CÁLCULO DE LOS REFUERZOS

DE VARIAS VIGAS MAESTRAS DE DOBLE T PARA EL CUARTEL DE ARTILLERIA DE SANTIAGO

I

En varias salas que se construyeron hace algun tiempo en el cuartel de artillería Tacna, de esta ciudad, se colocaron diversas vigas laminadas de fierro doble T, que se fleccionaron por el enorme peso que soportaban.

Se reforzaron primeramente con dos suelas de $\frac{1}{2}'' \times 6''$, i una de $\frac{1}{2}'' \times 5''$ en el ala superior, refuerzos que aun fueron insuficientes, como se verá despues, para las cargas que solicitaban la viga.

Estas cargas se componen:

1.° Peso propio de la viga maestra;

2.° Id. cielo del piso inferior, pavimento i sobrecarga del 2.° piso;

3.° Id. tabique lonjitudinal que está colocado sobre la viga;

4.° Id. dos tabiques trasversales en la situacion que indica la figura 1 del depurado.

La luz es de 10 m 70 i la distancia a que van las vigas maestras es de 3 m 50.

A continuacion esponemos un estudio completo de las diferentes soluciones que se presentan para reforzar las vigas maestras.

Cargas

Peso propio

Peso viga m l.	k	53,8
Id. de dos planchas iguales de $\frac{1}{2} \times 6''$		30,2
Id. una plancha superior: de $\frac{1}{2} \times 5''$		12,5
Id. remaches		4,5

Son 10 m 70 por k 101,00=k 1 080,70

Pavimento

Peso piso raulí de 1″ por m²	....	k	14,00
Id. embarrado	" "		25,00
Id. entablado	" "		14,00
Id. cielo	" "		7,00
Sobrecarga de 150 k.	" "		150,00

Son 10 m 70 × 3 m 50 por k 210,00 = k 7864,50
Peso viguetas de 5,1 × 20,3 × 3,50 × 21 × 15 = k 441,00

Sobre la viga se apoya tambien el peso de un: k 9386,20

Tabique lonjitudinal

		k	
Maderas, son..........	47,75 m² a 15 k m² =	716,20	
Estuco, son............	86,40 m² a 40 k m² =	3456,00	
Planchas............	=	25,00 =	4197,20
Peso total............	=		k 13583,40

Son 22 paños, o sean 23 viguetas, luego cada vigueta recibe un peso de:

$$\frac{13\,583{,}40}{22} = 617{,}4 \text{ k}$$

ménos las 1 i 23, que reciben un peso de

$$\frac{617{,}4}{2} = 308{,}7$$

En las viguetas 10 i 14 vienen a unirse dos tabiques trasversales, cuyo peso debe agregarse al de esas viguetas.

Tabique trasversal

Madera, 19,74 m² a 15 k m² son =	196,10
Estuco, 30,72 m² a 40 k m² son =	1228,80
Suma..............	k 1424,90
Carga uniforme sobre vigueta 10. =	617,40
Carga total sobre vigueta 10..... =	k 2042,30

La carga sobre vigueta 14 será tambien igual a la 10.

Gráficamente se encuentra (fig. 1) el momento máximo solicitante igual a:

$$\text{M máx.} = 2{,}50 \text{ m} \times 10\,000 \text{ k} = 25\,000 \text{ klgmts.}$$

Comprobémoslo por el cálculo.

Viendo el depurado, se nota que la resultante pasa mui cerca del centro de la viga, por lo cual se podria tomar las cargas de los tabiques trasversales, como cargas aisladas obrando simétricamente a igual distancia de los estremos: (4 m 85)

El peso propio, cielo, pavimento, tabique lonjitudinal i sobrecarga, puede considerarse como uniformemente repartida:

$$p\,L = 13\,583 \text{ k}$$

$$M_{max} = Pl + \frac{pL^2}{8} = 1424.90 \text{ k} \times 4.85 \text{ m} + \frac{13583 \text{ k} \times 10,7 \text{ m}}{8} = 25078 \text{ klmt.}$$

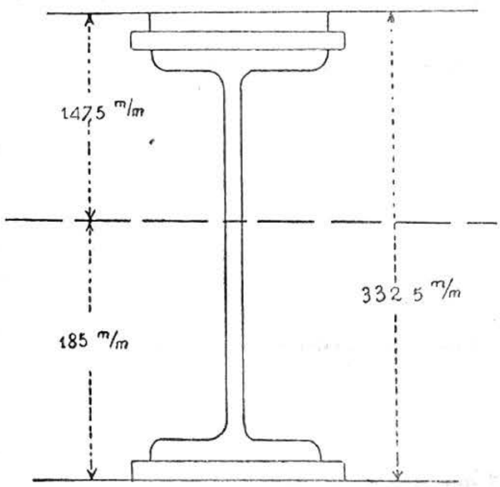
casi igual al momento determinado gráficamente.

Momento de inercia

Veamos el momento resistente $\frac{I}{V}$

La figura, como se ve, es disimétrica; determinemos su centro de gravedad para poder tener los valores de I i V máximo.

El centro de gravedad se determina gráficamente (fig. 2, 3 i 4) por el método de la descomposicion de la figura en rectángulos i cuyas superficies se considerarán como fuerzas paralelas que pasan por los centros de gravedad de aquellos i se harán las construcciones necesarias para la determinacion de la posicion de la resultante, que será eleje neutro que buscamos.



El momento de inercia de la doble T no simétrica, en la forma que indica la figura del lado será:

$$(1) \qquad I = A - B\,H \quad \text{i} \quad H = \frac{B}{w}$$

$$\text{Siendo} \begin{cases} A = a\,b\,h^2 + a'\,b'\,h'^2 + \dots + a^{vi}\,b^{vi}\,h^{vi2} \\ B = a\,b\,h + a'\,b'\,h' + \dots + a^{vi}\,b^{vi}\,h^{vi} \\ w = a\,b + a'\,b' + \dots + a^{vi}\,b^{vi} \end{cases}$$

Véase fig. 2 del depurado para formar w, que está espresado en mm:

$$W = 127 \times 12,7 + 152,4 \times 12,7 + 127 \times 16,2 + 270 \times 10,8 + 127 \times 16,2 + 152,4 \times 12,7 = \underline{= 12514,7} \text{ mm.}^2$$

$$B = 127 \times 12,7 \times 470 + 152,4 \times 12,7 \times 459 + 127 \times 16,2 \times 441 + 270 \times 10,8 \times 300 + 127 \times 16,2 \times 160 + 152,4 \times 12,7 \times 141 = \underline{4\,030\,659} \text{ mm.}^3$$

$$A = 127 \times 12,7 \times \overline{470}^2 + 152,4 \times 12,7 \times \overline{459}^2 + 127 \times 16,2 \times \overline{441}^2 + 270 \times 10,8 \times \overline{300}^2 + 127 \times 16,2 \times \overline{160}^2 + 152,4 \times 12,7 \times \overline{141}^2 = \underline{\underline{1\,517\,776\,559}} \text{ mm}^4$$

$$H = \frac{B}{W} = \frac{4.030.659}{12514,7} = 322,5 \text{ mm},$$ valor que comprueba la construccion gráfica de la fibra neutra.

Teniendo el eje neutro i los diferentes valores de la fórmula (1) podremos conocer a I i V:

$$I = A - BH = 1\,517\,776\,559 - 4\,030\,659 \times 322{,}5 = 219904361 \text{ mm.}^4$$

$$V = 185 \text{ mm}, V' = 147{,}5 \text{ mm } H' = v + v' = 332{,}5 \text{ mm.}^2$$

$$\frac{I}{V} = \frac{219\,904\,361 \text{ mm}}{185 \text{ mm}} = 1\,188\,672 \text{ mm.}^3$$

$$\frac{R}{S} = \frac{25\,000\,000}{1\,188\,672} = 21 \text{ K por mm}^2$$

Tasa práctica demasiado elevada, que ha hecho fleccionar la viga.

Se debe entónces reforzar.

Este trabajo presenta alguna dificultad, pues está ya colocada la viga, como tambien sobre ella descansan las viguetas del 2.º piso, en las cuales están clavados el cielo del 1.er piso i los dos entablados para pavimento del 2.º piso i el embarrado intermedio.

1.ª SOLUCION

La solucion mas natural para reforzar la viga seria convertirla en una viga armada, agregándole bielas i tirantes cuando se arma por la parte inferior, o bien haciendo uso de pendolones i pares, si la viga se arma por la parte superior. Lo mas fácil seria hacerlo por abajo, poniéndole una biela en el centro, que constituiria un apoyo intermedio de la viga, reduciendo así su lonjitud. La biela estaria suspendida por medio de dos tirantes de fierro redondo o plano que partirian de las estremidades de la viga.

Pero esta solucion no se aceptó debido a que las piezas del primer piso, donde irian esas vigas armadas, están destinadas para comedor i salon de la oficialidad, i presentando aquéllas un aspecto poco estético, se consideró no convenientes para esos departamentos.

2.ª SOLUCION

Por la parte superior habria sido tambien fácil convertirla en viga armada con dos apoyos intermedios, pues como sobre la viga está colocado lonjitudinalmente un tabique, los diagonales de éste se aprovecharian para amarrar los pares de la viga armada impidiendo toda fleccion lateral, i en los pies derechos de los tabiques trasversales se habria colocado los dos tirantes o pendolones que sostendrian los dos apoyos intermedios.

Esta solucion es la mas conveniente, porque yendo dentro del tabique toda la viga armada, no se habria visto despues de efectuado el estuco de las paredes; pero no es realizable por las razones que esponemos a continuacion.

Como se ve en la figura 6, los dos tabiques trasversales no están colocados simétricamente i, por lo tanto, las dos reacciones de los apoyos intermedios no son iguales, i para que haya equilibrio es menester agregarle un tirante que cortaria el pasadizo central, i como esto no es posible, es preciso que esas fuerzas sean iguales i que el contorno poligonal de los pares superiores i tirante horizontal (que seria la viga doble T) corresponda a un polígono funicular del polígono de fuerzas esteriores. Esto tampoco se puede realizar en la viga que estudiamos, debido a las reacciones de las fuerzas aisladas de los tabiques trasversales que no se pueden mover, los que impiden la formacion de este polígono funicular.

Cambiando la colocacion de uno de los pendolones se podria llegar a un punto en que las fuerzas intermedias fueran iguales; pero al construir el polígono funicular de las fuerzas esteriores, veríamos que no cerraria porque deberán ser iguales los dos lados correspondientes a los dos pares inclinados (A i B); pues para que tengan el mismo valor las reacciones intermedias de los pendolones, la colocacion de éstos no será simétrica, debido a las reacciones distintas que dan las fuerzas aisladas i fijas de los tabiques trasversales, que no están colocados simétricamente, segun lo hemos dicho.

3.ª SOLUCION

Por todos estos motivos se abandonaron las dos soluciones de la viga armada i el contratista de las reparaciones propuso reforzar solamente el ala inferior del doble T con 3 palastros de $\frac{1}{2}'' \times 6''$ para no mover la viga de su sitio.

Por el mismo procedimiento anterior, gráficamente volveremos a determinar el nuevo eje neutro, dando para V máx$=220$ mm. (Véase depurado, fig. 2).

El aumento del momento de inercia que resulta para la doble T puede conocerse con bastante aproximacion aplicando la fórmula: (2). $I\,x = I\,i + \omega\, r^2$, en la cual $I\,x$ será el momento de inercia de los 3 palastros con respecto al nuevo eje neutro; $I\,i$, el momento de inercia principal de aquellos con respecto a su centro de gravedad; ω, el área de los 3 palastros i r la distancia entre el nuevo eje neutro i el centro de gravedad de los palastros agregados, o sea el radio de jiracion.

$$I_x = \frac{152{,}4 \times \overline{38{,}1}^3}{12} + 152{,}4 \times 38{,}1 \times \overline{141}^2 = 702\,386 +$$

$$+ 115\,429\,086 = 116\,131\,472 \text{ mm}^4$$

El momento de inercia total será igual a:

$$I_t = 219\,904\,361 + 116\,131\,472 = 336\,035\,833 \text{ mm}^4$$

$$\text{El nuevo momento resistente} = \frac{336\,035\,833}{220} = 1\,527\,433 \text{ mm}^3.$$

$$\text{La tasa de trabajo} = \frac{25\,000\,000}{1\,527\,433} = 16{,}3 \text{k por mm}^2.$$

Todavía se obtiene una fatiga demasiado elevada, obligándonos a aumentar la resistencia de la viga.

Veamos qué momento resistente debemos tener para que la fibra mas alejada trabaje a la tasa normal que indica el álbum de fer de la casa Gleisner i C.ª, 10 k por m m² para el fierro acerado.

Apliquemos la fórmula:

$$\text{Mt máx} = \frac{R}{S} \times \frac{I}{V}$$

$$(3).\ \frac{I}{V} = \frac{M^t \text{ máx}}{\frac{R}{S}} = \frac{25\,000\,000}{10} = 2\,500\,000 \text{ m m}^3$$

Este momento resistente es mucho mayor que el último encontrado; habria que agre gar nuevos palastros para aumentar aquél; pero si observamos en el depurado el rápido decrecimiento que sufre el radio de jiracion r que está elevado al cuadrado en la fórmula (2), i como a la vez aumentaria la distancia v de la fibra mas alejada, resultará, finalmente, por estas causas que el momento resistente $\frac{I}{V}$ de los palastros agregados llegaria a un valor tan pequeño que necesitaríamos un gran número de éstos para completar el $\frac{I}{V}$ requerido; lo que no se puede realizar en la práctica.

Vemos entónces que en un perfil de altura determinada es tanto mas resistente cuanto la materia se coloca lo mas léjos posible a ámbos lados *simétricamente* del eje neutro, para que el radio de jiracion aumente en la misma proporcion de la distancia *V*. Pero algunas veces el perfil es necesariamente disimétrico, i para darle una forma de mayor resistencia se distribuirá la materia de tal modo que *el eje neutro quede siempre a igual distancia de las fibras estremas*. Estos perfiles se llaman *semi simétricos equilibrados*

En resúmen, se deduce que no se puede aceptar la propuesta del contratista que reforzaba la viga por un solo lado sino que debe ejecutarse por ámbas suelas aunque sea necesario sacarla de su colocacion actual para hacer el trabajo en debida forma.

4.ª SOLUCION

Se ha visto que es absolutamente necesario reforzar ámbas suelas.

Se le colocarán entónces a la viga en la suela superior, ademas de los que tiene, 3 palastros de 12,7 mm × 152,4 mm (½″ × 6″) i en la inferior 1 palastro de 12,7 mm × 127 mm (½″ × 5″) i 3 de ½″ × 6″ para trasformarla en una doble T simétrica, compuesta en la forma que lo indica la fig. 5 del depurado.

Su momento resistente será:

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^3 - 2(b_1\ h_1^3 + b_2\ h_2^3 + b_3\ h_3^3)}{6h} =$$

$$= \frac{152{,}4 \times \overline{427}^3 - 2\ (12{,}7 \times \overline{325{,}4}^3 + 1 + \overline{300}^3 + 57{,}1 \times \overline{267{,}6}^3}{6 \times 427} =$$

$$= \frac{11\,865\,023\,209 - 3\,117\,553\,660}{2\,562} =$$

$$= 3\,614\,310$$

$$\frac{R}{S} = \frac{25\,000\,000}{3\,414\,310} = 7{,}3 \text{ K por mm.}^2$$

Luego el momento resistente de la viga reforzada con 5 palastros en ámbas suelas del doble T, hace equilibrio al máximo momento solicitante, cuyo valor es:

$$(a)\ \mathrm{Mtmax} = \frac{R}{S} \times \frac{I}{V} = y \times \lambda = 2{,}50 \text{ m.} \times 10\,000 \text{ k} = 25\,000 \text{ k. mts.}$$

siendo $y = 2{,}50$ m la ordenada máxima del polígono de momento.

Si disminuimos un palastro de $\frac{1}{2} \times 6''$ en ámbas suelas, el momento resistente será:

$$\frac{I}{V} = \frac{152{,}4 \times \overline{401{,}6}^3 - 3\,117\,553\,660}{6 \times 401{,}6} = 2\,802\,771 \text{ mm.}^3$$

En la fórmula (a) hemos dicho que y es la ordenada máxima del momento solicitante, λ es la base elejida $= 10\,000$ k en la escala de fuerzas; tomaremos solamente $\frac{R}{S} = 8$ k por mm^2 porque los palastros agregados son de fierro.

Despejando a y i tomando el último valor encontrado para $\frac{I}{V}$, se tiene:

$$y' = \frac{\frac{R}{S} \times \frac{I}{V}}{\lambda} = \frac{8 \times 2\,802\,771}{10000} = 2242 \text{ mm.}$$

Esta ordenada representará el momento máximo á que puede resistir la seccion de la viga con 4 palastros mas en cada suela del doble T.

Disminuyendo un palastro sucesivamente tendremos los momentos resistentes que están a continuacion con las ordenadas respectivas de los momentos máximos a que podrán resistir las secciones que vayan resultando para la viga:

Con 3 palastros en cada suela, de $\frac{1}{2}'' \times 6''$:

$$\frac{I}{V} = \frac{152{,}4 \times \overline{376{,}2}^3 - 3\,117\,553\,660}{6 \times 376{,}2.} = 2\,213\,611 \text{ mm}^3$$

$$y'' = \frac{8 \times 2\,213\,611}{10\,000} = 1\,771 \text{ mm.}$$

Con dos palastros:

$$\frac{I}{V} = \frac{152{,}4 \times \overline{350{,}8}^3 - 3\,117\,553\,660}{6 \times 350{,}8.} = 1\,644\,576 \text{ mm}^3$$

$$y''' = \frac{8 \times 1\,644\,576}{10000} = 1{,}315 \text{ mm.}$$

Con un palastro solamente, de $\frac{1}{2}'' \times 5''$:

$$\frac{I}{V} = \frac{127 \times \overline{325{,}4}^3 - 2\,242\,395\,872}{6 \times 325{,}4} = 10\,927\,02 \text{ mm}^3$$

$$y^{IV} = \frac{8 \times 1\,092\,702}{10\,000} = 874 \text{ mm.}$$

En el álbum de fer de la Casa Gleisner se encuentra para el perfil normal N.° 30 del doble T un $\frac{I}{V} = 652\,000$ mm³, $\frac{R}{S} = 10$ k.

$$y^{V} = \frac{10 \times 652\,000}{10\,000} = 6{,}520 \text{ mm.}$$

Compondremos entónces la viga con 5 palastros en cada suela en la parte media K K' (fig. 1 del depurado), con 4 palastros las partes j i y j' i', con 3 las partes h g y h' g', con 2 las f e i f' e', con 1 las d c i d' c' i sin palastros las b a i b' a'; de tal manera que el perfil A a b c d......d' c' b' a' A' de los momentos resistentes envuelva el trazado del polígono de los momentos solicitantes. De esta manera aseguraremos en todas sus partes la resistencia de la viga, pues el valor de $\frac{R}{S} \times \frac{I}{V}$, es decir, los momentos resistentes, será siempre mayor que el de $y \times \lambda$, los momentos solicitantes.

En resúmen, las lonjitudes de los diferentes palastros de la viga serán las siguientes:

Palastro	N.° 5	seccion de	½" × 6"	largo de	3,70 m.
Id.	» 4	»	»	»	5,70 »
Id.	» 3	»	»	»	7,40 »
Id.	» 2	»	»	»	8,80 »
Id.	» 1	»	» ½" × 5"	»	9,70 »

Viga laminada doble T 10,700 + 0,30 cents. por cada lado para los apoyos.

Adoptando estas dimensiones se obtendrá una notable economía de fierro.

El trabajo debido al cizalle no debe pasar de los $0{,}6 \times \frac{R}{S} = 4,\ 8$ k por mm² en el punto mas espuesto, es decir, sobre los apoyos que es donde el esfuerzo de corte tiene un máximo, el cual es de 8 200 k.

El trabajo de cizalle sobre el eje neutro será para el doble T, considerando únicamente el alma:

$$\text{(b)} \qquad T = \frac{3}{2} \times \frac{C}{\omega} = \frac{3}{2} \times \frac{8\,200}{10{,}8 \times 300} = 3{,}8 \text{ k. por mm.}^2$$

siendo ω la seccion del alma: $10{,}8 \times 300 = 3\,240$ mm². Para las construcciones mui importantes en que las vigas son totalmente compuestas de diversos fierros, se puede realizar una nueva economía, haciendo que los espesores del alma sean proporcionales a los esfuerzos de cortes. Así, en el caso nuestro que estudiamos, el espesor del alma en las estremidades es de 10,8 mm, el cual se podria disminuir gradualmente hácia el medio si la viga fuera enteramente compuesta, dando espesores al alma adecuados a los refuerzos de corte i aun hacerla hueca, si la economía de fierro fuera superior al costo de la mayor obra de mano del enrejado.

Esta disminucion del alma deberia tomarse en cuenta para la evalucion de $\frac{R}{S} \times \frac{I}{V}$ en la seccion correspondiente.

En el caso que pudiéramos disminuir el espesor del alma se procederia del modo siguiente:

Se fijará la tasa de trabajo al cizalle, que es igual a 4,8 k por mm. Entónces la fórmula (b) debe ser igual a: $\frac{3}{2} \times \frac{C}{\omega} = 4{,}8$ k o

$$C = \frac{2}{3} \times 4{,}8 \times w = 3{,}2 \times w$$

Con el alma de 10,8 mm, el refuerzo de corte no deberá excederse de:

$$C = 3{,}2 \times 10{,}8 \times 300 = 10\,368 \text{ k.}$$

Si se pudiese disminuir un milímetro el espesor del alma, el esfuerzo de corte solamente podria llegar a:

$$C = 3{,}2 \times 9{,}8 \times 300 = 9\,408 \text{ k.}$$

Con 8,8 mm, el esfuerzo máximo de corte seria de:

$$C = 3{,}2 \times 8{,}8 \times 300 = 8\,448 \text{ k.}$$

I seguiríamos disminuyendo el espesor del alma si la viga fuera de mucha lonjitud.

En la figura 1′ están trazados los esfuerzos de corte tal como resultan de la construccion gráfica; trazaremos igualmente los esfuerzos de corte que hemos determinado en vista de la reparticion adoptada para los espesores del alma, los que están figurados por las letras a b c d............ d′ c′ b′ a′, se prolongarán mas o ménos estas almas de espesores diferentes, de tal manera que la figura así trazada envuelva completamente la línea inferior que representa los esfuerzos reales. Pero volvemos a repetirlo, en el caso actual de una viga laminada con palastros en ámbas suelas, no es posible efectuar estas disminuciones, que se habrian llevado a efecto si se hubiese reforzado tambien el alma con palastros verticales, en los apoyos, para soportar, dentro del límite fijado, el refuerzo de corte máximo.

Remaches.—La union de los palastros con las suelas del doble T se efectúa con remaches, cuyo diámetro se calcula por la fórmula empírica de Lemaître para el simple cizallamiento:

$d = 4$ mm $+ 1{,}5\,e$, siendo e el espesor de uno de los palastros.

$d = 4$ mm $+ 1{,}5 \times 12{,}7 = 23{,}05$ mm; pero tienen solamente 19 mm, o sea, $\frac{3}{4}''$.

El número de remaches se calcula por la fórmula del valor máximo del esfuerzo rasante por unidad de lonjitud, pues los remaches deben impedir el deslizamiento lonjitudinal en el plano de separacion de los palastros i la suela del doble T.

$$b' = \frac{3}{2}\ C \max \frac{b\,(h^2 - h_2^2)}{b\,h^3 - (b_1\,h_1^3 + b^2\,h_2^3 + b_3\,h_3^3}$$

Reemplazamos los valores de las letras; el denominador es igual al numerador del momento resistente de la viga con 5 palastros; d es el diámetro de los remaches, i si llamamos u el número de remaches por unidad de lonjitud, se deberá tener:

$$\frac{3}{2} \times 8\,200 \text{ k} \times \frac{152{,}4\,(\overline{427}^2 - \overline{300}^2)}{8\,747\,469\,549} = n\,\frac{\pi\,d^2}{4} \times \frac{R'}{S}$$

$\frac{R'}{S}$ es el trabajo del fierro al cizalle que se ha tomado $= 4{,}8$ k. por mm.^{2}

Despejando a n se tiene:

$$n = \frac{3 \times 8\,200 \times 14\,057\,224 \times 4}{2 \times 8\,747\,469\,549 \times 314 \times \overline{19}^2 \times 48} = 0{,}0\,145$$ por mm, sean 14,5 remaches por metro lineal. Éstos están dispuestos en dos líneas paralelas, la distancia de centro a centro entre dos remaches consecutivos pertenecientes a una misma hilera, es igual entónces a:

$$l_0 = \frac{2}{0{,}0\,145} = 138 \text{ mm};$$ pero solamente están separados 100 mm.

La cubrejunta que une las junturas de los palastros tiene la misma seccion de éstos. Su largo se determina por la relacion del número de remaches, que son necesarios para resistir el trabajo de estension o compresion que sufre la cubrejunta. Luego:

$$n' \times \frac{\pi\,d^2}{4} \times \frac{R'}{S} = \omega' \times \frac{R}{S},$$

Llamando n' al número de remaches, $\frac{R'}{S} = 4,\ 8$ k, w' la seccion de la cubrejunta i $\frac{R}{S}$ el coeficiente a la estension que hemos tomado $= 6$ k: $n' = \frac{1935 \times 6}{283 \times 4{,}8} = 8{,}5$ remaches, o sean, 10, pues son dos hileras que tendrán 5 por cada lado de la cubrejunta.

Los remaches están separados 100 mm de centro a centro; luego, el largo de la cubrejunta será de:

$$l = 2\,(5 \times 100 \text{ mm} + l_1).$$

l_1 jeneralmente se toma igual de 1 a 2 d, de donde:

$$l = 1076 \text{ mm.}$$

5.ª SOLUCION

La solucion anterior presenta el inconveniente de ser un trabajo delicado i algo demoroso por la grande obra de mano que demandaria el sacar la viga de su colocacion actual, cortar toda la remachadura existente i volver a ponerle los 5 palastros que son necesarios en las dos suelas. Habria, eso sí, una gran economía de material, pero en los contratos de obras públicas siempre hai escasez de tiempo i se adoptan las soluciones mas rápidas, aunque no sean mui económicas.

Para que resista el máximo momento solicitante, hemos encontrado que es menester un momento resistente igual a..................	2 500 000 mm^3
La viga actual tiene uno de..	1 188 672 »
Necesitamos entónces un momento resistente de..................	1 311 228 mm^3

Si empleamos dos vigas mas de perfil núm. 30, tendremos un $\frac{I}{v} = 2 \times 652\,000 =$ 1 304 000, que es casi igual al que falta. Luego, agregándole dos vigas mas, bien aseguradas lateralmente con tirantes de fierro a la actual, se resolveria con rapidez la cuestion; pero con un gran gasto de material inútil que se hace indispensable emplear cuando hai apremio de tiempo.

En caso contrario, se debe comparar si el mayor peso de fierro de esta última solucion compensa la mayor obra de mano que demanda la solucion 4.ª de la viga compuesta de palastros con seccion variable.

II

VIGA CON COLUMNA EN EL MEDIO

Otras de las vigas maestras se pudieron reforzar con columnas en el medio en lugar de vigas laterales, que será la solucion mas económica.

La solicitacion se considerará como una sola viga con tres apoyos. Por medio de las tablas núms. 22 i 23 de la Mecanique Appliquée de Planat, determinaremos las reacciones en los tres apoyos, las que son:

Apoyos estremos	=	1 395 k.
Id. intermedio	=	10 478 »

Gráficamente determinaremos el momento máximo de fleccion que resulta en el apoyo del medio: (véase fig. 7).

$$M^t \text{ max.} = 0{,}95 \times 5\,000 \overset{k}{=} 4\,750 \text{ klgmts.}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{4\,700\,000}{10} = 470\,000 \text{ mm}^3\text{; tomamos}$$

$$\frac{R}{S} = 10 \text{ K por mm}^2\text{, como lo indica el A. de F.}$$

La viga laminada hemos visto que tiene $\frac{I}{v} = 652\,000$ mm^3, luego basta ella sola para resistir a las cargas.

COLUMNA

El contratista solamente encontró en el comercio columna circular *llena* de fierro dulce. El diámetro de la columna lo determinaremos por medio de la conocida fórmula de Euler, la que da la intensidad de la fuerza mínima que puede provocar la flexion trasversal de la columna:

$F = \frac{n}{k} \times \frac{\pi^2 I E}{L^2}$, en la que n es un coeficiente que depende del modo como están unidas las estremidades, jeneralmente $= 1$, K es un coeficiente de seguridad que se toma por lo comun igual 10 para las columnas circulares, I es el mas pequeño momento de inercia con relacion a un eje que pasa por el centro de gravedad de la seccion trasversal, E = 20 000 por mm coeficiente del fierro dulce; L es la lonjitud de la barra en mm.

Despejando a I i tomando para F el valor de la reaccion del medio, se tiene:

$$I = \frac{F.\ K.\ L.^2}{\pi^2 n.\ E} = \frac{\overset{k}{10478} \times 10 \times 4600^2 \text{ mm}}{3{,}14^2 \times 1 \times 20000} = 11\,266\,734 \text{ mm}^4$$

El momento de la seccion circular llena es igual a 0,049 d^4, siendo *d* el diámetro luego:

$$d = \sqrt[4]{\frac{11{,}266734}{0{,}049}} = 124 \text{ mm.}$$

La superficie de la seccion es:

$$\omega = 12\,076 \text{ mm.}^2$$

El peso de la columna será:

$$4.60 \times 0{,}012076 \times 7800 = \overset{k}{454}\ \text{K.}$$

El trabajo de la columna a la compresion simple es entónces de:

$$\frac{10478 + 454}{12076} = 0{,}8 \text{ K por mm.}^2$$

La albañilería trabaja a 6 k por cm^2; luego la seccion de la plancha en que descansa la columna es de:

$\frac{\overset{k}{10932}}{6} = 1834\ cm^2$, o sea, un cuadrado de 43 cm por cada lado.

El suelo resiste hasta 3 k por cm^2; el cimiento tiene entónces una seccion de:

$\frac{10932}{3} = 3644\ cm^2$ o sea, un cuadrado cuyos lados tendrán 60 cm.

No hemos tomado en cuenta el pequeño peso de la plancha de base.

Santiago, Setiembre de 1903.

CÁRLOS CARVAJAL M.
(Injeniero Civil)

Fig. 1

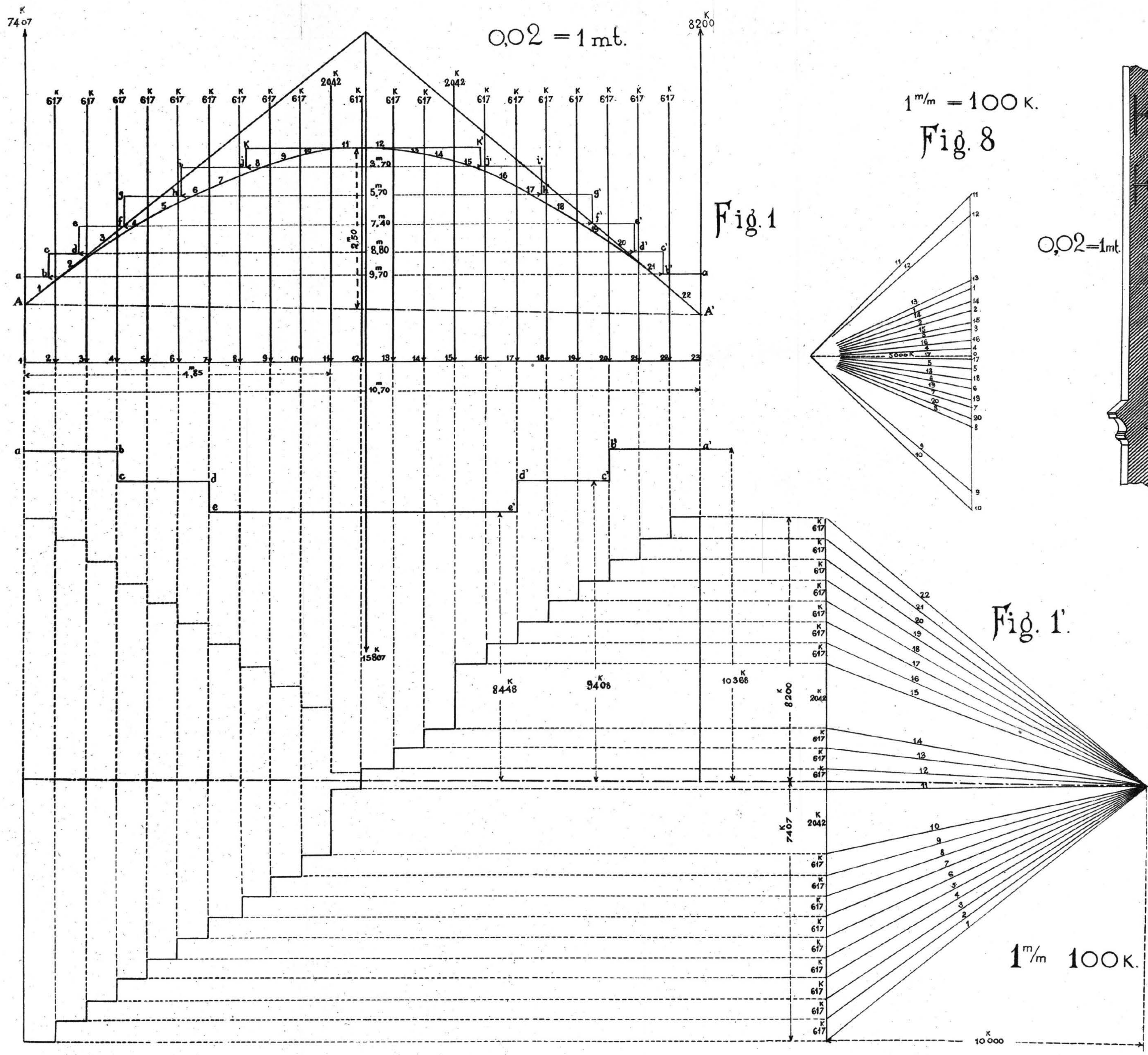


Fig. 1'

Fig. 8

Fig. 6

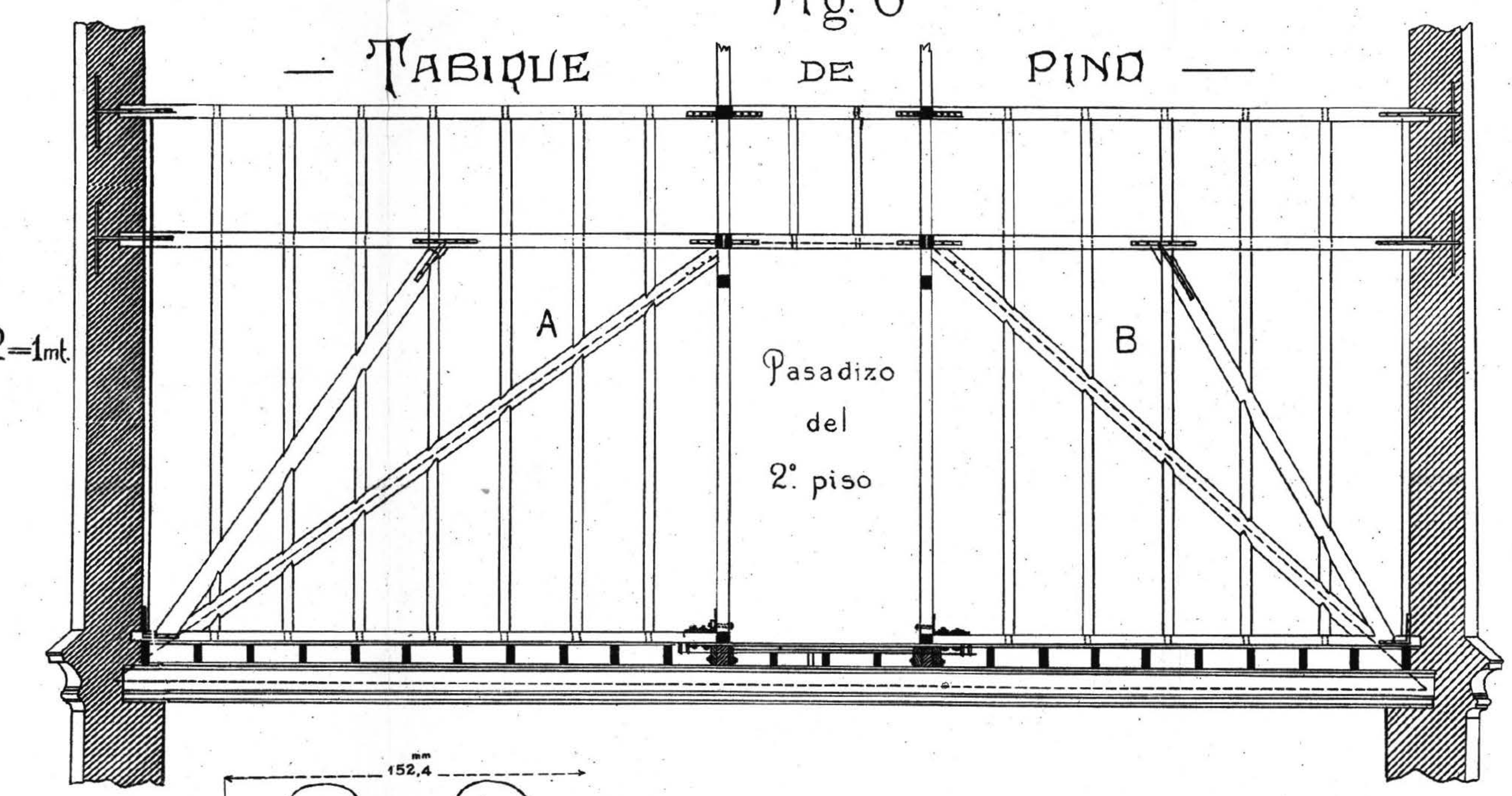
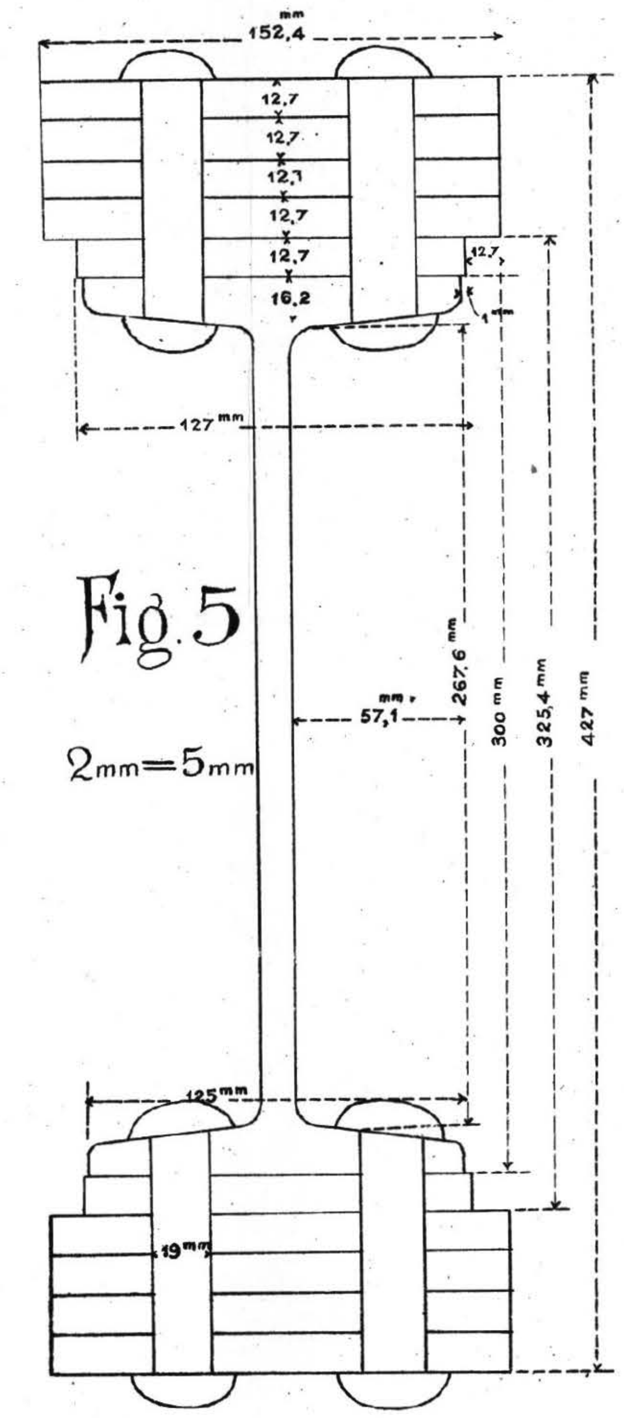


Fig. 5



DIAGRAMAS

DE LOS

Refuerzos de las vigas maestras

DEL

Cuartel Artilleria "Tacna"

Fig. 2.

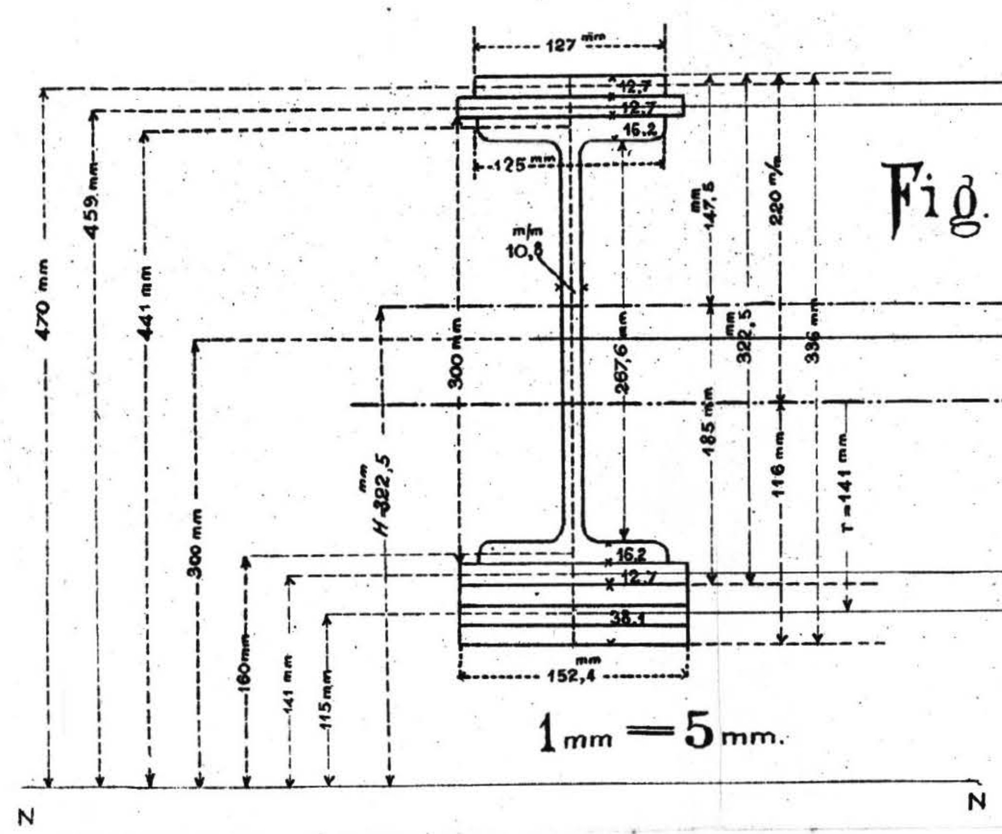


Fig. 3

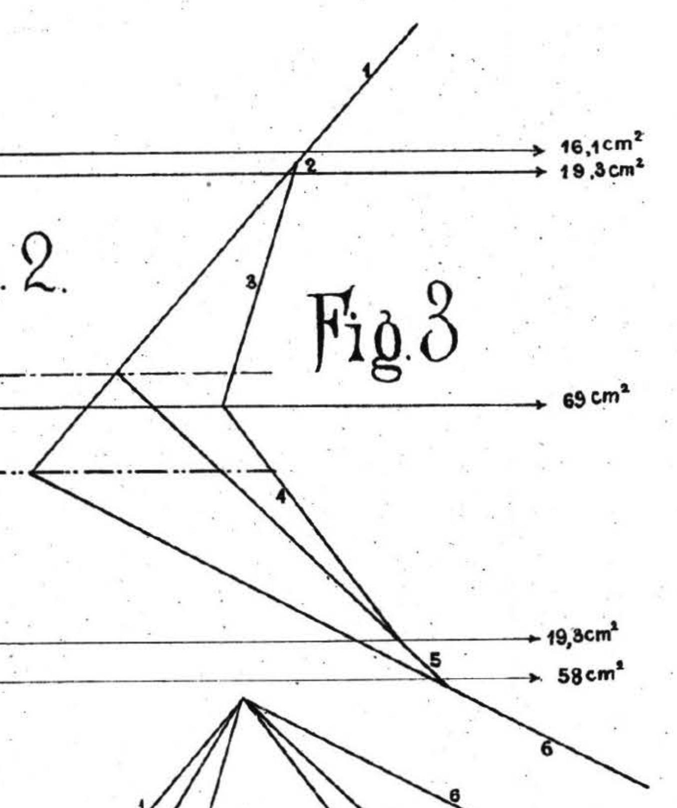


Fig. 4

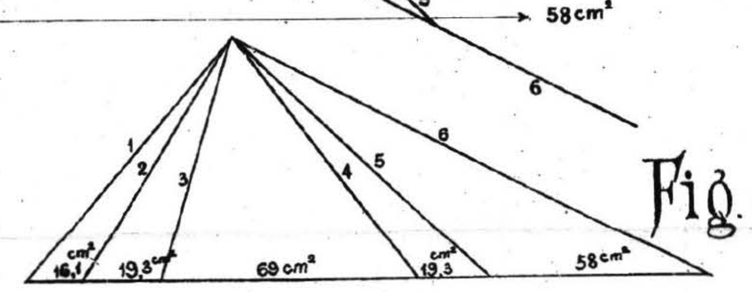
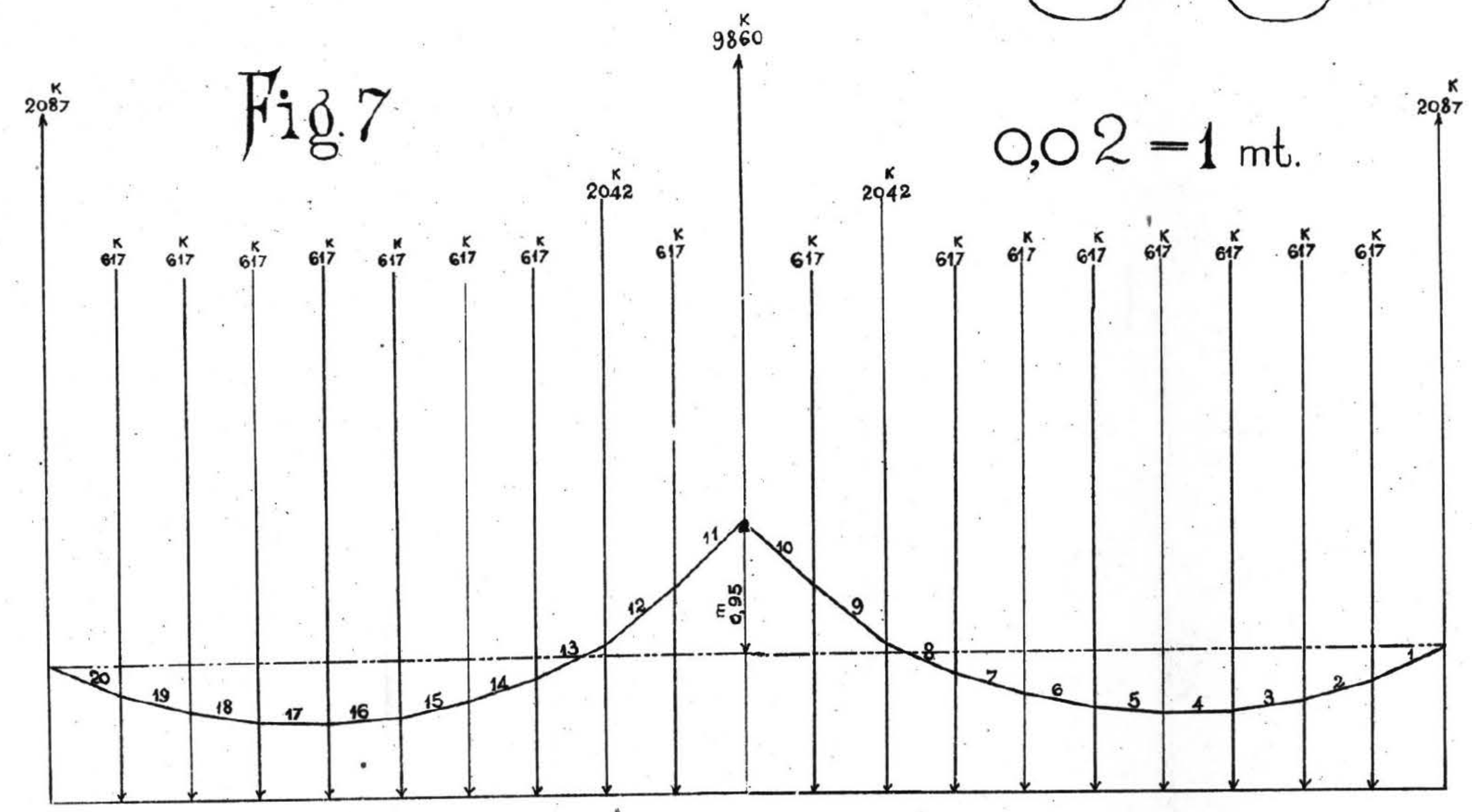
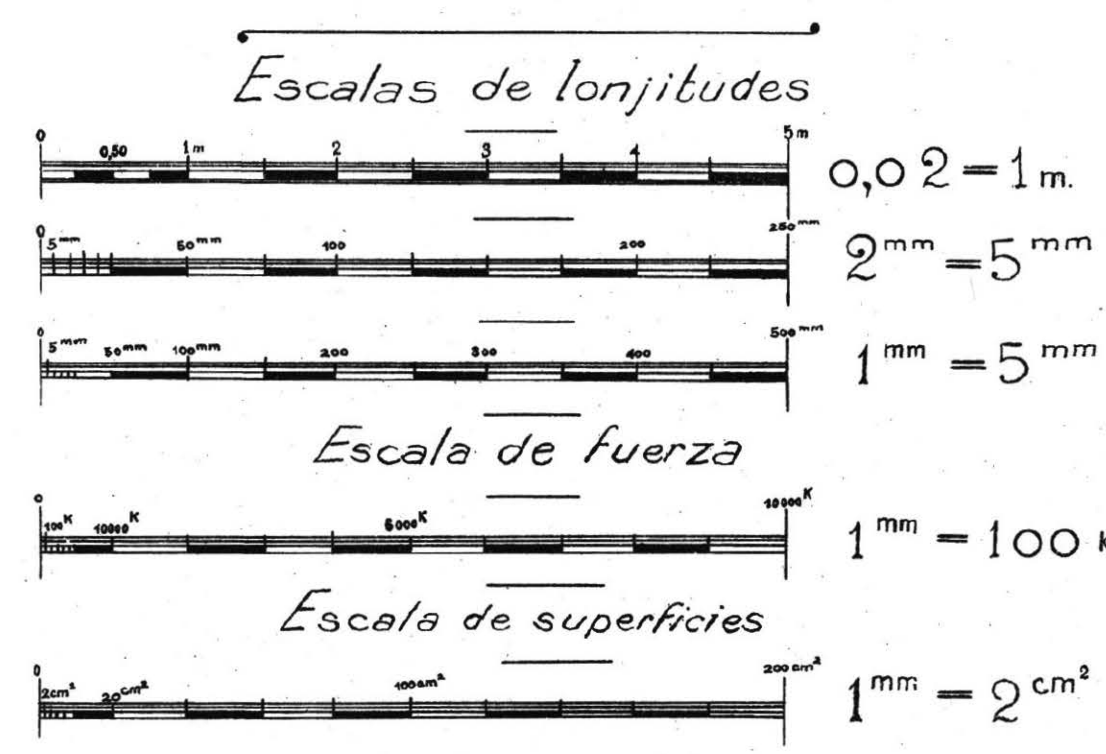


Fig. 7





Cárlos Carvajal M.