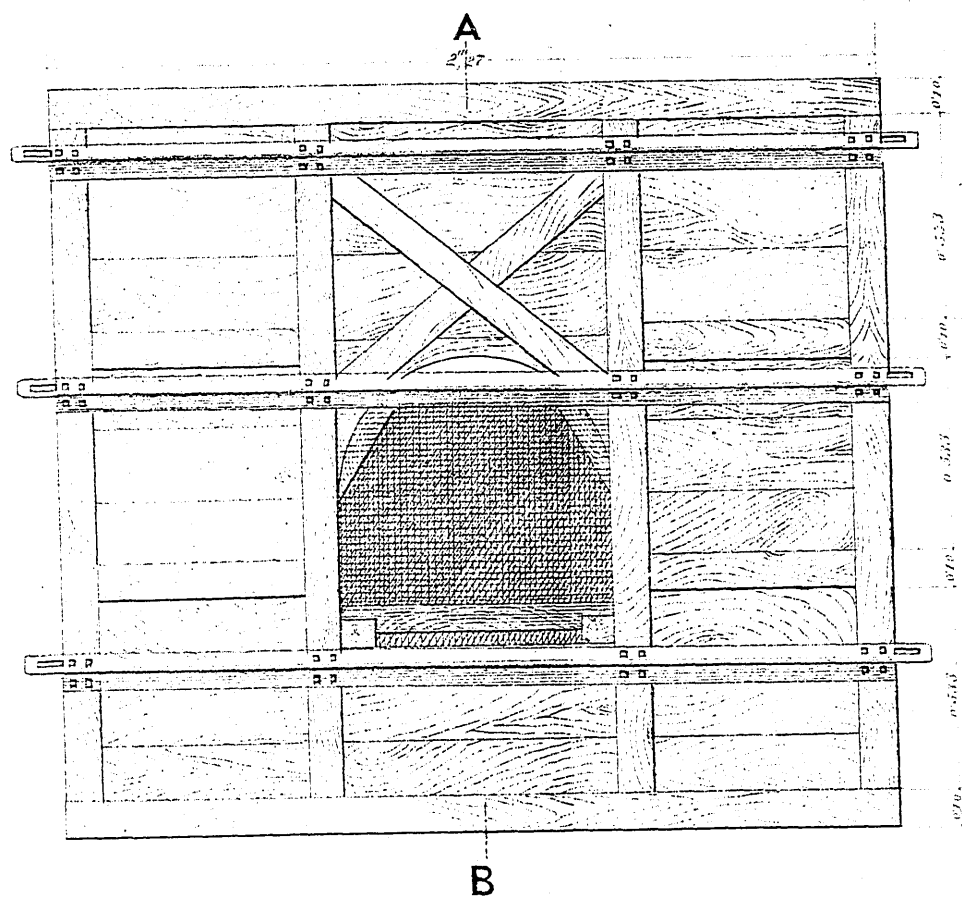
DE LA VÍA ANCHA ECONÓMICA.

Creemos haber demostrado suficientemente en todo lo que precede, que no cabe comparación entre la vía ancha y la estrecha para la construcción y explotación de los caminos de hierro de tráfico reducido.

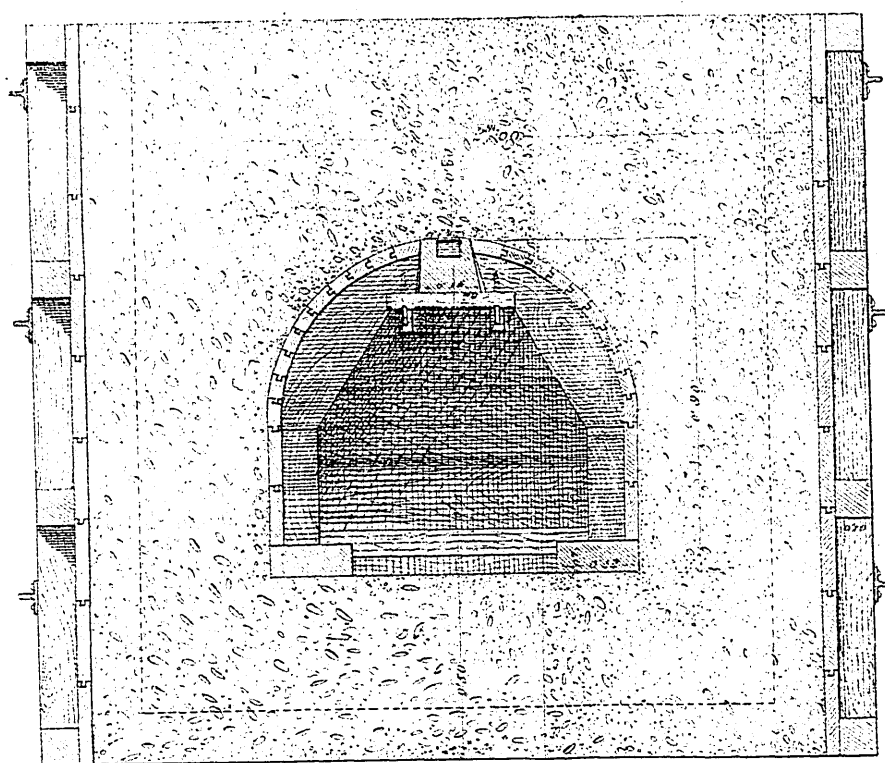
Sin embargo, como algunas personas han sostenido que, aun conservando la unidad de vía, sería posible en Francia establecer los caminos secundarios con vía ancha, casi al mismo precio que con la estrecha, nos vemos obligados á examinar un momento esta cuestión y á refutar enérgicamente tal aserto.

Se han presentado números, y de ellos se ha deducido que la vía ancha no debe costar más de 60 á 90.000 francos el kilómetro, y que, por lo tanto, debía generalizarse su adopción (1).

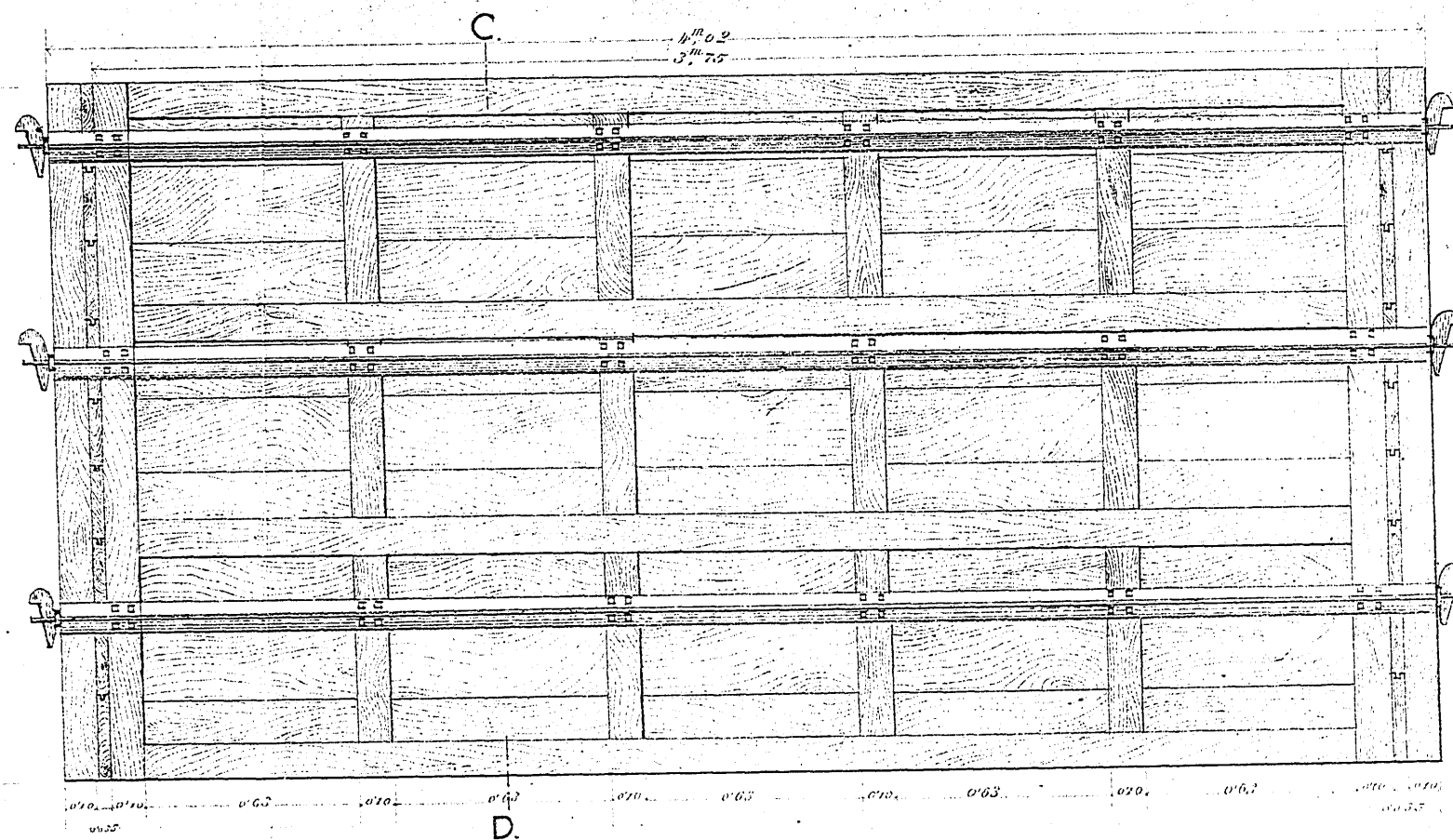
(1) MM. Béral et Bazire, Rapport d'une mission confiée par le Ministère des Travaux publics, en 1879.



SECCION TRASVERSAL C-D.



ALZADO LATERAL.



SECCION LONGITUDINAL. A-B.

