

# Puente colgante con viga de rigidez de 60 mts. de luz para el Río Rahue

p o r

FRANCISCO ESCOBAR

## INTRODUCCION

---

La Inspección General de Puentes, en su propósito constante de estudiar los tipos de puentes más adecuados a nuestras condiciones locales, ha creído conveniente ordenar el estudio de puentes suspendidos con viga rígida, soluciones que pueden tener cabida principalmente en la región cordillerana y en nuestros ríos del Sur, anchos y profundos, en que las fundaciones serían costosísimas. No está de más decir que la Inspección General de Puentes, hace años, viene modernizando el sistema de puentes carreteros. Los viejos puentes de madera han ido pasando a ser un recuerdo histórico. Tiempo ha que el concreto armado es el material en uso en nuestros puentes carreteros. Numerosos son ya los puentes de concreto armado que existen en el país. Los hay que han sido reproducidos por revistas yanquis. En una palabra, la Inspección de Puentes está al día con el progreso en esta rama de la ingeniería.

Hoy un problema nuevo se presenta a la Inspección: los puentes suspendidos con viga rígida, y se nos ha encomendado la tarea de resolverlo.

Como se trata de un problema nuevo entre nosotros, creemos conveniente dar a conocer la marcha del cálculo. El procedimiento que aquí indicamos es el que se sigue para el cálculo de puentes de grandes luces. Hemos elegido un tipo de 60 mts. como hubiéramos podido elegir uno de 120 ó 400 mts. La marcha es igual y es esto lo que interesa.

No indicaremos aquí la teoría de estos puentes, pues ello es asunto de largo aliento. Recomendamos a quienes se interesen por este asunto, las siguientes obras:

Melan-Steinman "Theory of Arches and Suspension Bridges".....	1913
Johnson, Bryan and Turneaure "Modern Framed Structures".....	1911
Burr W. H. "Suspension Bridges".....	1913
Steinman-"A Practical Treatise on Suspension Bridges".....	1922
Bohny-"Theorie und Konstruktion versteiffer Hängebrücken"	
D.B. Steinman—Suspension Bridges and Cantilevers.	

## DATOS

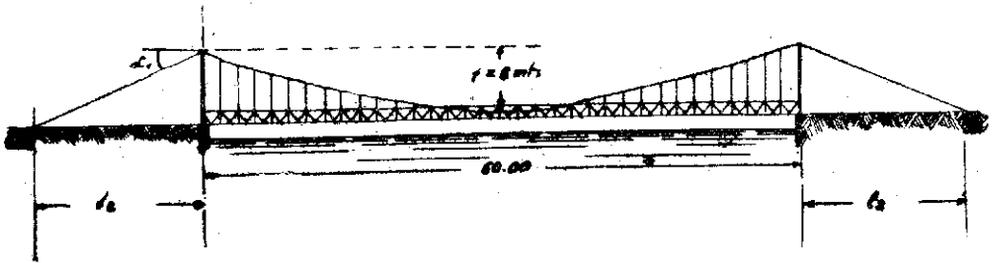


Fig. 1

$$l = \text{Luz} = 60 \text{ mts.}$$

$$f = \frac{1}{10} l = 6 \text{ mts.}$$

$$d = \text{Altura de la viga} = \frac{1}{46} l = 1 \text{ mt. } 30.$$

número de paños = 30; de 2 mts. c.u.

$$l_2 = \frac{1}{4} l =$$

$$\text{tg } \sigma_1 = \frac{4f}{l} = 0,4$$

CÁLCULO DE LAS LONGUERINAS O VIGUETAS (Fig. 3)

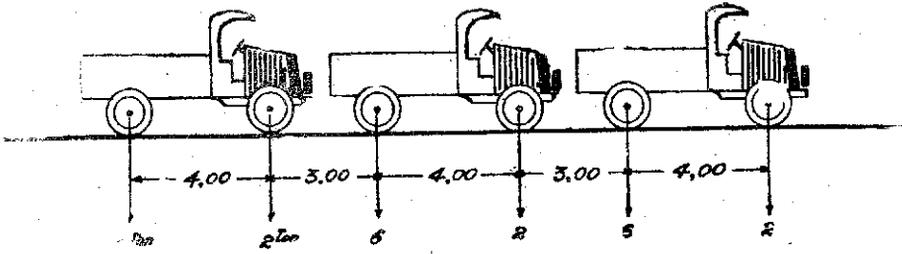


Fig. 2

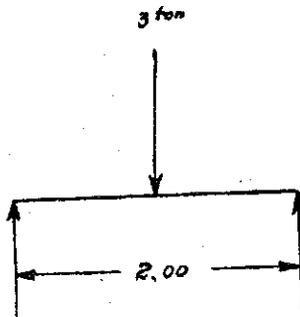


Fig. 3

Peso muerto  $(0,125 \times 0,57 + 0,15 \times 0,25) 1000 = 109$  Kgs.

El momento al centro, suponiendo pieza sobre dos apoyos es:

$$M = \frac{1}{8} p L^2 = \frac{1}{8} 109 \times 4 = 55 \text{ Kgmts.}$$

El camión produce un momento de:

$$M = \frac{1}{4} P L = \frac{1}{4} 3000 \times 2 = 1500 \text{ Kgmts.}$$

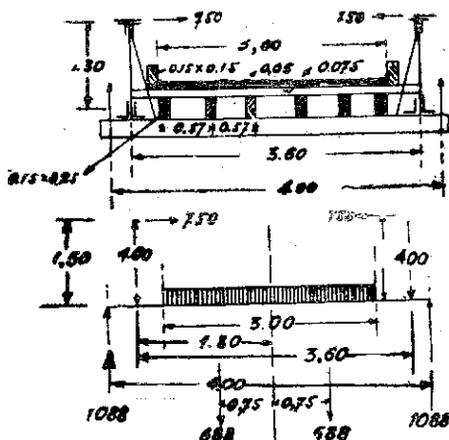
El M total es:

$$1500 + 55 = 1555 \text{ Kgmts.}$$

El  $\frac{I}{V}$  de una pieza de  $0,15 \times 0,25$  es  $1562 \text{ cm}^3$

$$R = \frac{1\ 555}{1\ 562} = 99,55 \text{ Kg. p. cm}^2.$$

## CALCULO DEL TRAVESAÑO



Figs. 4 y 5

## Peso del tablero

Tablones.....	825.— Kgs.
Guarda-ruedas.....	90.—
Longuerinas . . . . .	450.—
	<hr/>
	1 365.— Kgs.

$$\text{Peso muerto} \begin{cases} M = 1\ 088 \times 2 - (400 \times 1,8 + 688 \times 0,75) = 940.— \text{ Kgmst.} \\ M = 750 \times 1,5 = 1\ 125.— \\ \hline \text{Kgmst.} \quad 2\ 165.— \end{cases}$$

Veamos ahora el momento producido por el camión de 8 tn.

$$M. \text{ centro} = 3,6 \times 2,00 - 3 \times 1,35 = 3\ 250 \text{ Kgmst.}$$

Supongamos un perfil de 2  $\square$  P. N. no = 26 cuyo peso es de 38 Kg. p. m l. para cada perfil = sea. 76 Kg. para el conjunto.

El momento del peso propio del travesaño es:

$$M = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{1}{8} 76 \times 4^2 = 152 \text{ Kgmts.}$$

En resumen:

Peso muerto	=	2 165 Kgmts.
Camión de 8 t.	=	3 250 "
Peso propio del travesaño	=	152 >
		5 567 Kgmts.

Haciendo trabajar el acero a 1 000 Kg. por cm<sup>2</sup> necesitamos un

$$\frac{I}{V} = 557 \text{ cm}^3. \text{ El perfil que nos conviene es el N.º 24 P. N. cuyo}$$

$$\frac{I}{V} = 2 \times 300 = 600 \text{ cm}^3 \text{ y cuyo peso es de } 33,21 \times 2 = 66,5 \text{ Kgs. p. m. l.}$$

ESTIMACIÓN PREVIA DEL PESO POR METRO LINEAL DE VIGA

	1 365	
Tablero	—	= 341 Kgs.
	4	
Travesaño		= 147 >
Viga atiesadora		= 200 >
Cable y tirantes		= 60 >
		748 Kgs.
Total		748 Kgs.
digamos		750 >

CÁLCULO DEL CABLE

Supongamos para la viga atiesadora un momento de inercia de

$$I = 590000 \text{ cm}^4.$$

Para tener el esfuerzo H dado por el peso vivo necesitamos conocer N.

$$N = \frac{8}{5} + \frac{3 l}{A f^2} \frac{p'}{1} (1 + 8n^2) + \frac{6 l}{A f^2} \frac{l_2}{1} \sec^3 \sigma,$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{p'}{1} &= 1 \\ \frac{l_2}{1} &= \frac{1}{4} \end{aligned} \right\}$$

$$\begin{aligned} N &= 1.6 + \frac{3 \times 500000}{30 \times 360000} 1.08 + \frac{6 \times 500000}{3 \times 360000} \frac{1}{4} \times 1.08^3 \\ N &= 1.80 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= \text{sección} \\ \text{del cable} \\ &= 30 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} H = \frac{p' l}{5 N n} = \frac{2}{N} p' l = \frac{2}{1.8} 700 \times 60 = 46\,666 \text{ Kgs.}$$

Para tener  $p'$  se tomará en cuenta que caben dentro del puente 8 camiones de 8 ton. o sean, 64 ton. que por metro lineal de viga da:

$$p' = \frac{64}{60 \times 2} = 0.533 \text{ tn.}$$

Para tener en cuenta una posible descentración de la carga, tomaremos

$$p' = 0.700 \text{ tn.}$$

El largo total del cable entre los anclajes estará dado por

$$\frac{L}{1} = \left( \frac{8}{1 + \frac{1}{3}} \right) + 2 \frac{l_2}{1} \sec \sigma = 1.567$$

La componente H producida por la temperatura es:

$$\begin{aligned} H_t &= \pm \frac{3 E I w t L}{f^2 N l} = \pm \frac{3 \times 500000 \times 1.567 \times 1\,100}{360000 \times 1.8} \\ &= \pm 4\,000 \text{ Kgs.} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{para } t &= \pm 27^\circ \\ E w t &= 11 \text{ Kgs p. m}^2 \end{aligned} \right\}$$

La componente H producida por el peso muerto es:

$$H = \frac{10}{8} w l = \frac{10}{8} 750 \times 60 = 56\ 250 \text{ Kgs.}$$

En resumen:

H	{	Peso vivo	=	46 666.—	Kgs.
		Temperatura	=	4 000.—	
		Peso muerto	=	56 250.—	
		Total .			106 916

La tensión máxima del cable es:

$$T, = H \sec \sigma^1 = 106\ 916 \times 1.08$$

$$= 115\ 470 \text{ Kgs.}$$

Haciendo trabajar el cable a razón de 4 500 Kgs. cm<sup>2</sup>. necesitamos una sección de

$$\frac{115\ 470}{4\ 501} = 26 \text{ cm}^2$$

y habíamos supuesto para el cálculo 30 cm<sup>2</sup>. Se puede, pues, aceptar este valor.

VIGA ATIESADORA.—MOMENTOS DE FLEXIÓN

Calcularemos con 700 Kgs. p. mc. de viga para la carga móvil.

Para mayor seguridad supondremos que el peso del entablado actúe sobre las vigas. Con un trabajo prolijo de armadura todo el peso muerto podría actuar sobre los cables.

El peso del entablado y guarda-ruedas es de 228 Kgs.

Luego el peso que tomamos en definitiva será:

$$700 + 228 = 928, \text{ digamos } 1\ 000 \text{ Kgs.}$$

El momento total que se produce en una sección X, vale:

$$\text{Total M} = \frac{1}{2} p X \left( L - X \right) \left( 1 - \frac{8}{5N} \right) = \frac{1}{2} p X \left( 1 - X \right) \cdot 0.11$$

Es decir que el 11% de la carga es absorbida por la viga.

El momento total al centro es:

$$\text{Total M} = \frac{1}{8} p l^2 \times 0,11 = \frac{1}{8} 1\,000 \times 60^2 \times 0,11 = 49\,500 \text{ Kgmts.}$$

En las demás secciones el momento será proporcional al coeficiente parabólico

Secciones	Coef. parabólico	Momentos totales Kgmts.
0	$4 \times 0 \times 1 = 0$	0
0,1	$4 \times 0,1 \times 0,9 = 0,36$	+17 820
0,2	$4 \times 0,2 \times 0,8 = 0,64$	+31 680
0,3	$4 \times 0,3 \times 0,7 = 0,84$	+41 580
0,4	$4 \times 0,4 \times 0,6 = 0,96$	+47 520
0,45	$4 \times 0,45 \times 0,55 = 0,99$	+49 005
0,5	$4 \times 0,5 \times 0,5 = 1$	+49 500

Para tener los momentos máximos y mínimos, necesitamos conocer el punto crítico dado por la ecuación

$$C(K) = Nn \frac{X}{y} = 0,18 \frac{X}{y}$$

Los valores de los momentos mínimos son dados por la ecuación

$$\begin{aligned} \text{Min M} &= \frac{2 p X (1-X)}{5 N} D(K) \\ &= \frac{4}{5N-8} \text{ Total M. D (K)} \\ &= -4 \text{ Total M. D (K)} \end{aligned}$$

En la tabla siguiente van los valores de los momentos mínimos a los cuales se llegó calculando previamente las funciones  $C(K)$  y las funciones  $D(K)$  con ayuda de los dos gráficos (fig. 6 y 7) y la tabla que se acompaña.

$\frac{X}{l}$	$\frac{y}{l}$	$\frac{X}{y}$	C (K)	K	D(K)	D (K). 4	Moment. mín, Kgmts.
0	0						0
0,1	0,036	2,78	0,500	0,4	0,4147	1,6588	-29 560
0,2	0,064	3,12	0,561	0,45	0,3065	1,226	-38 840
0,3	0,084	3,57	0,642	0,512	0,20	0,8	-33 254
0,4	0,096	4,17	0,750	0,602	0,09	0,36	-17 107
0,45	0,099	4,55	0,819	0,670	0,045+0,0003	0,1812	-8 879
0,5	0,100	5,00	0,900	0,76	0,015 +0,015	0,12	-59 40
0,55	0,099	5,55	0,999	0,97	0,0003+0,045	0,1812	-8 879

Entre las secciones

$$X = \frac{N}{4} = 0,45 l$$

y la correspondiente simétrica, hemos hecho la corrección respectiva al valor D (Δ) como se ve en la tabla anterior.

El momento máximo es dado por la fórmula

$$M \text{ máx} = \text{Total M} - \text{Min M}$$

En el cuadro siguiente va el resultado del cálculo

Secciones	Momentos máx. Kgmts.
0	0
0,1	+ 47 380
0,2	+ 70 520
0,3	+ 74 834
0,4	+ 64 627
0,45	+ 57 884
0,5	+ 55 440

#### MOMENTOS PRODUCIDOS POR LA TEMPERATURA

Los momentos producidos por la temperatura están dados por

$$M_t = - H_t y$$

$$H_t = \pm 4 000 \text{ Kgs}$$

El momento al centro es:

$$M_t = \pm Ht f = \pm 4\,000 \times 6 = \pm 24\,000 \text{ Kgts. ---}$$

Los momentos en las demás secciones van en el cuadro siguiente:

Secciones	Coef. parabólico	Momentos Kgmts.
0	0	0
0,1	0,36	$\left. \begin{array}{r} 8\,640 \\ 15\,360 \\ 20\,160 \\ 23\,040 \\ 23\,760 \\ 24\,000 \end{array} \right\} +$
0,2	0,64	
0,3	0,84	
0,4	0,96	
0,45	0,99	
0,5	1	

(Continuará)

TABLE I  
FUNCTIONS OCCURRING IN SUSPENSION BRIDGE FORMULAS

	H Influence Line	Critical Points	Minimum Moments	H for Uniform Loads	nears	
k	B(k)	C(k)	D(k)	F(k)	G(k)	k
	$k(1-2k^2+k^3)$	$k+k^2-k^3$	$(2-k-4k^2+3k^3)(1-k)^2$	$2k^2-3k^3+k^4$	$3(1-k)^3-(1-k)^2+1$	
0	0	0	2.0	0	0.4	0
.05	.0498	.0524	1.7511	.0062	.4404	.05
.1	.0981	.1090	1.5090	.0248	.4816	.10
.15	.1438	.1691	1.2790	.0550	.5232	.15
.2	.1856	.2320	1.0650	.0963	.5648	.20
.25	.2227	.2969	.8704	.1474	.6062	.25
.3	.2541	.3630	.6962	.2072	.6472	.30
.35	.2793	.4296	.5445	.2740	.6874	.35
.4	.2976	.4960	.4147	.3462	.7264	.40
.45	.3088	.5614	.3065	.4222	.7640	.45
.5	.3125	.6250	.2188	0.5	.8000	.50
.55	.3088	.6861	.1497	.5778	.8340	.55
.6	.2976	.7440	.0973	.6338	.8656	.60
.65	.2793	.7979	.0593	.7260	.8946	.65
.7	.2541	.8470	.0332	.7928	.9208	.70
.75	.2227	.8906	.0166	.8526	.9438	.75
.8	.1856	.9280	.0070	.9037	.9632	.80
.85	.1438	.9584	.0023	.9450	.9788	.85
.9	.0981	.9810	.0005	.9752	.9904	.90
.95	.0498	.9951	.0003	.9938	.9976	.95
1.00	0	1.0	0	1.0	1.0	1.0

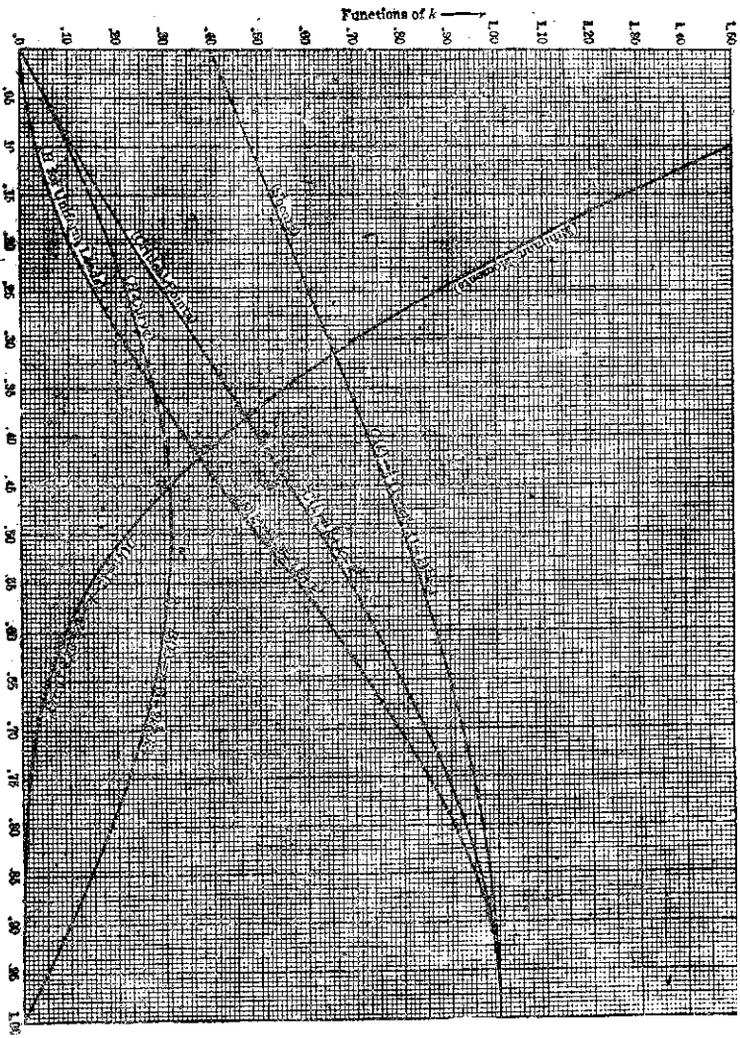


Fig. 6

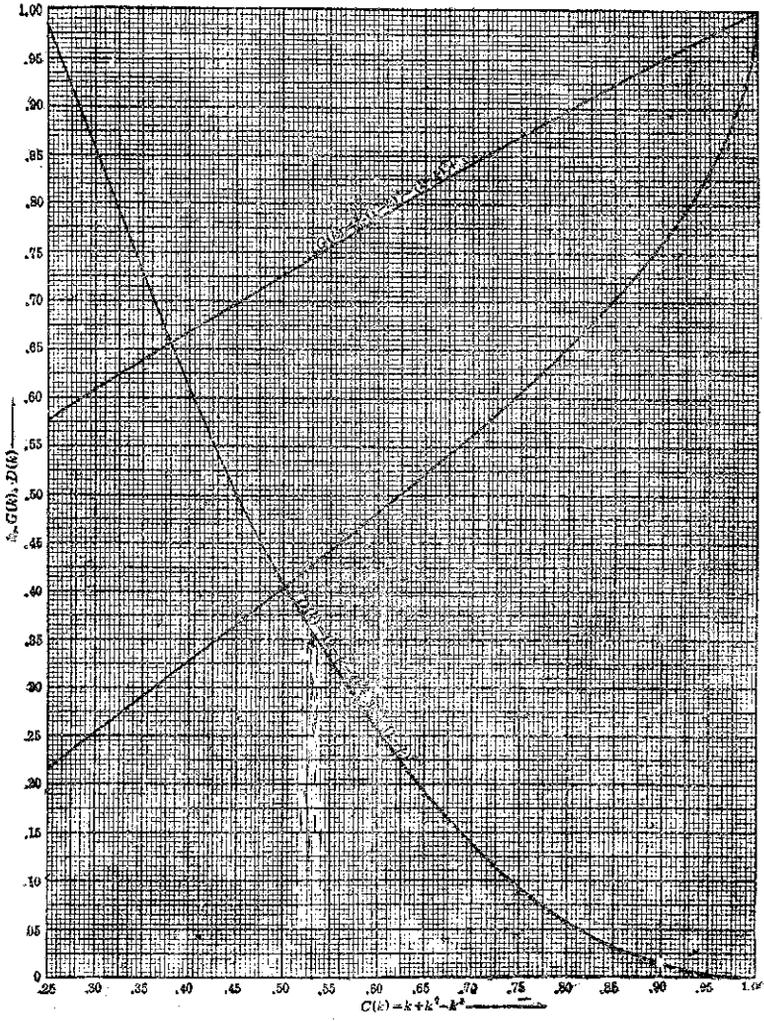
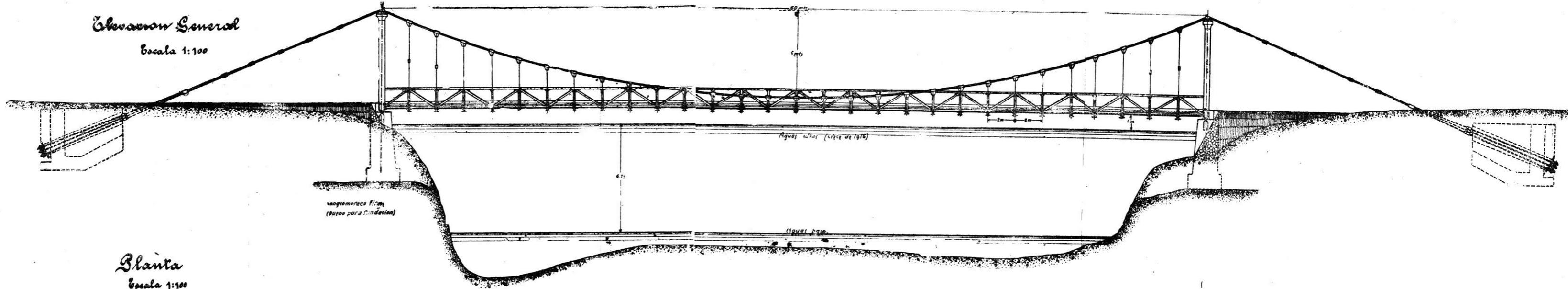


Fig. 7

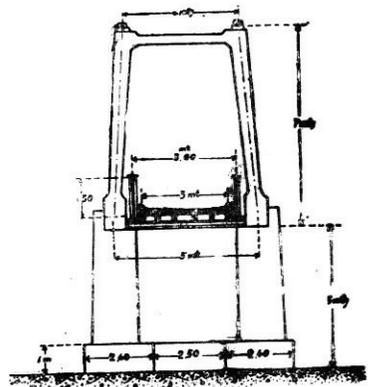
(Continuará).

*Elevacion General*

Escala 1:100



*Corte delante de la pila*  
Escala 1:100



*Planta*

Escala 1:100

