
ANALES DEL INSTITUTO DE INGENIEROS

SUMARIO.—Puente metálico en arco de doble vía para ferrocarriles, 135 metros de luz, por F. De Sutter.—Bibliografía.—Revistas recibidas.

PUENTE METÁLICO EN ARCO

DE DOBLE VÍA PARA FERROCARRILES, 135 METROS DE LUZ

Como se sabe, las construcciones metálicas en arco, se jeneralizan rápidamente en las grandes construcciones modernas. Hoi por hoi, cuando se trata de cubrir grandes distancias sin apoyos intermedios (puentes, galpones de estaciones, mercados, etc., etc.....), el arco se impone i resuelve favorablemente el problema. No es estraño, pues, que esta clase de construcciones tomen, cada dia, mayor desarrollo i mayor importancia.

El Instituto de Ingenieros, en su última sesion, fijó como tema “Los puentes para ferrocarriles chilenos, bajo el punto de vista de los materiales o los tipos que debieran emplearse.”

Nadie ignora los grandes destrozos que causaron las últimas creces de los rios. Salvo uno que otro, todos los puentes de las líneas férreas sufrieron considerablemente, siendo una gran parte de ellos arrastrados por la fuerza de las aguas.

Los accidentes fueron numerosísimos, i las pérdidas para la empresa, orijinadas por la destruccion del puente i del material rodante, por la interrupcion del tráfico, fueron de mucha consideracion.

Estos graves percances se repiten periódicamente i se deben a las tres causas siguientes:

- 1.^a *El claro del puente o la distancia de estribo a estribo* es mui reducida para permitir el escurrimiento de todas las aguas en época de fuertes chubascos.

En este caso, las aguas destruyen el puente, los terraplenes, las obras anexas.

2.^a *La mala calidad del subsuelo* que sirve de base a los apoyos intermedios.

Terrenos de mala calidad son los de acarreo, que, en su mayor parte, forman los lechos de los rios en Chile. En época normal, estos últimos terrenos son bastante firmes, pero con las grandes creces son susceptibles de alteraciones, son movedizos i de poca consistencia contra la fuerza de las aguas.

3.^a *El gran número de los apoyos intermedios.*

No sólo las aguas llegan con gran velocidad, sino que, al llegar en frente de los apoyos, la contraccion de ellas produce remolinos, que aumentan las probabilidades de socavamiento.

Todavía mas, la existencia de los apoyos impide el libre escurrimiento de los cuerpos flotantes (troncos, ramas, etc.).

La acumulacion paulatina de montes, aguas arriba, trasforma el puente en un especie de tranque parcial, que debe resistir al gran empuje de las aguas.

A estas circunstancias se debe, durante las grandes creces, la pérdida de la mayor parte de los puentes en Chile, aun los mejores, que, con razon, se consideraba como modelos bajo el punto de vista de solidez i de la estabilidad.

El empleo del tipo en arco metálico, de un solo tramo, permite suprimir todos los inconvenientes que hemos apuntado mas arriba, i esto justifica sobradamente, en ciertos casos concretos, la preferencia dada a este tipo sobre los demas, por las grandes empresas ferrocarrileras.

La supresion de los apoyos intermedios, sobre todo cuando son de albañilería, aumenta considerablemete la seccion de escurrimiento, de suerte que la apertura de un puente puede ser deficiente en caso de varios apoyos i ser suficiente en caso de un solo tramo. Además, no habiendo apoyos, no habrá socavamiento debajo de ellos ni acumulacion de cuerpos sólidos (troncos de árboles, montes, etc.) i habrá desaparecido el peligro de destruccion del puente producida por la fuerza arrastradora de las aguas.

Precios.—Un factor importante de que no debemos prescindir, es el precio. Sin duda alguna, los puentes metálicos en arco son jeneralmente costosos, pero hai casos en que el mayor costo respecto a otros tipos es tan sólo aparente. El ingeniero encargado de presentar los planos debe justificar la eleccion por datos precisos i por estudios comparativos, no sólo en el momento preciso de elaborar su proyecto, sino tomando en cuenta las eventualidades futuras.

Así, por ejemplo, opino que el empleo del arco metálico u otros puentes de un solo tramo debiera jeneralizarse:

1.º Cuando el subsuelo es de mala calidad sobre gran hondura i, por consiguiente, donde la construccion de las pilas es mui delicada i costosa.

2.º Cuando el declive del rio da al agua una gran velocidad que, socavando los apoyos, hace peligrar la estabilidad de la obra.

3.º Cuando estamos en rejiones donde el poder de las aguas arranca i arrasta troncos, montes, etc., que pueden comprometer la solidez de la construccion.

Los estudios que voi a publicar en seguida, son los de un puente metálico de 135 metros de luz, que tuve el gusto de calcular hace algun tiempo atras.

Estos cálculos podrán servir de base para construccioncs del mismo jénero.

Las circunstancias de tener gran hondura de agua i un subsuelo pésimo, es decir de fango, me indujeron a elejir, para un espacio tan considerable, un puente metálico en arco de un solo tramo. (Véase lám. I, fig. 1).

DATOS QUE SIRVEN DE BASE PARA LOS CÁLCULOS

Distancia entre los apoyos.....	135.00	metros
Distancia de eje en eje de las dos vigas.....	8.00	„
Altura de la viga en el medio	4.00	„
Altura de la viga en los nacimientos.....	10.00	„
Distancia de eje en eje de las viguetas.....	1.00	„
Altura de las longuerinas.....	0.500	„

Las cargas a las cuales debe resistir el puente por metro corrido se descomponen del modo siguiente:

Peso muerto por metro lineal del puente

$$P = 8800 \text{ kilógr.}$$

(Este peso ha sido calculado exactamente por la descomposicion de todas las piezas del proyecto).

Sobrecarga por metro lineal $p = 6080$ kilógr.

Lo que da un total de

$$P + p = 8800 + 6080 = 14880 \text{ kilógr.}$$

o sea por cada una de las vigas

$$\frac{14880}{2} = 7440 \text{ kilógr.}$$

La flecha de la fibra media del arco (véase fig. I) en la mitad del puente = 17 metros.

El radio R de la fibra media tendrá por valor:

$$R^2 = a^2 + (R - f)^2$$

$$R = \frac{f^2 + a^2}{2f} = \frac{17^2 + 67.5^2}{34} = 142.50 \text{ metros.}$$

$$a = \frac{135}{2} = 67.50 \quad f = 17 \text{ metros.}$$

Las vigas son del tipo "enrejado" i a seccion variable. V forzadas con diagonales i montantes cuyas secciones se calcularán en seguida. Las vigas así como la plataforma inferior llevan contravientos horizontales i verticales.

La vía se encuentra a un nivel inferior de las vigas i las viguetas se fijan a las vigas por medio de montantes compuestos por cuatro escuadras o cantoneras. Hai un sistema de viguetas a la parte superior i entre las longuerinas se ha proyectado viguetas intermedias.

Establecido esto, aislamos una media viga. En la cúspide del arco sabemos que la deformacion por flexion es nula i, considerando este punto como oríjen de dos ejes coordenados *como si hubiera empotramiento*, siendo conocido el empuje, tenemos sencillamente el caso de un arco empotrado a un extremo i libre al otro extremo, cuyas tensiones en cada punto se calcularán fácilmente.

El aislamiento de la media viga exige, para mantener el equilibrio del sistema, la introduccion de una fuerza igual a la del empuje que ejercita la media viga una sobre otra.

Llamamos Q este empuje; esta fuerza es igual a la que tiene tendencia en hacer correr el pié de la viga.

Hagamos una seccion S normal a la fibra neutral del arco, en un punto M cuyas coordenadas son respectivamente x i y . Representando por V la componente vertical de la reaccion del apoyo (véase fig. 2), por Q el empuje o componente horizontal i estableciendo respecto a dos ejes coordenados X, Y , cuyo oríjen se halla en la cúspide del arco O , las ecuaciones de equilibrio de la porcion de viga que se encuentra a la izquierda de la seccion considerada, tendremos, haciendo abstraccion de los momentos debidos al empotramiento, la ecuacion del momento:

$$M = Q(f - y) - V(a - x) + p \frac{(a - x)^2}{2} \dots\dots\dots (1)$$

La ecuacion de la proyeccion de las fuerzas segun la tangente a la fibra neutral es la siguiente:

$$N = -Q \cos a - V \sin a + p(a - x) \sin a \dots\dots\dots (2)$$

La ecuacion de la proyeccion de las fuerzas segun el radio de la fibra neutral será:

$$T = -Q \operatorname{sen} \alpha - px \cos \alpha + V \cos \alpha \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{Poniendo ahora } \begin{cases} Q = Kp \\ V = pa \end{cases}$$

tendremos respectivamente para las ecuaciones (1), (2), (3):

$$M = p \left[K(f-y) - a(a-x) + \frac{(a-x)^2}{2} \right]$$

$$M = p \left[K(f-y) - \frac{1}{2}(a^2 - x^2) \right] \dots\dots\dots (1')$$

$$N = -Kp \cos \alpha - pa \operatorname{sen} \alpha + p(a-x) \operatorname{sen} \alpha$$

$$N = -p(K \cos \alpha + x \operatorname{sen} \alpha) \dots\dots\dots (2')$$

$$T = -Kp \operatorname{sen} \alpha - px \cos \alpha + pa \cos \alpha = p[(a-x) \cos \alpha - K \operatorname{sen} \alpha] \quad (3')$$

Cálculo de K.—Hemos visto que $Q = Kp$. Conocemos el valor de p , sólo falta conocer K . El cálculo de K es jeneralmente complicado, pero, en el caso particular que nos ocupa, las circunstancias de tener: 1.º *Un sistema simétrico.* 2.º *Los apoyos de nivel.* 3.º *Las rótulas en una posición invariable.* 4.º *En fin, la cúspide en un plano de simetría,* simplifica notablemente la solución del problema. En este caso hallaremos el valor de K estableciendo una ecuación que expresa que la distancia entre los apoyos del arco es constante. Tendremos, haciendo abstracción de los términos debidos al deslizamiento i a las variaciones de temperatura,

$$\Delta a = \frac{1}{E} \int_0^s \frac{N}{\omega} dx - \frac{1}{E} \int_0^s \frac{M}{I} (b-y) ds = 0.$$

En el caso que nos ocupa $b = f$ i $dx = \cos \alpha ds$. Ahora bien, representando por N' i M' los valores de N i M , i omitiendo el efecto de la reacción horizontal Q , tenemos:

$$N = N' - Q \cos a = -p (K \cos a + x \operatorname{sen} a)$$

$$M = M' + Q(f-y) = p \left[K(f-y) - \frac{1}{2}(a^2 - x^2) \right]$$

Reemplazando:

$$\Delta a = \frac{1}{E} \int_0^s \frac{1}{\omega} (N' - Q \cos a) \cos a \, ds - \frac{1}{E} \int_0^s [M' + Q(f-y)] \times \frac{f-y}{I} \, ds = 0$$

$$\int_0^s -\frac{p}{\omega} (K \cos a + x \operatorname{sen} a) \cos a \, ds - \int_0^s p \left[K(f-y) - \frac{1}{2}(a^2 - x^2) \right] \times \frac{f-y}{I} \, ds = 0$$

$$-p \int_0^s \frac{K \cos^2 a}{\omega} \, ds + p \int_0^s \frac{x \operatorname{sen} a \cos a}{\omega} \, ds - p \int_0^s \frac{K(f-y)^2}{I} \, ds + p \int_0^s \frac{(a^2 - x^2)(f-y)}{2I} \, ds = 0$$

$$K = \frac{p \int_0^s \left[\frac{(a^2 - x^2)(f-y)}{2I} - \frac{x \operatorname{sen} a \cos a}{\omega} \right] \, ds}{p \int_0^s \left[\frac{(f-y)^2}{I} + \frac{\cos^2 a}{\omega} \right] \, ds}$$

En el valor K , p desaparece, i tenemos, finalmente, por el valor del empuje Q :

$$Q = Kp = \frac{\int_0^s \left[\frac{(a^2 - x^2)(f-y)}{2I} - \frac{x \operatorname{sen} a \cos a}{\omega} \right] \, ds}{\int_0^s \left[\frac{(f-y)^2}{I} + \frac{\cos^2 a}{\omega} \right] \, ds} \times p$$

Poniendo en el valor de Q :

$$\frac{(a^2 - x^2)(f - y)}{2I} = Z \quad \frac{x \operatorname{sen} a \cos a}{\omega} = Z'$$

$$\frac{(f - y)^2}{I} = Z'' \quad \frac{\cos^2 a}{\omega} Z'''$$

tenemos:

$$Q = Kp = p \frac{\int_0^s (Z - Z')}{\int_0^s (Z'' + Z''')}$$

El cálculo de Q , o mas bien del coeficiente K , se halla resumido en los distintos cuadros siguientes, siendo el número de secciones 9 (fig. 3-4, lámina 2).

Coefficiente de trabajo.—Este coeficiente ha sido calculado aplicando la fórmula:

$$R = \pm \frac{vM}{I} - \frac{N}{\omega}$$

Número de secciones	x	$f - y$	$a^2 - x^2$	y	Altura de las secciones	Ángulos a	$\operatorname{sen} a$	$\cos a$
0	0	17.00	4556.25	0	^m 4.00	0°	0	1
1	8.95	16.70	4476.15	0.30	4.10	3°.35	0.062	0.998
2	17.60	15.90	4246.49	1.10	4.40	7°.10	0.125	0.992
3	26.35	14.65	3861.93	2.35	4.80	10°.45	0.186	0.982
4	34.90	12.70	3338.24	4.30	5.40	14°.20	0.248	0.969
5	43.40	10.30	2672.69	6.70	6.20	17°.55	0.307	0.952
6	51.70	7.45	1883.36	9.55	7.10	21°.30	0.367	0.930
7	59.70	4.00	992.16	13.00	8.00	25°.05	0.424	0.906
8	67.50	0	0	17.00	9.00	28°.40	0.480	0.877

Número de las secciones	I	$(f-y)^2$	$\cos^2 \alpha$	$\text{sen } \alpha \cos \alpha$	$(a^2-x^2)(f-y)$	ω	$\frac{1}{I}$
0	0.581562744233	289.00	1	0	77456.25	0.17730	1.7605
1	0.613177449300	278.99	0.996004	0.061876	74751.71	0.17730	1.655
2	0.713301450833	252.81	0.984064	0.124000	67519.19	0.17730	1.402
3	0.858591392937	214.62	0.964324	0.182652	56577.27	0.17730	1.165
4	1.139543497500	161.29	0.938961	0.240312	42395.65	0.17730	0.878
5	1.524796897500	106.09	0.906304	0.292264	27528.71	0.17730	0.656
6	2.415364972500	55.50	0.864900	0.341310	14031.03	0.18930	0.414
7	3.008404964166	16.00	0.820836	0.384144	3968.64	0.18930	0.333
8	Sin objeto	0	0.769129	0.420960	0	0.18930	Sin objeto

Número de las secciones	$\epsilon \mid 1$	$x \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha$	$Z = \frac{x \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha}{\omega}$	$Z = \frac{(a^2 - x^2)(f - y)}{2I}$	$Z'' = \frac{\cos^2 \alpha}{\omega}$	$Z''' = \frac{(f - y)^2}{I}$	$Z - Z'$	$Z'' + Z'''$
0	5.640	0	0	68181.91	5.640	508.80	68181.91	514.440
1	5.640	0.55379	3.123	61846.35	5.617	461.65	61843.227	467.267
2	5.640	2.1824	12.309	47328.75	5.550	354.42	47316.441	359.970
3	5.640	4.81288	27.145	32947.72	5.438	249.97	32920.575	255.408
4	5.640	8.38689	47.303	18602.34	5.296	141.54	18555.037	146.836
5	5.640	12.68426	71.541	9026.99	5.110	69.58	8955.449	74.69
6	5.282	17.64573	93.215	2904.56	4.569	22.98	2811.345	27.549
7	5.282	22.93339	121.148	659.57	4.337	5.32	538.422	9.657
8	5.282	28.4148	150.105	0	4.062	0	-150.105	4.062

Las dos últimas columnas nos dan todos los valores de $Z-Z'$ i $Z''+Z'''$, es decir, de $\int_0^8 (Z-Z')$ i de $\int_0^8 (Z''+Z''')$.

Aplicando la fórmula de Tomas Simpson, tenemos.

$$\left. \begin{array}{l} \int_0^8 (Z-Z') = 622428.043 \\ \int_0^8 (Z''+Z''') = 4815.300 \end{array} \right\} K = \frac{622428.043}{4815.300} = 129.3$$

el valor del empuje:

$$Q = Kp = 129.3 \times 7440 = 961992.$$

Cálculo de M i de N.—Los cálculos de M i de N , se hallan resumidos en el cuadro siguiente:

Número de las secciones	$K(f-y)$	$\frac{1}{2}(a^2-x^2)$	M	$K \cos \alpha$	$x \operatorname{sen} \alpha$	N
0	2198	2278.12	-596093	129.3	0	-961992
1	2159	2238.07	-588281	129.04	0.56	-964224
2	2056	2123.24	-500266	128.26	2.20	-970622
3	1894	1930.96	-274982	126.97	4.90	-981113
4	1642	1669.12	-201773	125.29	8.66	-996588
5	1332	1336.34	-32290	123.09	13.32	-1014890
6	963	941.68	+158621	120.25	18.97	-1035797
7	517	496.08	+155645	117.03	25.31	-1059754
8	0	0	0	113.40	32.40	-1084752

Cálculo de los valores de R' i R'' .—El trabajo del metal en las distintas secciones, se halla aplicando las siguientes fórmulas:

$$R' = \frac{N}{\omega} + \frac{M_{V'}}{I} \text{ (estrados)}$$

$$R'' = \frac{N}{\omega} - \frac{M_{V''}}{I} \text{ (intrados).}$$

Tenemos estos valores en el cuadro siguiente:

Número de las secciones	$\frac{N}{\omega}$	$\frac{M_{V'}}{I}$	$\frac{M_{V''}}{I}$	R'	R''
0	-5.42	-1.754	-2.432	^k 7.17	^k 2.99
1	-5.44	-1.678	-2.327	7.12	3.11
2	-5.48	-1.320	-1.833	6.80	3.65
3	-5.53	-0.652	-0.906	6.18	4.62
4	-5.62	-0.485	-0.485	6.11	5.14
5	-5.72	-0.223	-0.223	5.94	5.50
6	-5.47	+0.240	+0.240	5.23	5.71
7	-5.60	+0.212	+0.212	5.39	5.81
8	-5.75	0	0	5.75	5.75

Cálculo de los esfuerzos de corte.—La fórmula anteriormente establecida, que da los esfuerzos de corte en los distintos puntos del arco, es la siguiente:

$$T = [(a-x) \cos a - K \text{ sen } a] \times p.$$

En este caso el orígen de las coordenadas se halla al nacimiento del arco i la seccion número 0 siempre en la cúspide de éste.

El cuadro siguiente indica el valor de los esfuerzos de corte en las distintas secciones:

Número de las secciones	$a-x$	$(a-x) \cos a$	$K \sin a$	T
0	0	0	0	0
1	8.95	8.93	8.02	6770
2	17.60	17.46	16.16	9672
3	26.35	25.88	24.05	13615
4	34.90	33.82	32.07	13020
5	43.40	41.32	39.70	12053
6	51.70	48.08	47.45	4687
7	59.70	54.09	54.82	- 5431
8	67.50	59.20	62.06	-21278

N. B. — La lámina 3, figura 5, nos da gráficamente el cálculo del arco.

Cálculo de las barras del "enrejado." — La repartición de los esfuerzos en las barras del enrejado ha sido hecha gráficamente (véase lám. 4, fig. 6). El valor de estos esfuerzos, así mismo las secciones de cada barra capaces de resistir a estos esfuerzos, se hallan en los siguientes cuadros:

1.º Cálculo de las diagonales:

Número de los compartimentos	Esfuerzos según las barras	Secciones necesarias en m/m ²	Secciones adoptadas
1'	0	0	2 [50×50×5
	0	0	2 [50×50×5
2'	2375	396	2 [50×50×5
	2185	366	2 [50×50×5
3'	4750	792	2 [50×50×6
	4375	729	2 [50×50×6
4'	5875	979	2 [60×60×6
	5185	864	2 [60×60×6
5'	6685	1114	2 [60×60×6
	5625	938	2 [60×60×6
6'	7875	1312	2 [70×70×7
	6750	1125	2 [70×70×7
7'	9375	1563	2 [70×70×8
	7625	1271	2 [70×70×8
8'	9250	1542	2 [70×70×8
	7375	1229	2 [70×70×8
9'	8875	1479	2 [70×70×7
	6875	1146	2 [70×70×7
10'	8500	1417	2 [70×70×7
	6375	1062	2 [70×70×7
11'	7875	1312	2 [70×70×7
	5875	979	2 [70×70×7
12'	5875	979	2 [60×60×6
	4375	729	2 [60×60×6
13'	3500	583	2 [50×50×6
	2500	417	2 [50×50×6
14'	2875	479	2 [50×50×5
	2000	333	2 [50×50×5
15'	7250	1208	2 [70×70×7
	5000	833	2 [70×70×7
16'	12000	2000	2 [80×80×8
	8000	1333	2 [80×80×8

2.º Cálculo de los montantes. - (Lámina 4 Fig. 6).

Núm. de los montantes	Esínerzo en los montantes	Razon $\frac{l}{h}$	Coefficientes admitidos	Secciones necesarias	Secciones adoptadas
1	0	40	2.5	0	2 L 50×50×5
2	3125	41	2.4	1300	2 L 50×50×7
3	6375	42	2.4	2656	2 L 50×50×7
4	7940	37	2.7	2941	4 L 60×60×7
5	9310	38	2.7	3465	4 L 60×60×8
6	11125	35	2.8	3973	4 L 70×70×8
7	12875	37	2.7	4770	4 L 70×70×9
8	13125	34	2.8	4685	4 L 80×80×8
9	12750	35	2.8	4554	4 L 80×80×8
10	12250	37.5	2.7	4537	4 L 80×80×8
11	11625	39.4	2.6	4471	4 L 80×80×8
12	8750	49	2.2	3977	4 L 70×70×8
13	5375	63.3	1.7	3162	4 L 60×60×7
14	500	82	1.2	417	4 L 90×90×9
15	4250	73	1.4	3035	{ 2 almas 900×15 4 L 100×100×15 1 suela de 1000×15
16	11250	52	2.1	5357	
17	18500	k 0.52	

CÁLCULO DE LAS VIGUETAS

La posición de la carga rodante sobre las longuerinas es la indicada en el cróquis adjunto (fig. 6).

En esta hipótesis la carga transmitida a la vigueta por dos longuerinas vecinas, tendrá por valor:

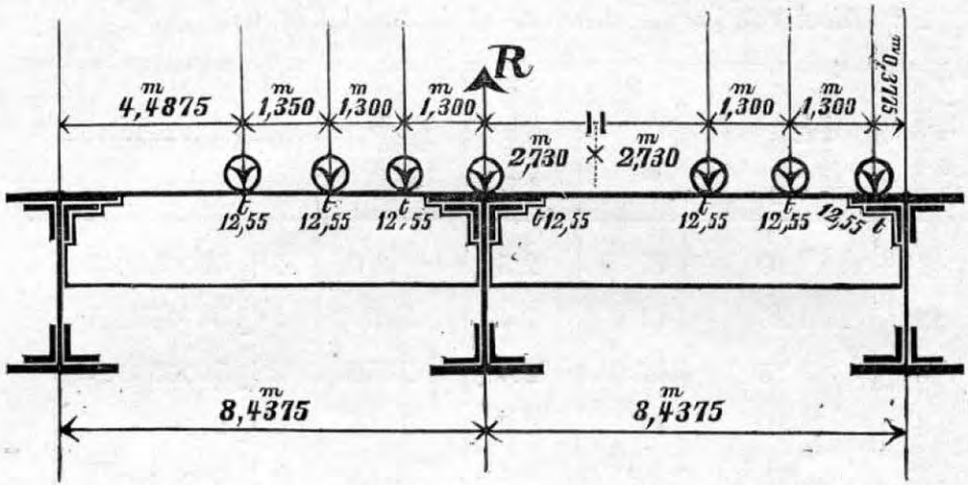


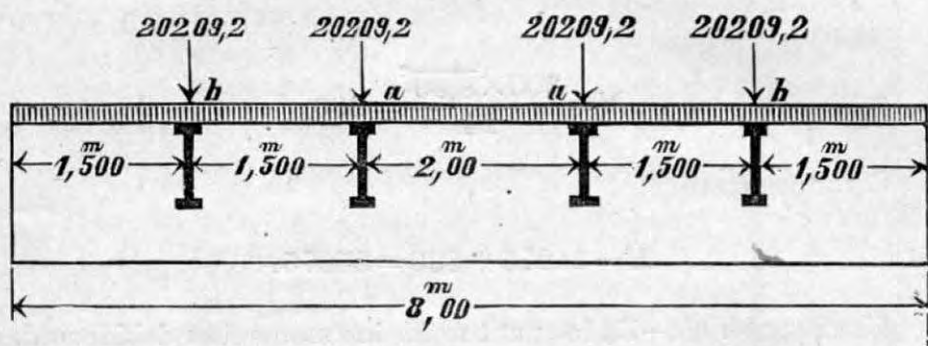
FIG. 7

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{12^t.55}{2} + \frac{12^t.55 \times 2.9775}{2 \times 8.4375} + \frac{12^t.55 \times 1.6775}{2 \times 8.4375} + \frac{12^t.55 \times 4.4875}{2 \times 8.4375} \\
 &+ \frac{12^t.55 \times 5.8375}{2 \times 8.4375} + \frac{12^t.55 \times 7.1375}{2 \times 8.4375} + \frac{12^t.55 \times 0.3775}{2 \times 8.4375} \\
 R &= \frac{12^t.55 \times 2.785}{2} = 17475.9
 \end{aligned}$$

El peso propio transmitido por dos longuerinas vecinas a la vigueta tendrá por valor:

Rieles	$\frac{150 \times 8.4375}{4}$	316.4 kilógr.
Piso (planchas fierro)	$\frac{250 \times 1.75 \times 8.4375}{8.380}$.	440.5 „
Soleras	$\frac{150 \times 8.4375}{4}$	316.4 „
Longuerinas de fierro	1660.0 „
Total.....			<u>2733.3 kilógr.</u>

El modo de sollicitacion de la vigueta se manifiesta así como indica el cróquis adjunto. (Véase fig. 7 bis).



(FIG. 7 BIS.)

Pieza apoyada.—En la suposicion de considerarla como una pieza apoyada en sus dos extremos, el momento de flexion máxima será:

$$M = 2 \times 20209,2 \times 3^m.00 - 20209,2 \times 1^m.50$$

$$M = 4.50 \times 20209,2 = 90941.4.$$

El momento debido al peso muerto será:

$$M = \frac{300 \times \overline{8.00}^2}{8} = 2400$$

El momento total será, por consiguiente:

$$M = 90941.40 + 2400 = 93341.4.$$

2.º *Pieza empotrada:*

a) *Momentos en aa.*—Pero se puede considerar tambien como ser el caso de una pieza empotrada en los dos extremos; entónces el momento en los puntos aa tendrá por valor:

$$M = \left\{ -2 \left(1 - \frac{5}{8} \right)^2 \left(\frac{5}{8} \right)^2 + \left[\left(3 - 2 \times \frac{1.50}{8.00} \right) \frac{5}{8} - \left(2 - \frac{1.5}{8} \right) \right] \left(\frac{1.5}{8} \right)^2 + \left[\left(3 - 2 \frac{3}{8} \right) \frac{5}{8} - \left(2 - \frac{3}{8} \right) \right] \left(\frac{3}{8} \right)^2 + \left[\frac{6.5}{8} - \left(1 + 2 \frac{6.5}{8} \right) \frac{5}{8} \right] \left(-\frac{5}{8} \right) \right\} \times 20209,2 \times 8^m.$$

$$M = -0.212 \times 20209.2 \times 8.00 = -34275.$$

El momento debido al peso muerto tendrá por valor:

$$M = \frac{300 \times 8.00^2}{24} = 800$$

El momento total

$$M = 34275 + 800 = 35075.$$

Momento en bb.—En los puntos *bb* los momentos debidos a las cargas aisladas tendrá por valor, suponiendo el empotramiento:

$$M = M_e - 40418 \times 1.5 = 61597 - 60627 = 970$$

b) *Momento al empotramiento.*—El momento en este punto vale:

$$M_e = \left\{ \left(1 - \frac{1.50}{8.00} \right)^2 \times \frac{1.50}{8.00} + \left(1 - \frac{3.00}{8.00} \right)^2 \times \frac{3.00}{8.00} + \left(1 - \frac{5.00}{8.00} \right)^2 \times \frac{5.00}{8.00} + \left(1 - \frac{6.5}{8.0} \right)^2 \times \frac{6.50}{8.00} \right\} 20209 \times 8m.$$

$$M_e = 0.381 \times 20209 \times 8m.00 = 61597.$$

El momento debido al peso muerto será:

$$M_{e1} = \frac{300 \times 8.00^2}{12} = 1600.$$

El momento total al empotramiento tendrá por valor:

$$M_{e2} = 61597 + 1600 = 63197.$$

Adoptaremos para las secciones de la vigueta los perfiles adjun-
to (fig. 8 i 9). En este caso tenemos;

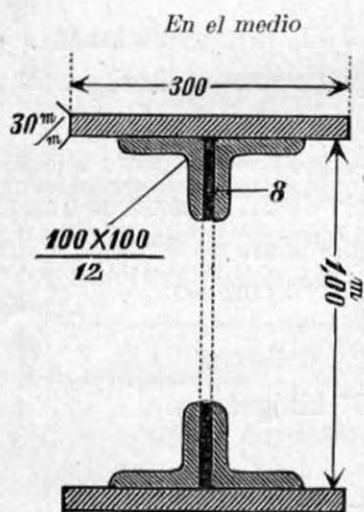


FIG. 8 (A)

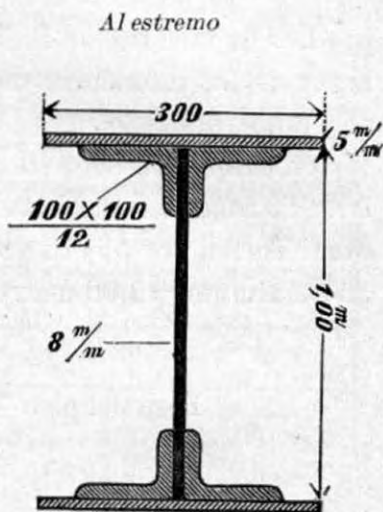


FIG. 9

1.º *Suponiendo el apoyo*

En el medio:

$$\frac{I}{V} = 0.012796$$

$$R = \frac{93341}{12796} = 7^k.3$$

2.º *Suponiendo el empotramiento*

En el medio:

$$\frac{I}{V} = 0.012796$$

$$R = \frac{35075}{12796} = 2^k.8$$

Al extremo:

$$\frac{I}{V} = 0.006794$$

$$R = \frac{63197}{6794} = 9^k.3$$

3.º *Suponiendo el medio empotramiento*

En el medio

$$R = \frac{7.3 + 2.8}{2} = 5^k.1$$

Al extremo

$$\frac{9^k.3}{2} = 4^k.7$$

Los depurados de la lámina 5, fig. 10-11, dan gráficamente el lugar de los momentos en el caso del apoyo como así mismo en el del empotramiento.

Cálculo de las viguetas intermedias.—Estas viguetas se encuentran entre las longuerinas i a una distancia de 2.770 metros una de otra. Tienen por objeto sostener el piso (planchas de fierro). El largo máximum = 2.00 metros i llevan por metro corrido:

$$\text{Peso del piso} \frac{2^m 770 \times 250}{8} = 87 \text{ kilogramos}$$

El momento de flexion máxima, debido al peso del piso, será:

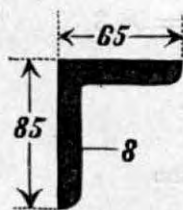
$$M = \frac{87 \times 2^m .00^2}{8} = 44$$

El momento debido a la carga aislada de un hombre será:

$$M' = \frac{80 \times 2^m .00^2}{4} = 40$$

$$\text{El momento total} = 44 + 40 = 84.$$

Tomaremos el perfil fierro ángulo indicado (fig. 12), que da:



$$\frac{I}{V} = 0.00000141 \quad R = \frac{84}{14} = 6 \text{ kilogramos}$$

Cálculo del enrejado de las viguetas.—El modo de sollicitacion mas desventajoso para el cálculo de las viguetas es el siguiente: (fig. 13).

FIG. 12

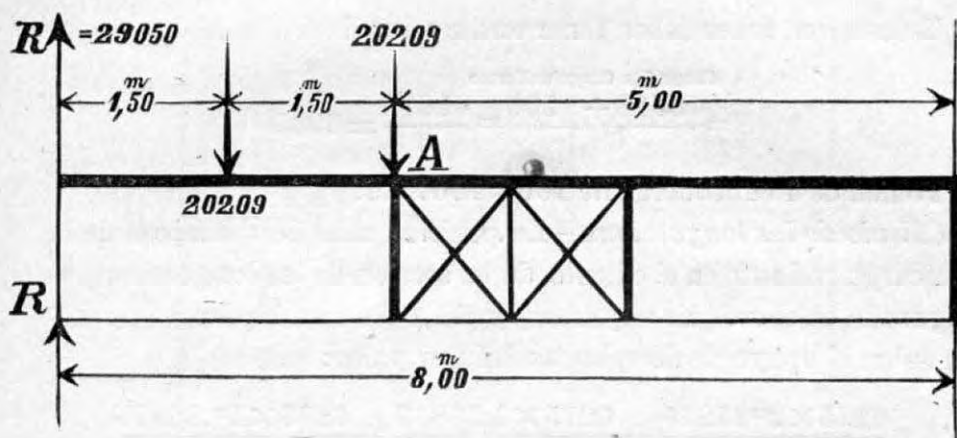


FIG. 13

$$R = 20209 \times \frac{5.000}{8.000} + 20209 \times \frac{6.50}{8.00} = 29050$$

Llamamos T' = esfuerzo de corte en A debido a las cargas aisladas.

T'' = esfuerzo de corte en A debido a la carga uniforme p .

$$T' = 29050 - 40418 = 11368$$

$$T'' = 300 (4.00 - 3.00) = 300$$

$$T = T' + T'' = 11368 + 300 = 11668$$

El esfuerzo segun cada una de las barras del enrejado será:

$$X = \frac{11668}{2 \times 0.707} = 8252$$

La seccion necesaria para cada barra será:

$$\frac{8252}{6} = 1376$$

Tomaremos 2 cantoneras \perp de $60 \times 60 \times 7$

Cálculo de los montantes colgantes que sirven de sosten a las viguetas, es decir, a toda la plataforma.

Estos montantes deben tener una seccion de

$$S = \frac{\text{Carga fija} + \text{Carga uniforme}}{6} = \frac{40418 + 1200}{6} = \frac{41618}{6} = 6937$$

Tomemos 4 cantoneras de $100 \times 100 \times 12$.

Cálculo de las longuerinas.—La posicion mas desventajosa de la sobrecarga rodante en el cálculo de la seccion de las longuerinas, es la figurada en el cróquis adjunto (fig. 14). En esta hipótesis la reaccion sobre el apoyo de derecho tendrá por valor:

$$R = \frac{6275 \times 2^m 21875}{8.4375} + \frac{6275 \times 3.56875}{8.4375} + \frac{6275 \times 4^m.86875}{8.4375} + \frac{6275 \times 6.16875}{8.4375} = 12513$$

1.º *Pieza apoyada.*—El momento de flexion máxima será:

$$M = 12513 \times 3^m.56875 - 6275 \times 1.30 = 36498$$

El peso muerto que carga la longuerina por metro corrido es el siguiente:

Rieles $\frac{150}{4} =$	37.5	kilógramos
Piso (planchas de fierro) $\frac{250 \times 1.75}{8.00} =$...	55.0	„
Soleras $\frac{150}{4} =$	37.5	„
Peso de fierros.....	200.0	„
Total.....	330.0	„

$$\text{El momento } M = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{330 \times 8^m.4375^2}{8} = 2936$$

El momento total tendrá por valor:

$$M = 36498 + 2936 = 39434.$$

El momento en b'_1 será:

$$M = 12513 \times 2^m.26875 = 28389$$

El momento en a'_2

$$M = 12550 \times 3.56875 - 6275 \times 1.350 = 36317$$

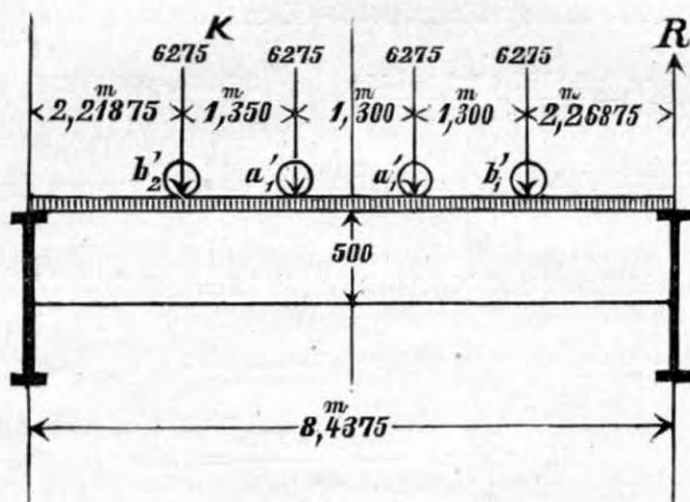


FIG. 14

En fin el momento en b'_2

$$M = 12550 \times 2.21875 = 27845$$

2.º *Pieza empotrada.*—Suponiendo ahora el caso de empotramiento de la longuerina en sus dos extremos, el momento de flexión en los puntos a'_1 tendrá por valor:

$$M = \left\{ -2 \left(1 - \frac{4.86875}{8.4375} \right)^2 \left(\frac{4.86875}{8.4375} \right)^2 + \left[\left(3 - 2 \frac{2.21875}{8.4375} \right) \times \frac{4.86875}{8.4375} - \left(2 - \frac{2.21875}{8.4375} \right) \right] \left(\frac{2.21875}{8.4375} \right)^2 + \left[\left(3 - 2 \frac{3.56875}{8.4375} \right) \times \frac{4.86875}{8.4375} - \left(2 - \frac{3.56875}{8.4375} \right) \right] \left(\frac{3.56875}{8.4375} \right)^2 + \left[\frac{6.16875}{8.4375} - \left(1 + 2 \frac{6.16875}{8.4375} \right) \times \frac{4.86875}{8.4375} \right. \right. \\ \left. \left. \times \left(1 - \frac{6.16875}{8.4375} \right)^2 \right\} \times 6275 \times 8.4375.$$

$$M = -0.249 \times 6275 \times 8.4375 = -13183$$

El momento debido a la carga permanente será:

$$M = \frac{330 \times 8.4375^2}{24} = 979$$

El momento total tendrá por valor:

$$13183 + 979 = 14162$$

3.º *Momento al empotramiento.*—Este momento tiene por valor:

$$M_e = \left(1 - \frac{2.21875}{8.4375}\right)^2 \left(\frac{2.21875}{8.4375}\right) + \left(1 - \frac{3.56875}{8.4375}\right)^2 \left(\frac{3.56875}{8.4375}\right) \\ + \left(1 - \frac{4.86875}{8.4375}\right)^2 \left(\frac{4.86875}{8.4375}\right) + \left(1 - \frac{6.16875}{8.4375}\right)^2 \left(\frac{6.16875}{8.4375}\right) \times 6275 \times 8.4375$$

$$M_e = 0.437 \times 6275 \times 8^m.4375 = 23137$$

El momento debido a la carga permanente:

$$M_{e_1} = \frac{pl^2}{12} = \frac{330 \times 8,4375^2}{12} = 1958$$

El momento total tendrá por valor:

$$M_e = 23137 + 1958 = 25095$$

Llamando T' el esfuerzo de corte al empotramiento i tomando los momentos en el punto a'_1 tenemos:

$$-13183 = 23137 - T' \times 3^m.56875 + 6275 \times 1^m.300$$

$$T' = 12463$$

En los puntos b'_1 los momentos debidos a las cargas aisladas, suponiendo el empotramiento serán:

$$M_{E_1} = M_e - 12463 \times 2^m.26875 = 23137 - 28275$$

$$M = -5138$$

En el punto a'_2 el momento debido a las cargas aisladas, siempre en el caso de empotramiento, será:

$$M_{E_2} = M_e - 12463 \times 4.86875 + 6275 \times 2.600 + 6275 \times 1.30 = -13069$$

En fin en el punto b'_2 el momento debido a las cargas aisladas tiene por valor:

$$M_{E_3} = M_e - 12463 \times 6.21875 + 6275 \times 3^m.950 + 6275 \times 2^m.650 + 6275 \times 1^m.350 = -4481$$

Los depurados de la lámina 6, (figs. 15-16) dan gráficamente el lugar de los momentos en el caso del apoyo como así mismo en el caso del empotramiento.

Tomaremos para las secciones de las longuerinas las siguientes: (figs 17 i 18).

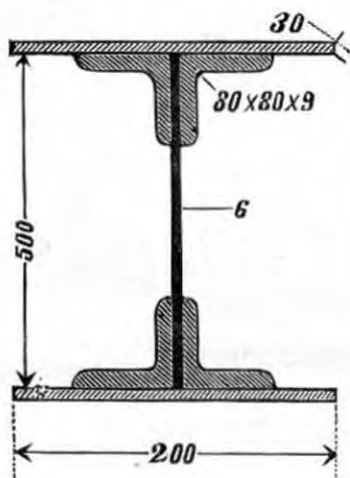


FIG. 17

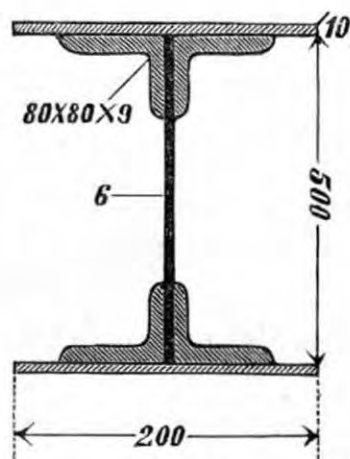


FIG. 18

1.º Suponiendo el apoyo

En el medio

$$\frac{I}{V} = 0.004275 \quad R = \frac{39434}{4275} = 9^k.2$$

2.º Suponiendo el empotramiento

En el medio

Al estremo

$$\frac{I}{V} = 0.004275 \quad R = \frac{14162}{4275} = 3^k.3 \quad \frac{I}{V} = 0.002328 \quad R = \frac{25095}{2328} = 10^k.7$$

CÁLCULO DE LOS CONTRAVIENTOS

1.º *Contraviento de la viga*

La superficie de viga ofrecida a la acción del viento por metro corrido se descompone como sigue:

Almas.....	1.800 metros
Montantes $\frac{\left(\frac{0.160 + 0.050}{2} \times \frac{7.20 + 2.20}{2}\right) 31}{135} =$ 0.113 „
Diagonales $\frac{\left(\frac{0.200 + 0.050}{2} \times \frac{4.00 + 9.00}{2}\right)}{135} =$ 0.314 „
Suelas superiores = 0.052 „
Suelas inferiores = 0.042 „
Montantes estremos $\frac{(0.900 \times 8^m.20) 2}{135} =$ 0.110 „
	—————
	2.431 „
La segunda viga ofrece a la acción del viento una superficie de $\frac{2.431}{2} =$ 1.216 „
	—————
Total.....	3.647 „

Ahora bien, se supone que la fuerza del viento es de 270 kilogramos por metro cuadrado, de modo que la fuerza del viento por metro corrido del puente tendrá, pues, por valor.

$$3^m.647 \times 270 = 985^k.$$

El valor del esfuerzo de viento sobre los apoyos será:

$$985 \times \frac{135.00}{2} = 66487.$$

A.—CONTRAVIENTO HORIZONTAL

El contraviento horizontal se divide en contraviento superior i inferior, esto por lo que toca a la parte central del puente. Al extremo del puente tan sólo se ha mantenido el contraviento superior.

El esfuerzo que se desarrolla en un contraviento de la parte central se establece por la siguiente fórmula:

$$\dot{X} = \frac{T}{4 \cos \alpha}$$

T = esfuerzo de corte en el punto considerado

$$\tan \alpha = \frac{9^{m.00}}{8^{m.00}} = 1^{m.125}$$

$$\alpha = 48.^{\circ}20' \quad \cos \alpha = 0.665$$

En los extremos el esfuerzo segun el contraviento tendrá por valor:

$$X = \frac{T}{2 \cos \alpha}$$

El cálculo de los esfuerzos en el contraviento, como así mismo, el cálculo de sus secciones se hallan resumidos en el siguiente cuadro:

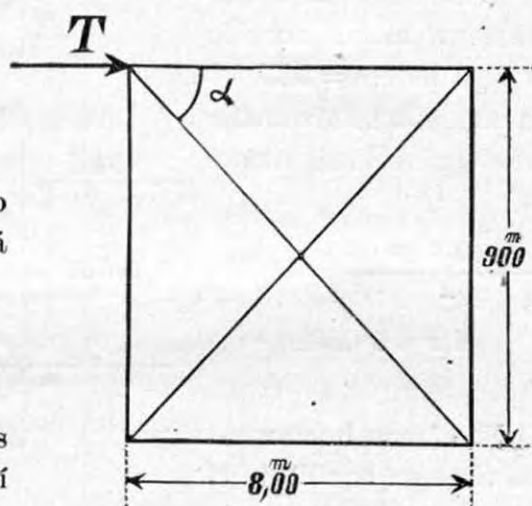


Fig. 19

Números	Esfuerzos de corte	Esfuerzos segun Contraviento	Secciones necesarias	Secciones adoptadas
1	66487	49990	8332	{ 2 L 90 × 90 × 10 2 Suelas de 300 × 8
2	58170	43735	7289	{ 2 L 90 × 90 × 11 2 Suelas de 300 × 6
3	49860	18748	3125	2 L de 80 × 80 × 11
4	41550	15620	2603	2 L de 70 × 70 × 10
5	33240	12496	2083	2 L de 70 × 70 × 8
6	24930	9372	1562	2 L de 60 × 60 × 7
7	16620	6248	1042	2 L de 50 × 50 × 6
8	8310	3124	521	1 L de 50 × 50 × 6

B.—CONTRAVIENTO VERTICAL

Punto de aplicacion de los esfuerzos debidos al viento.—Llamamos x la distancia de la resultante de los esfuerzos de viento que pegue las distintas partes de la viga; en el caso que nos ocupa, x vale mas o ménos $\frac{H}{2}$ (fig. 20).

El esfuerzo del viento sobre un metro corrido de viga ladera = 985 kilogramos; la altura media de la viga es la siguiente:

$$\frac{10^{\text{m.00}} + 4^{\text{m.00}}}{2} = 7^{\text{m.00}}$$

$$\text{i } x = 3^{\text{m.50}}.$$

El esfuerzo horizontal que tiene en equilibrio el empuje del viento i que supondremos aplicado al nivel de las suelas superiores de la viga, tendrá, por metro corrido, el valor siguiente:

$$\frac{985 \times 3^{\text{m.50}}}{7^{\text{m.00}}} = 493.$$

Sin embargo, en los dos extremos, donde la fuerza que debe equilibrar el empuje del viento, está considerada aplicada a media altura de la viga; esta fuerza es igual a 985 por metro corrido.

El cálculo de los esfuerzos en los contravientos, asimismo que los cálculos de sus secciones respectivas, se hallan resumidos en el siguiente cuadro:

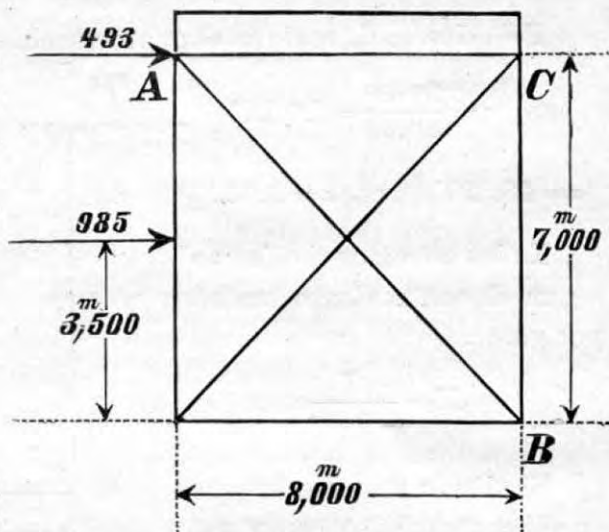


FIG. 20

Números	Esfuerzos de corte	cos α	Esfuerzos en los contravientos	Secciones necesarias	Secciones adoptadas
1	33242	0.485	68540	11423	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ L } 120 \times 120 \times 14 \\ 1 \text{ suela } 500 \times 10 \end{array} \right.$
2	29085	0.707	40290	6715	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ L de } 100 \times 100 \times 10 \\ 1 \text{ suela de } 300 \times 10 \end{array} \right.$
3	24930	0.645	38651	6442	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ L de } 100 \times 100 \times 10 \\ 1 \text{ suela de } 300 \times 9 \end{array} \right.$
4	20775	0.591	35153	5859	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ L de } 90 \times 90 \times 10 \\ 1 \text{ suela de } 300 \times 9 \end{array} \right.$
5	16620	0.528	31477	5246	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ L de } 90 \times 90 \times 9 \\ 1 \text{ suela de } 300 \times 8 \end{array} \right.$
6	12465	0.485	25700	4283	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ L de } 80 \times 80 \times 8 \\ 1 \text{ suela de } 300 \times 7 \end{array} \right.$
7	8800	0.470	18723	3104	2 L de $90 \times 90 \times 10$
8	4155	0.406	10234	1706	2 L de $60 \times 60 \times 8$

Viguetas intermedias.—Ademas de las barras del contraviento horizontal, hai un sistema de viguetas intermedias. El cálculo de estas piezas le da el cuadro siguiente. El coeficiente de trabajo que conviene admitir en estas piezas se halla por la siguiente fórmula:

$$P = \frac{6}{1.55 + 0.0005 \left(\frac{l}{h} \right)^2}$$

Número de las viguetas superiores	Esfuerzos en las viguetas	Razon $\left(\frac{l}{h}\right)$	Coefficientes admitidos	Secciones necesarias	Secciones admitidas
1	33242	33	2.9	11463	4 \perp 120 \times 120 \times 13
2	29085	36	2.7	10772	4 \perp 110 \times 110 \times 13
3	24930	40	2.5	9972	4 \perp 100 \times 100 \times 14
4	20775	40	2.5	8310	4 \perp 100 \times 100 \times 12
5	16620	44	2.3	7226	4 \perp 90 \times 90 \times 11
6	12465	50	2.1	5936	4 \perp 80 \times 80 \times 10
7	8800	57	1.9	4632	4 \perp 70 \times 70 \times 9
8	4155	66	1.7	2444	4 \perp 60 \times 60 \times 8

2.º *Contraviento del piso inferior*

a) *Viento sin sobrecarga.*—El contraviento del piso inferior es horizontal. La superficie del piso inferior ofrecida a la acción directa del viento se descompone de la manera siguiente (fig. 21):

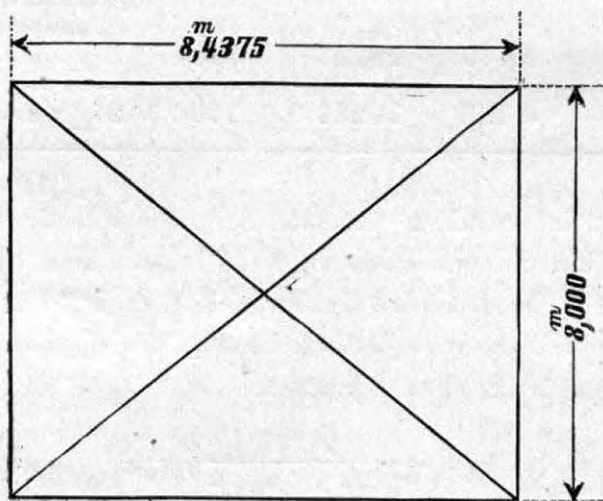


FIG. 21

Viga ladera (maestra).....	0.500 metros cuadrados		
Montantes $\left(= 0.205 \times \frac{16^{m}.0 + 5.20}{2}\right) \frac{13}{135}$	0.210	”	”
Baranda.....	0.140	”	”
	<hr/>	”	”
Total.....	0.850	”	”
I para el costado de atras	0.425	”	”
	<hr/>	”	”
	1.275	”	”

Si, tal como le hemos supuesto, el piso no esté cargado, en este caso la presion del viento será igual a 270 kilogramos por metro cuadrado.

La presion del viento por metro corrido de piso será, pues:

$$1^{m^2}.275 \times 270 = 344 \text{ kilogramos.}$$

B.—Viento con sobrecarga.—En la suposicion de que un tren cubre completamente el puente, la presion del viento por metro cuadrado de superficie pegada, será de 150 kilogramos por metro cuadrado.

La superficie total que ofrece a la accion del viento i por metro corrido el piso inferior será:

1.º Viga maestra.....	0.500 mts. cuadrados		
2.º Montantes $\left(= 0.205 \times \frac{13.50 + 2,70}{2}\right) \frac{13}{135}$	0.160	”	”
3.º El tren.....	2.500	”	”
	<hr/>	”	”
	3.160	”	”
I para el costado de atras	0.330	”	”
	<hr/>	”	”
	3.490	”	”

La presion del viento por metro corrido del piso será:

$$3^{m^2}.490 \times 150 = 524 \text{ kilogramos,}$$

El caso del viento con sobrecarga es, pues, caso mas desventajoso.

El esfuerzo de corte sobre estribos tendrá por valor:

$$T = \frac{524 \times 135^m.00}{2} = 353.70$$

Llamando ahora T' el esfuerzo de corte en cualquier punto, el esfuerzo que trabajará segun cada uno de los contravientos será:

$$X = \frac{T'}{2 \cos a} = \frac{T}{2 \times 0.694}$$

$$\tan j. a = \frac{8.4375}{8.000} = 1.055 \quad a = 46^\circ 35'$$

El cálculo de los esfuerzos en los contravientos, asimismo que el cálculo de las secciones de las piezas, se hallan resumidos en el siguiente cuadro:

Número de los contravientos	Esfuerzo de corte	Esfuerzos de los contravientos	Secciones necesarias	Secciones admitidas
1	35370	25483	4247	2 L 100×100×12
2	30949	22300	3717	2 L 90×90×11
3	26527	19112	3185	2 L 90×90×10
4	22106	15927	2655	2 L 80×80×9
5	17685	12742	2124	2 L 70×70×9
6	13264	9556	1593	2 L 60×60×8
7	8840	6369	1062	2 L 50×50×6
8	4420	3184	531	1 L 50×50×6

CONTRAVIENTO VERTICAL DEL PISO

En frente de la vigueta del medio i de las cuatro vecinas de ambos costados de ella se ha proyectado un contraviento vertical del piso inferior.

La altura media de los montantes que fijen las viguetas a la viga superior = $\frac{14^m.600 + 9^m.600}{2} = 12^m.100$.

La presión del viento *sobre el tren* por metro corrido = $2^m.500 \times 150 = 375$ kilogramos, aplicada a 3 metros de la superficie inferior de la longuerina.

La misma presión del viento sobre los montantes por metro corrido = $0^m.240 \times 150 = 36$ kilogramos aplicada a $6^m.550$ del costado inferior de la longuerina.

La presión del viento sobre la longuerina = $0^m.500 \times 150 = 75$ kilogramos aplicada a $0^m.250$ del costado inferior de la longuerina.

La presión total = $375^k + 36^k + 75^k = 486$ kilogramos i la resultante de la presión del viento sobre puente i tren estará aplicada a una distancia x de la superficie inferior de la longuerina

$$(486 - 111) 3^m.00 + (36 \times 6.55) + (75 \times 0.25) = 486x$$

$$x = \frac{1379.55}{486} = 2^m.83$$

Llamando F el esfuerzo horizontal por metro equilibrando esta presión tenemos:

$$486 \times 2^m.83 = F \times 6.25$$

$$F = \frac{486 \times 2.83}{6.25} = 220 \text{ kilogramos (fig. 22),}$$

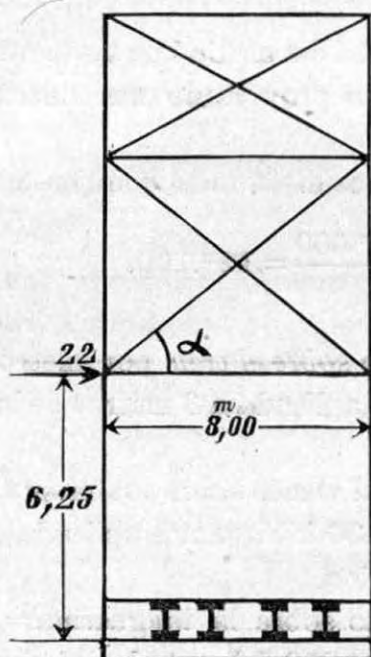


FIG. 22

El esfuerzo de corte sobre estribo será:

$$T = 220 \times 33.75 = 7425.$$

El esfuerzo según el contraviento, será: $X = \frac{T}{\cos \alpha}$.

El cálculo de las secciones de los contravientos se halla en el cuadro siguiente:

Números	Esfuerzos de corte	$\cos \alpha$	Esfuerzos en los contravientos	Secciones necesarias	Secciones admitidas
1	7425	0.689	10776	1796	2 \perp 70 \times 70 \times 7
2	5568	0.734	7586	1264	2 \perp 60 \times 60 \times 6
3	3712	0.600	6187	1031	2 \perp 50 \times 50 \times 6
4	1856	0.445	4193	699	2 \perp 50 \times 50 \times 5

Santiago, 6 de octubre de 1899.

F. DE SUTTER.

PUENTE EN arco de 135.00^m de LUZ

Fig. 1

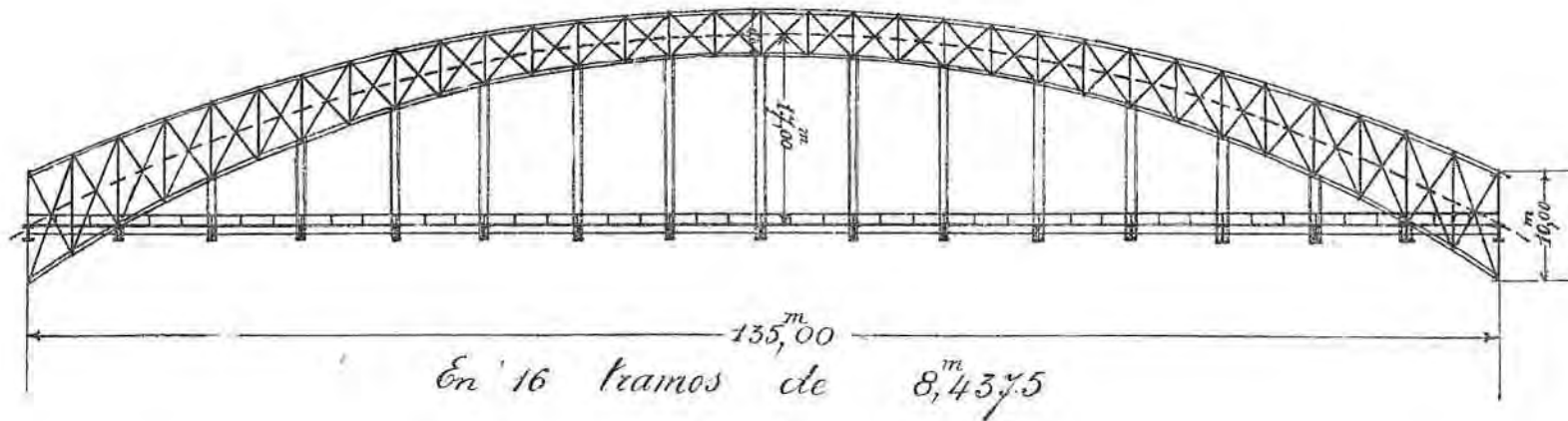
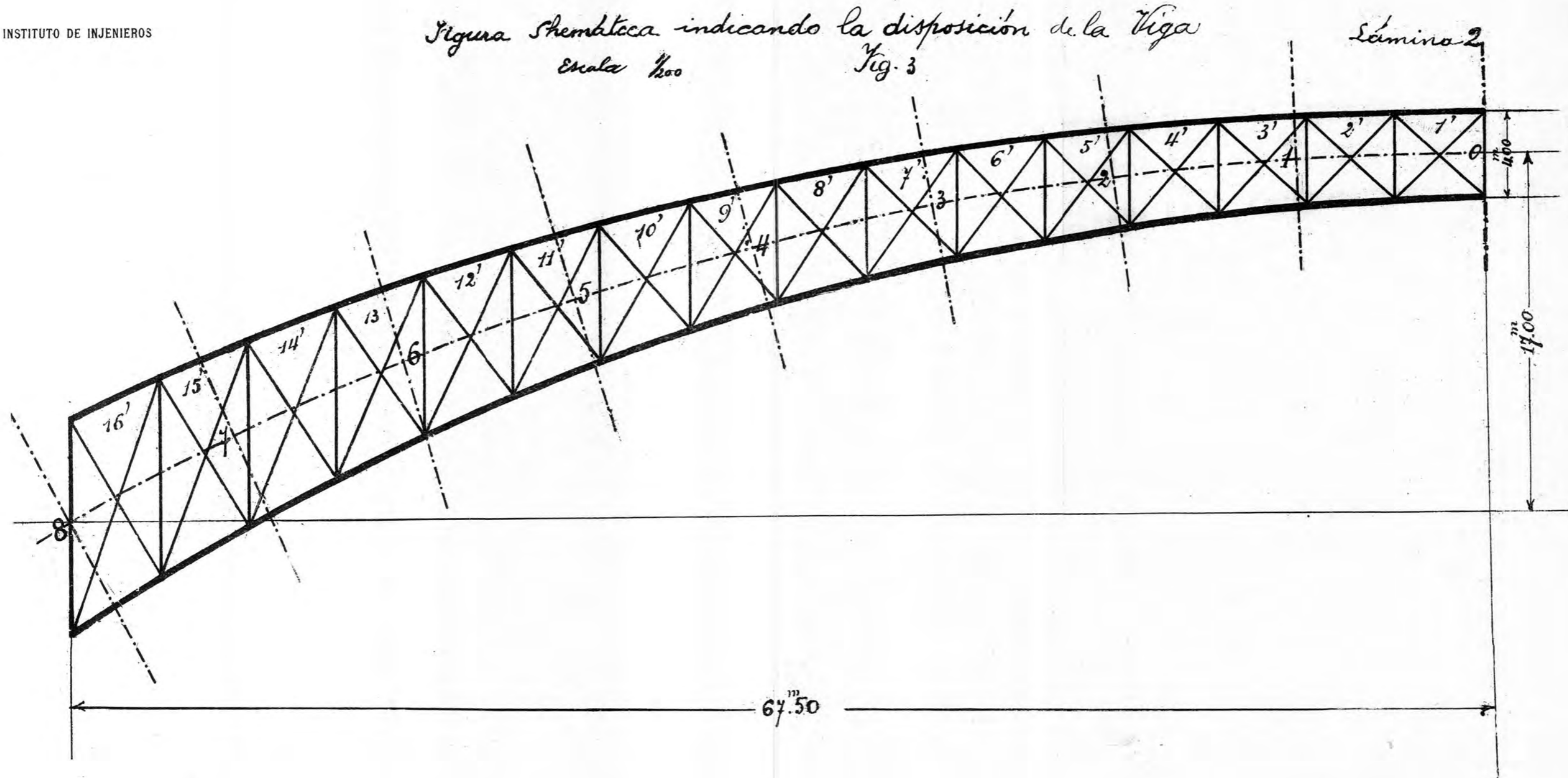
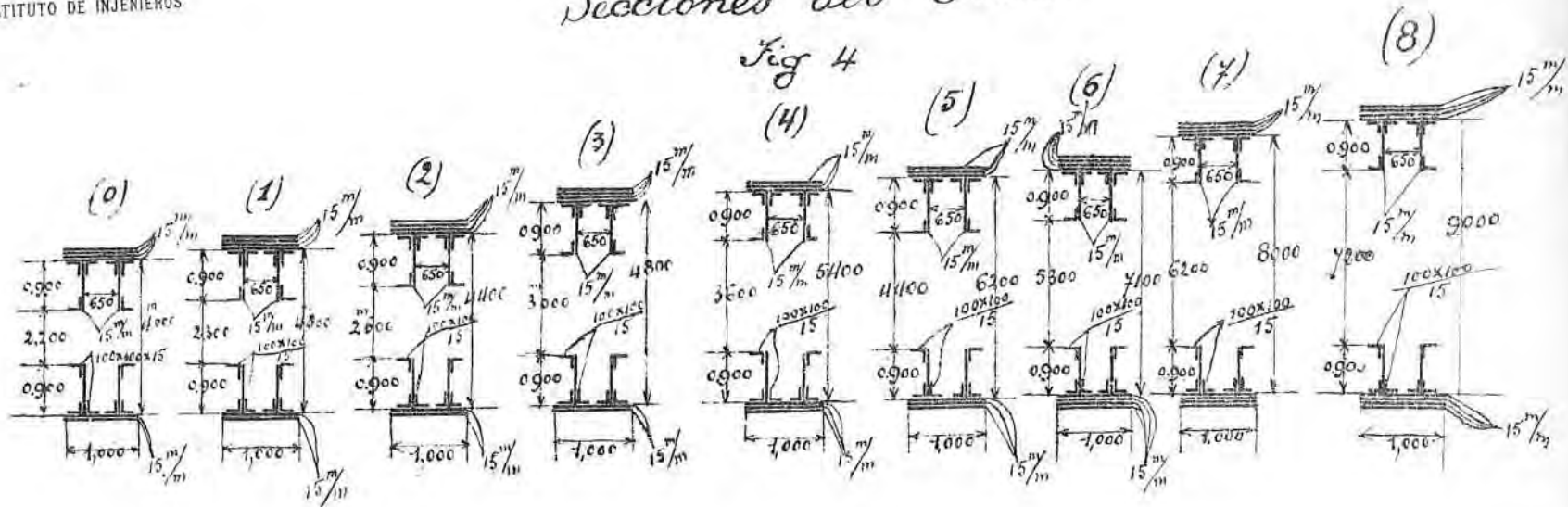


Figura Schemática indicando la disposición de la Viga
Escala 1/200
Fig. 3



Secciones del Arco

Fig 4

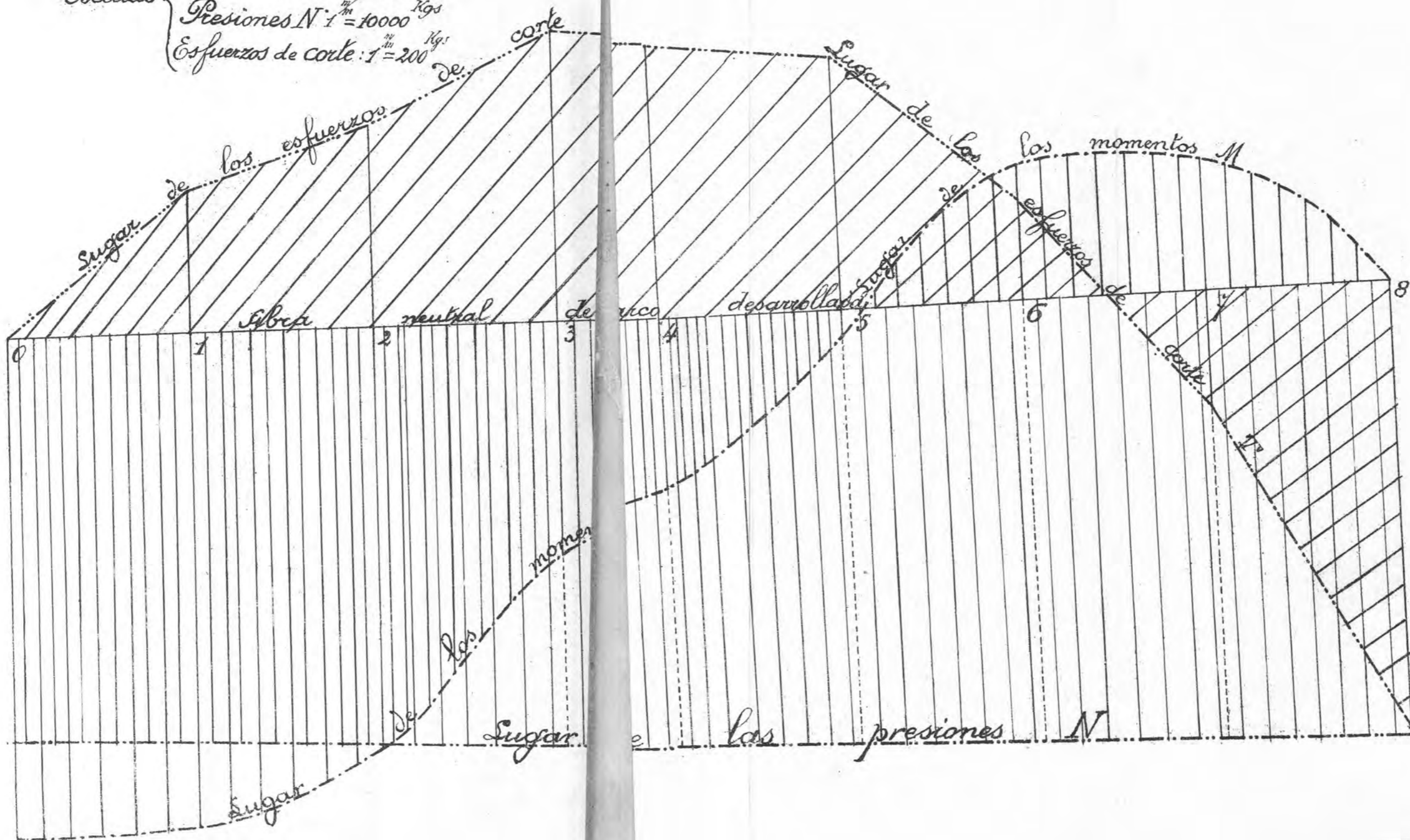


Cálculo arco: Depurados

T 17
pág 185
②

Escalas { Largo $\frac{1}{200}$
 Momentos $\frac{1}{m} = 50000 \text{ Km}$
 Presiones $N \frac{1}{m} = 10000 \text{ Kgs}$
 Esfuerzos de corte $\frac{1}{m} = 200 \text{ Kgs}$

Fig. 5



Cálculo de la Vigueta

Escala { Fuerzas: $1^m = 1000 \text{ Km}$
 Largos: $1^m = 1 \text{ metro}$

2º Caso
 Caso del Empotramiento

Fig. 11

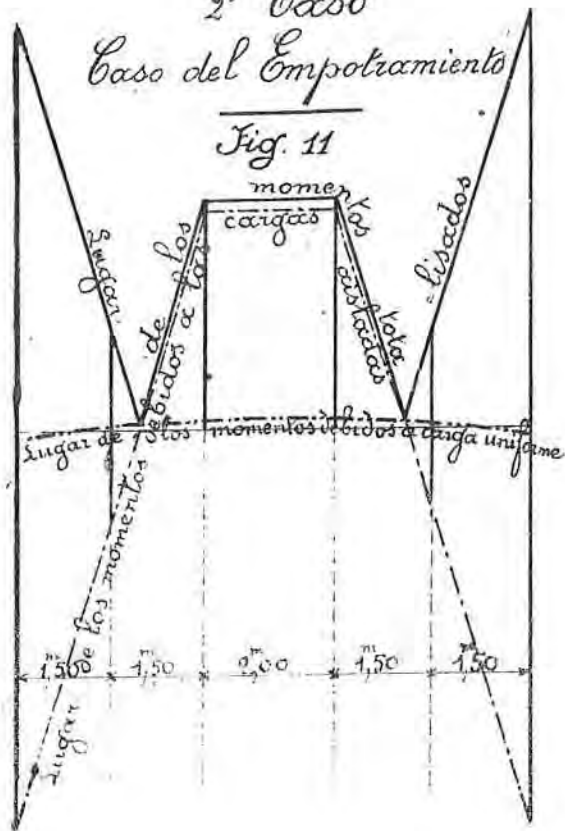
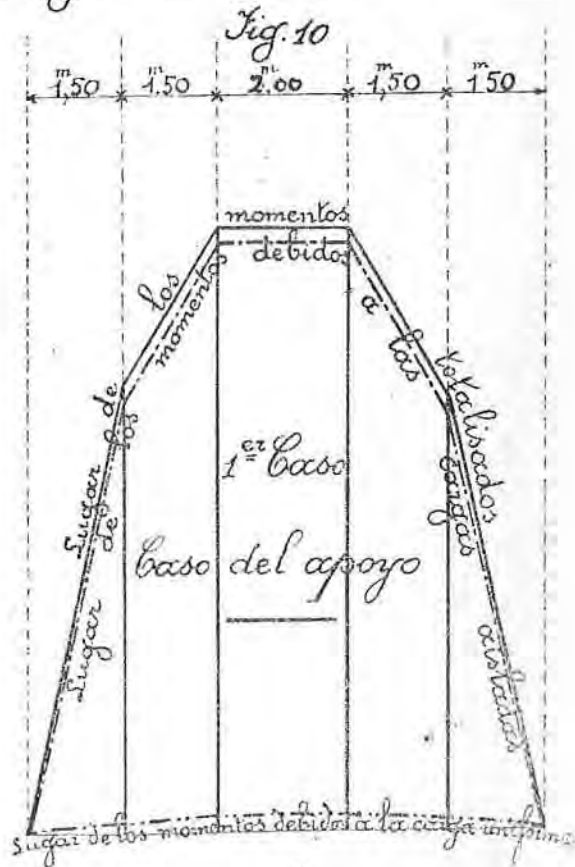


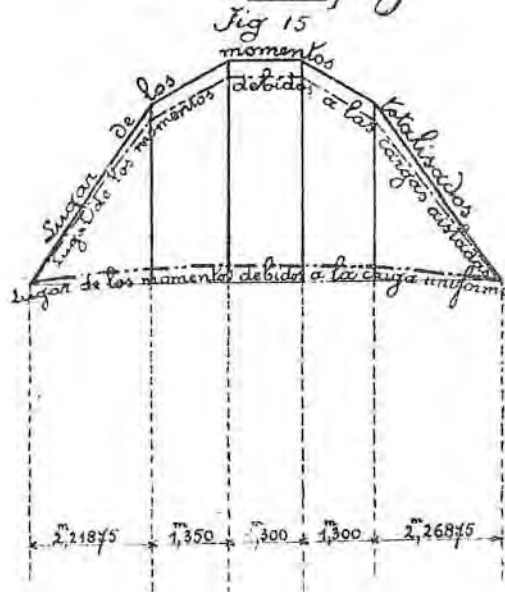
Fig. 10



Calculo de la "Longuerina"

Escaleras } Largos $\frac{7}{100}$
 Momentos: $\frac{7}{100} = 1000 \text{ Km}$

1^{er} Caso
 Caso del apoyo



2^o Caso
 Caso del Empotramiento

