

PUENTE DE TALAVERA

(CONTINUACIÓN)

Cabeza inferior. —Esfuerzo cortante igual á

F = (Pc (N^2 - 1) / 8h_m) x l = (15.075 x 80 / 48) x 4,5 = 113.060 k.

Cabeza superior.—F_i = Pc (N^2 - 1) l^m.

Lados 1 y 9.....	128.138 k.
2 y 8.....	121.836
3 y 7.....	116.831
4 y 6.....	114.821
5.....	113.060

Montantes.—Ya hemos visto que sobre cada uno gravita una fuerza F = 15.368.

Diagonales.—F_d^m = (Pa (N^2 - 1) / 8h_m N) l_d^m.

Números 1 y 8.....	4.794
2 y 7.....	5.781
3 y 6.....	6.608
4 y 5.....	7.050

Secciones de las piezas.

Determinados ya los esfuerzos á que debe resistir cada elemento de la viga, pasemos á determinar las secciones de cada una de sus partes partiendo del principio de que el material trabaje á 6,5 kilos por milímetro cuadrado.

Cabeza inferior.—La sección necesaria para resistir al esfuerzo á que está sometida tendrá un área

S (113.060 / 6,5) = 17.394 mm^2.

Hemos cambiado la forma de la sección que proponíamos en el proyecto anterior para las cabezas que era una T, sección empleada con profusión en toda clase de puentes, pero que en el informe no aparece muy aceptable porque según dice quedan muy salientes los planos horizontales respecto á las escuadras.

La sección adoptada no puede inspirar ese temor y permite á las viguetas quedar perfectamente apoyadas en todo el ancho de la cabeza inferior sobre la cual se prolongan para formar las ménsulas del paseo.

Si se hubiese elegido una sección simétrica á la cabeza superior no se hubiere obtenido un apoyo tan perfecto, aun complicando la unión de viguetas y cabeza.

Además, formaría una verdadera canal, donde quedarían depositados con frecuencia agua y polvo.

La superficie resistente que presenta se compone de

	Milímetros cuadrados.
2 almas de 400 x 10.....	8.000
Una tabla de 400 x 10.....	4.000
2 escuadras de (80 x 80) / 10.....	3.000
2 ídem de (100 x 60) / 10.....	3.000
Total.....	18.000

y tiene un peso por metro lineal de

	Kilogramos.
2 almas á 31,20.....	62,40
1 tabla á 31,20.....	31,20
4 escuadras á 11,70.....	46,80
Total.....	140,40

Cabeza superior.—Las secciones necesarias son:

Lados 1 y 9.....	19.713 mm.
2 y 8.....	18.747
3 y 7.....	17.947
4 y 6.....	17.665
5.....	17.394

La sección elegida, cuya forma se ha cambiado también por la razón expuesta al tratar de la cabeza inferior, se compone para los

	Milímetros cuadrados.
Lados 1 y 9 { 2 tablas de 600 x 10 mm.....	12.000
{ 4 escuadras de (80 x 80) / 10.....	6.000
{ 2 almas de 350 x 10.....	7.000
Total.....	25.000

con un peso por metro lineal de

	Kilogramos.
Lados 1 y 9 { 2 tablas á 46,80.....	93,60
{ 4 escuadras á 11,70.....	46,80
{ 2 almas á 27,25.....	54,50
Total.....	194,90

	Milímetros cuadrados.
Lados 2 y 8 { 1 tabla de 600 x 10 mm.....	6.000
{ 4 escuadras de (80 x 80) / 10.....	6.000
{ 2 almas de 350 x 10.....	7.000
Total.....	19.000

y un peso por metro lineal de

	Kilogramos.
1 tabla á 46,80.....	46,80
4 escuadras á 11,70.....	46,80
2 almas á 27,25.....	54,50
Total.....	148,10

El número de roblones por metro que se han dibujado es mayor que el que da el cálculo análogamente á lo expuesto al tratar de largueros y viguetas.

Montantes.—Necesitamos una sección de

S = (15.368 / 6,5) = 2.364 mm^2.

es decir, que serían suficientes las escuadras adoptadas en el primer proyecto. Esto no obstante, se han aumentado,

obedeciendo á lo informado y hemos elegido cuatro escuadras de $\frac{100 \times 100}{10}$ con una sección de 6.000 mm².

Adaptándose á la nueva forma de las cabezas, cada par de escuadras están separadas 0,40 metros, con lo cual, y mediante el arriostamiento que las liga invariablemente, forman unos montantes de gran resistencia y desaparece el temor de flexiones en el conjunto de la viga. En la sección transversal del puente, que se dibuja en los planos, puede apreciarse perfectamente lo expuesto.

Roblonadura.—El número de roblones que necesitamos en la unión de los montantes y cada una de las cabezas será el siguiente.

Hemos visto que el esfuerzo total que ha de resistir un montante son 15.368 kilos, que es la fuerza que ha de transmitirse. Como los montantes tienen por sección cuatro escuadras, corresponde á cada una un esfuerzo de 3.842; la sección de roblones necesaria, calculados para resistir á 3 kilos por mm.², será

$$S = \frac{3.842}{3} = 1.281.$$

Como los hierros que se han de coser tienen sólo 20 mm. de diámetro, que tienen una sección de 254 mm². el número de ellos será, pues,

$$N_2 = \frac{1.281}{254} = 5 \text{ por escuadra.}$$

Diagonales.—Las secciones necesarias para resistir los esfuerzos hallados antes son:

$$\begin{aligned} \text{Diagonales numeros 1 y 8} \dots S &= \frac{4.794}{6,5} = 738 \text{ mm}^2. \\ 2 \text{ y } 7 \dots S &= \frac{5.781}{6,5} = 890 \text{ mm}^2. \\ 3 \text{ y } 6 \dots S &= \frac{6.608}{6,5} = 1.017 \text{ mm}^2. \\ 4 \text{ y } 5 \dots S &= \frac{7.050}{6,5} = 1.085 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Serían, por tanto, suficientes escuadras de $\frac{60 \times 60}{8}$ para las diagonales 1, 2, 7 y 8, y de $\frac{70 \times 70}{9}$ para las demás, pero como el informe dice que se aumenten las secciones de dichas piezas, hemos elegido para todas escuadras de $\frac{100 \times 100}{10}$.

Contradiagonales.—Como las contradiagonales números 1 y 6 son iguales en un todo á las diagonales números 2 y 7, las números 2 y 5 lo son á las números 3 y 6, y las números 3 y 4 lo son á las 4 y 5, hemos adoptado también la misma sección angular de $\frac{100 \times 100}{10}$.

Roblonaduras.—El número de roblones necesarios en la unión de diagonales y las cabezas es:

$$\begin{aligned} \text{Diagonales 1 y 8} - S &= \frac{4.794}{3} = 1.598 \text{ m}^2 - N = \frac{1.598}{254} = 6,2 \\ 2 \text{ y } 7 - S &= \frac{5.781}{3} = 1.927 \text{ m}^2 - N = \frac{1.927}{254} = 7,5 \\ 3 \text{ y } 6 - S &= \frac{6.608}{3} = 2.203 \text{ m}^2 - N = \frac{2.203}{254} = 8,6 \\ 4 \text{ y } 5 - S &= \frac{7.050}{3} = 2.350 \text{ m}^2 - N = \frac{2.350}{254} = 9,2. \end{aligned}$$

El diámetro de los roblones es de 18 mm., teniendo en cuenta el espesor de los hierros cosidos.

Andenes.

El piso está formado por palastro estriado de 5 mm. de espesor (sin contar las estrías) y 45 kilos de peso por metro que se apoya en largueros. Estos sostendrán, por consiguiente, un peso de

	Kilogramos.
Palastro estriado á 45 × 4,5, ó sean 202,5 kilogramos, del cual corresponde la mitad, ó sea.....	101,25
Barandillas.....	80
Sobrecarga á 300 k. × m ² corresponde 150 × 4,5.	675
Peso propio.....	50
Total.....	906,25

cuyo peso proporciona un momento flector máximo de

$$M = \frac{1}{8} 907 \times 4,5 = 509 \text{ k.} \times \text{m.}$$

El momento de inercia necesario será

$$I = \frac{509 \times 0,125}{5.500.000} = 0,000011,$$

es decir, que bastaría la sección elegida en el proyecto anterior con un peso por metro de 17,10 kilogramos, pero como está constituido por hierros de 5 milímetros de espesor, que deben evitarse, hemos elegido para la sección una $\square$ de 250 milímetros de altura y peso de 35 kilos por metro.

Estos largueros se apoyan en ménsulas que son verdaderas prolongaciones de las viguetas en la forma que se dibuja en la sección transversal del puente.

Las ménsulas sostienen:

2 largueros, cargado cada uno con 907 kilos...	1.814
Mas el peso de dichos largueros 2 × 35 × 4,5.	315
Total.....	2.129
que se reparte entre dos ménsulas, dando á cada una.....	1.065

En el anejo correspondiente está hecho el cálculo gráfico, del que resulta que el momento máximo es de 655 kilogramos, lo que exige un momento de inercia de

$$I = \frac{655 \times 0,30}{5.500000} = 0,00035,$$

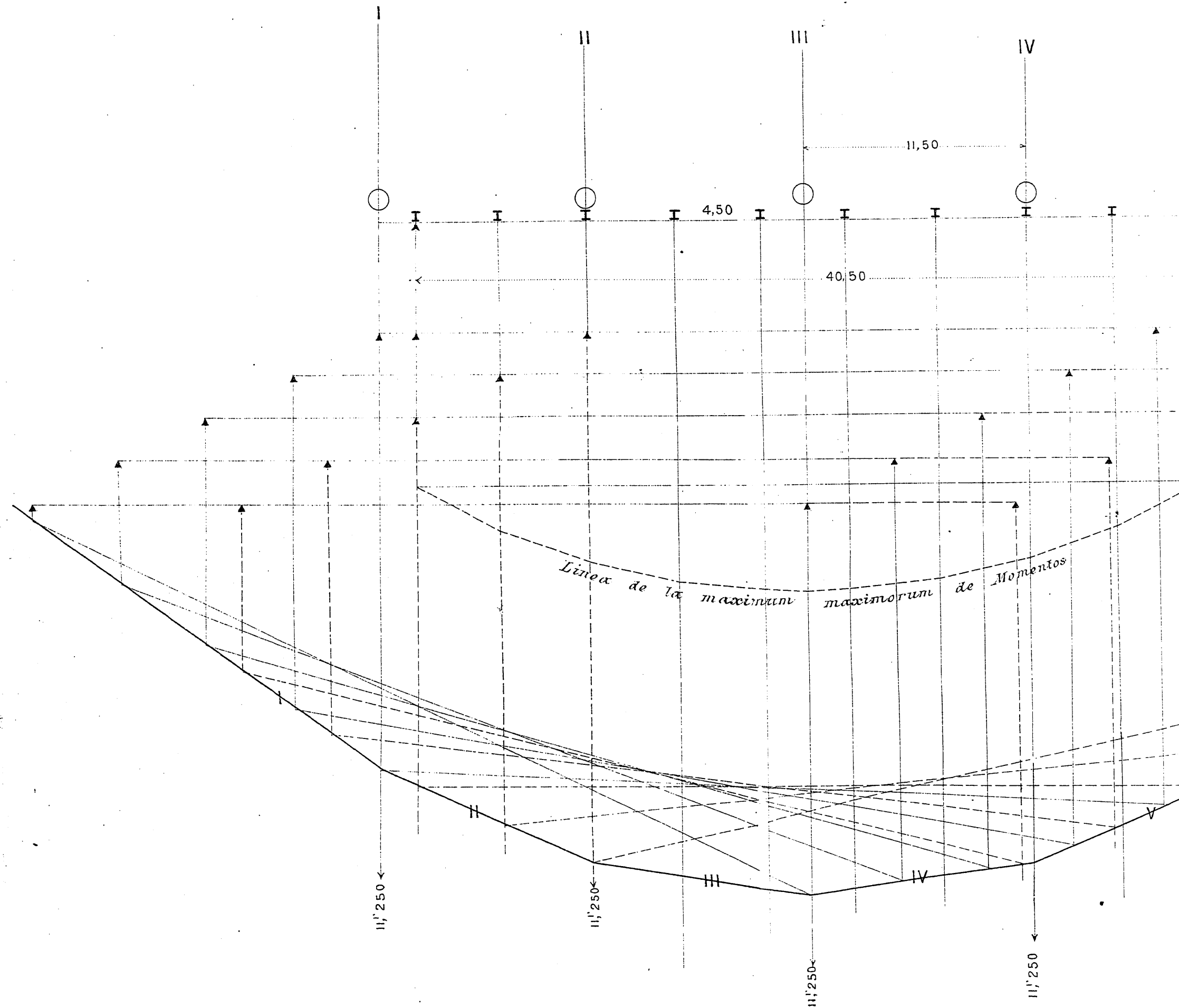
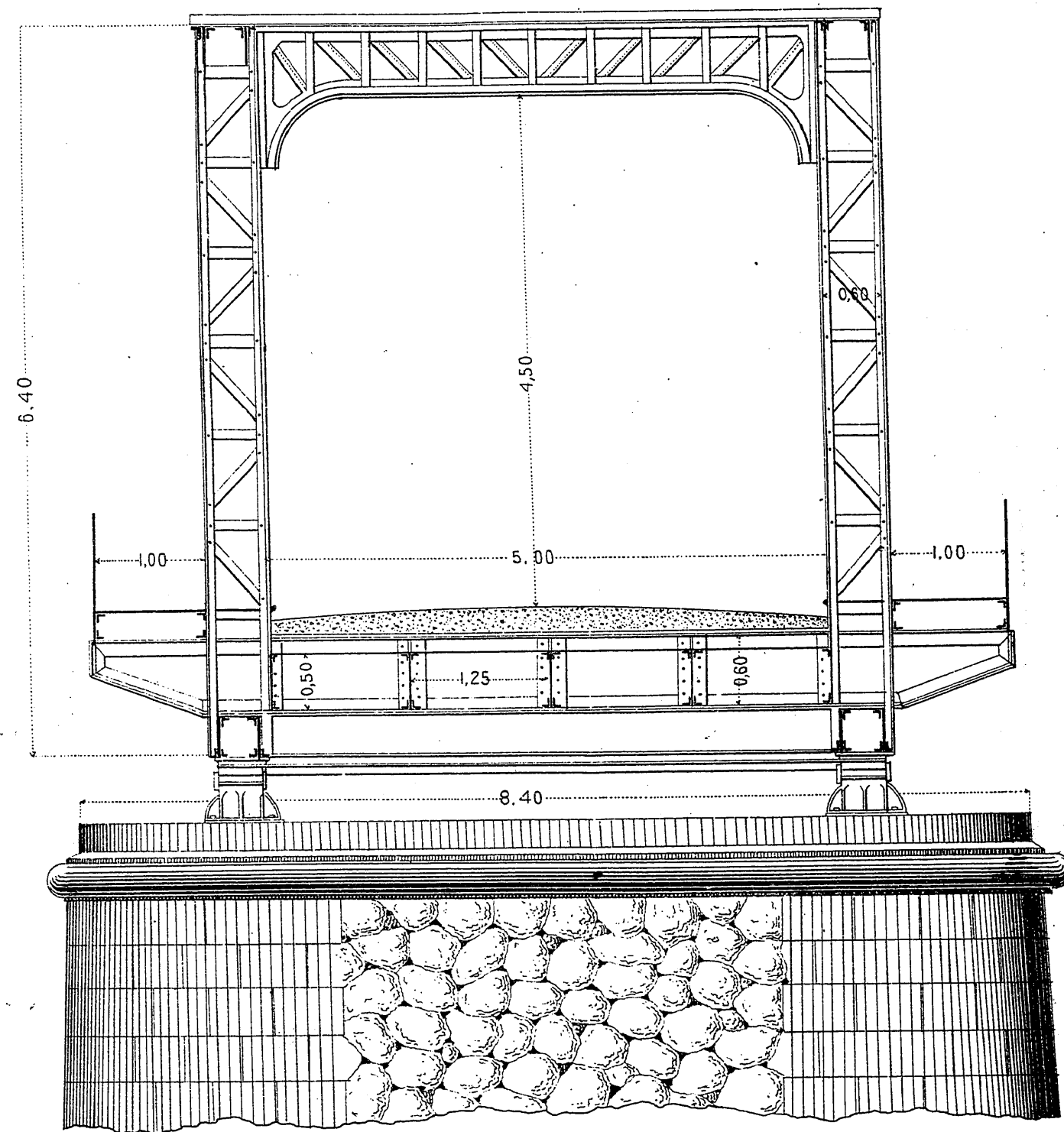
y como vimos al calcular las viguetas que éstas tienen un momento de inercia mucho mayor, aun suprimiendo las dos tablas, quedan las ménsulas en excelentes condiciones de resistencia, constituidas por el alma y las escuadras en todo su contorno.

Arriostamiento.

Como las vigas parabólicas no pueden arriostarse superiormente en toda su longitud, vamos á calcular la acción del viento suponiendo que ha de resistirla un sloo arriostamiento, que es el superior. Esto no obstante, colocaremos también riostras superiores en los montantes que su altura lo

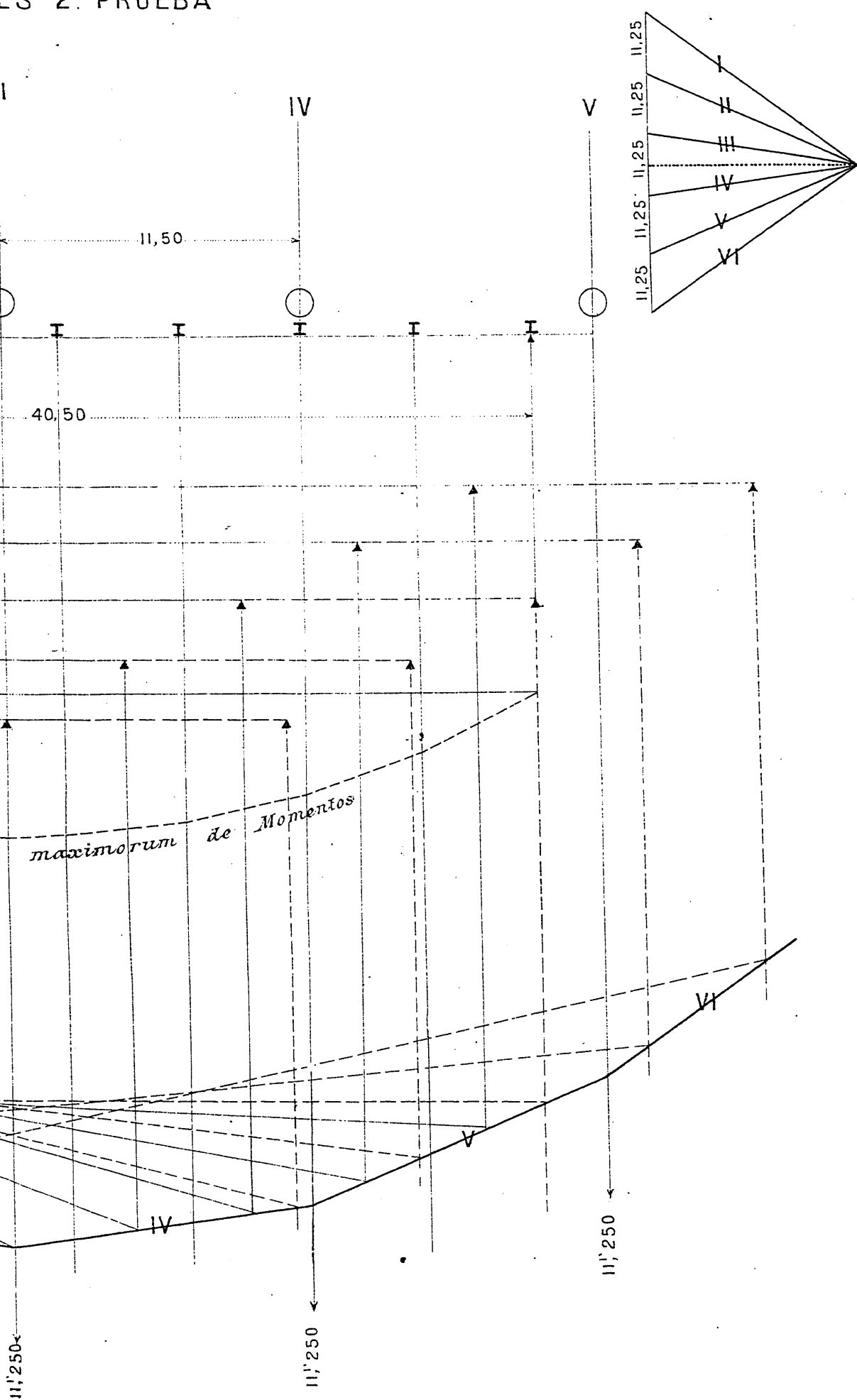
VIGAS PRINCIPALES 2ª PRUEBA

SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE

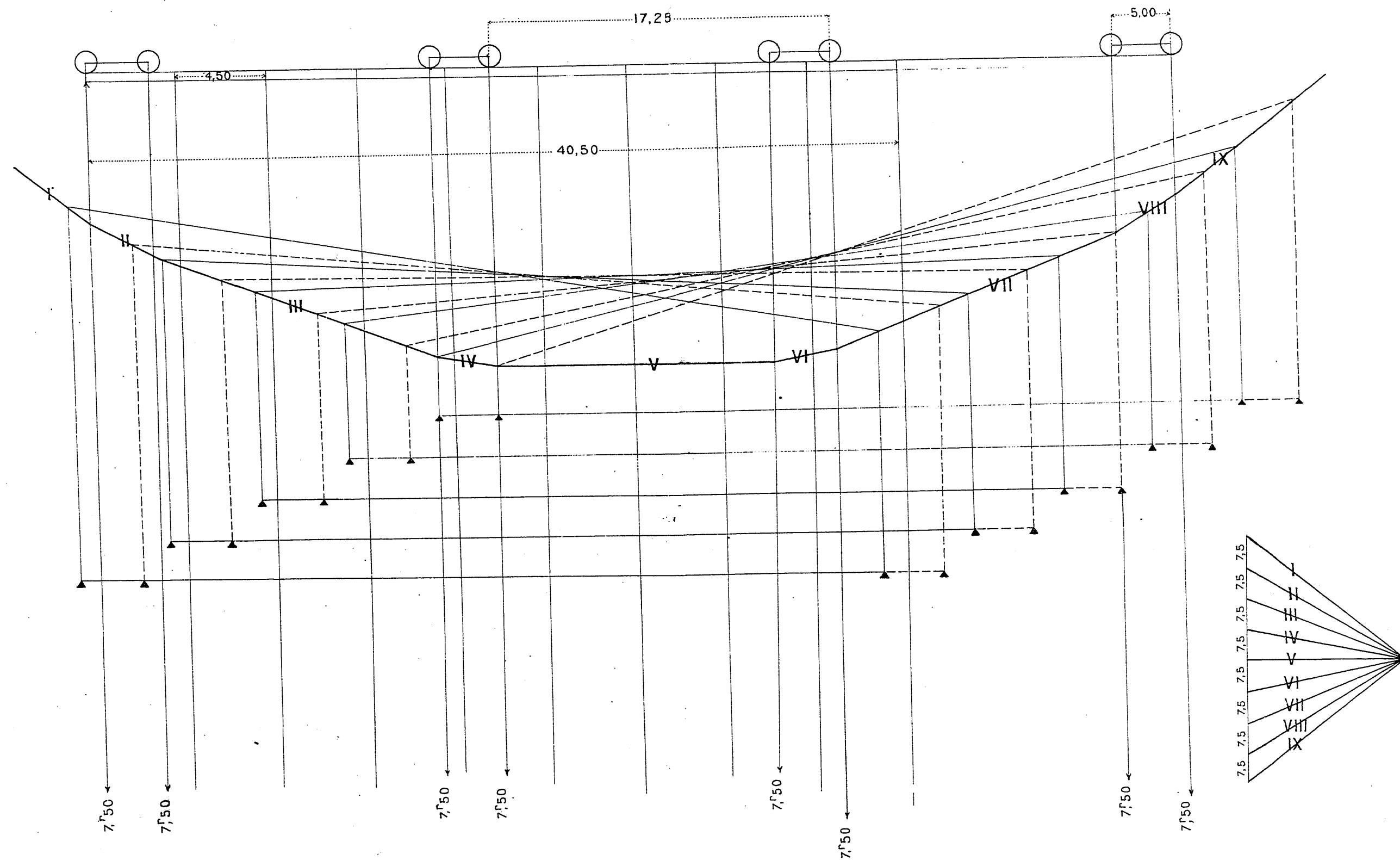


PUENTE DE TALAVERA

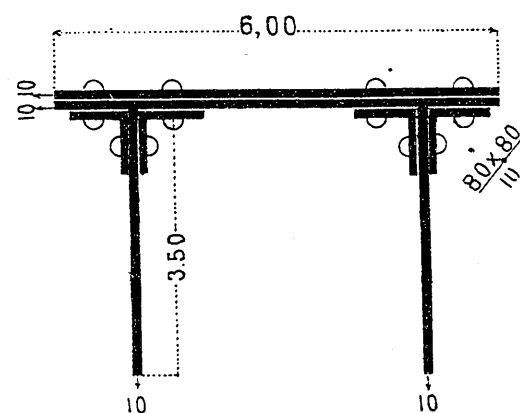
ES 2ª PRUEBA



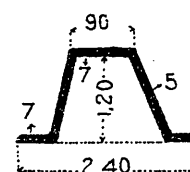
VIGAS PRINCIPALES 3ª PRUEBA



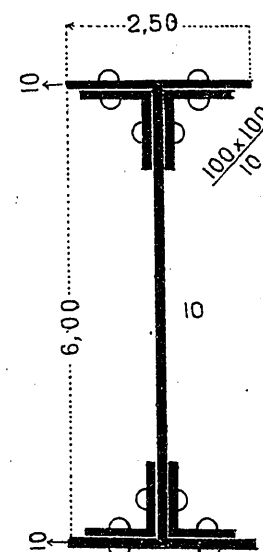
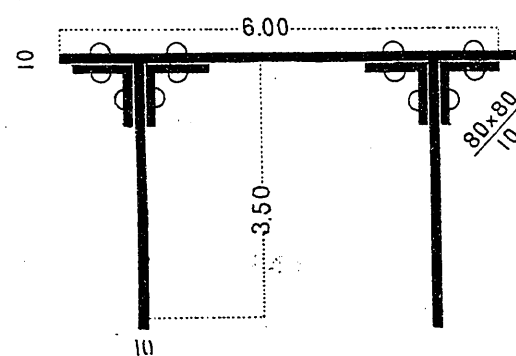
SECCION



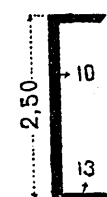
SECCION



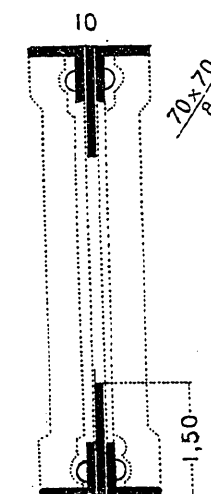
VIGUETAS DEL PUENTE
SECCION



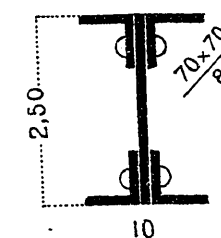
SECCION



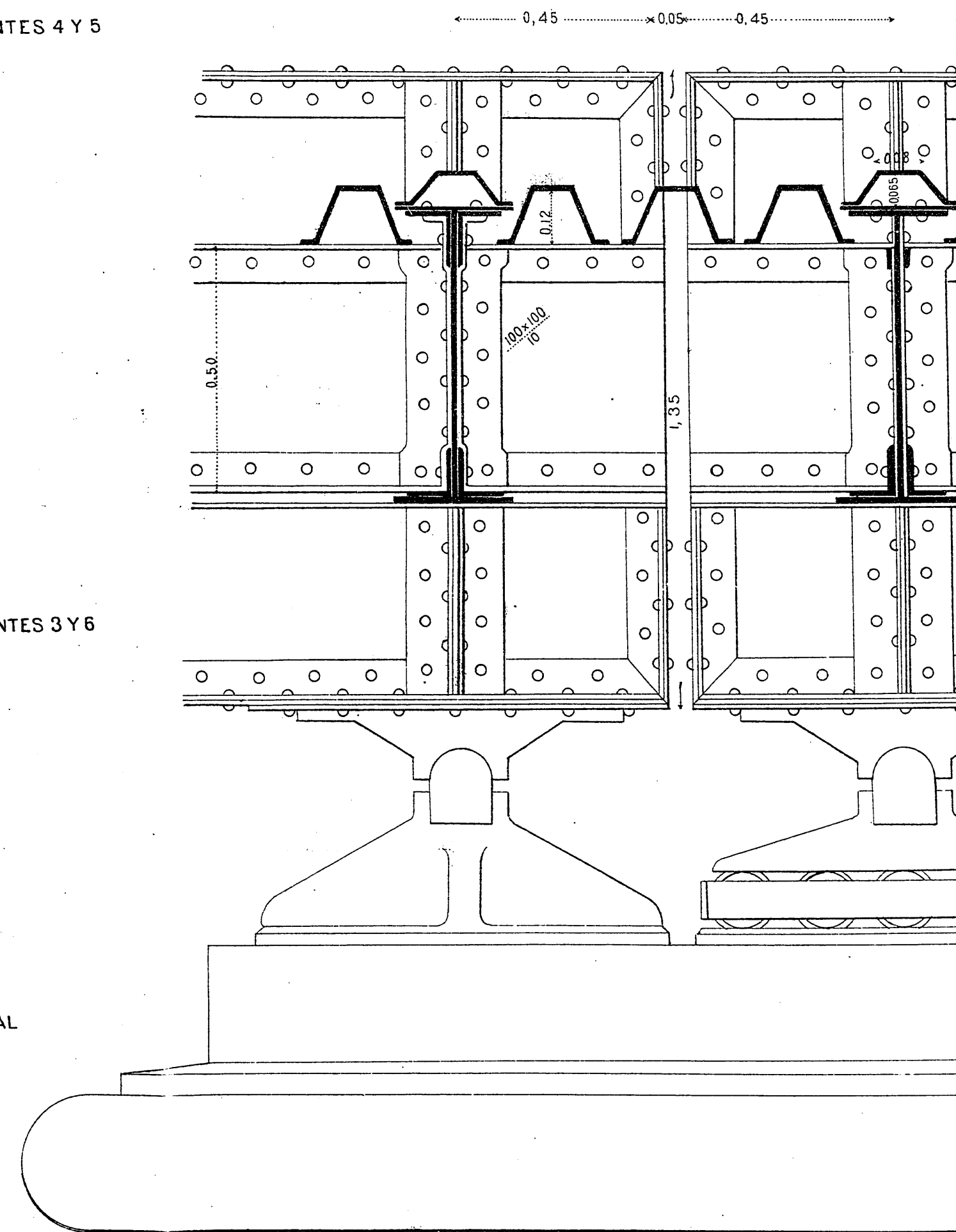
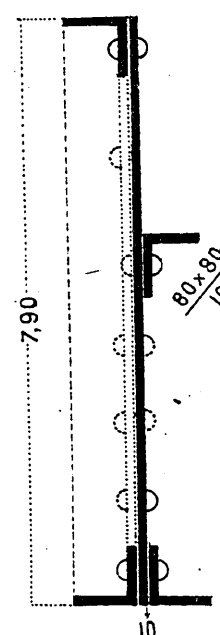
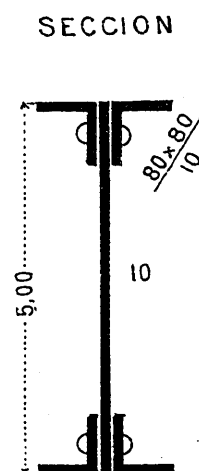
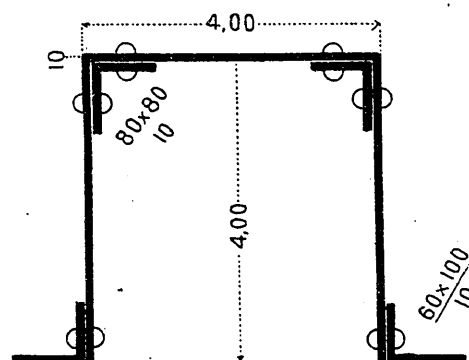
SECCION DE LAS VIGAS



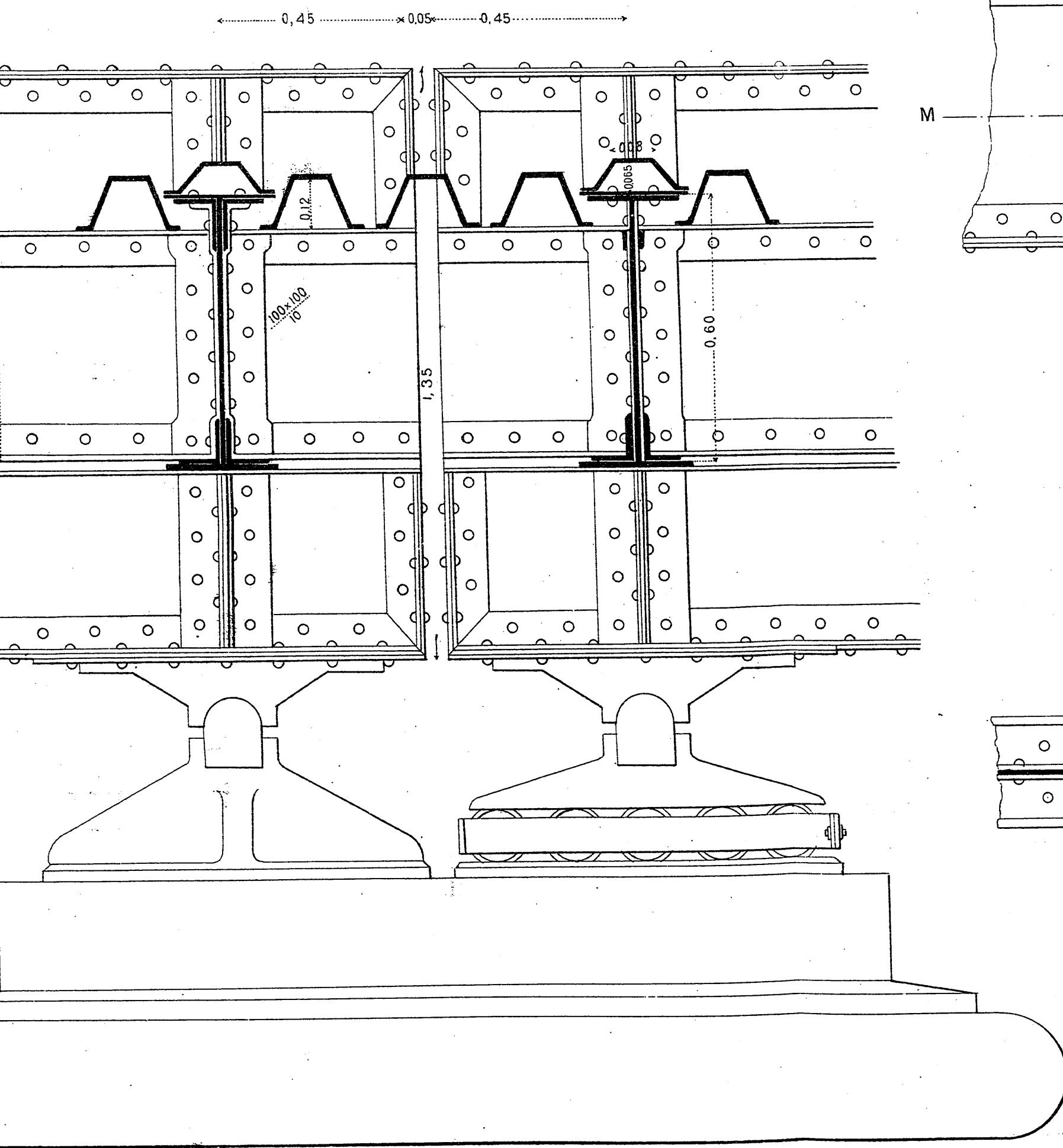
SECCION



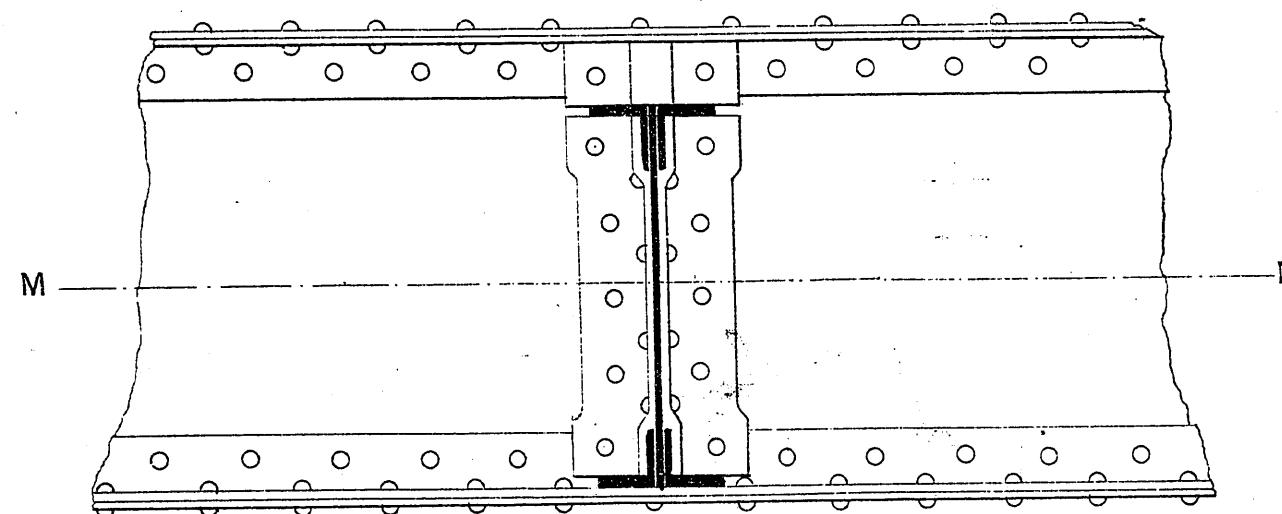
LARGUEROS CENTRALES



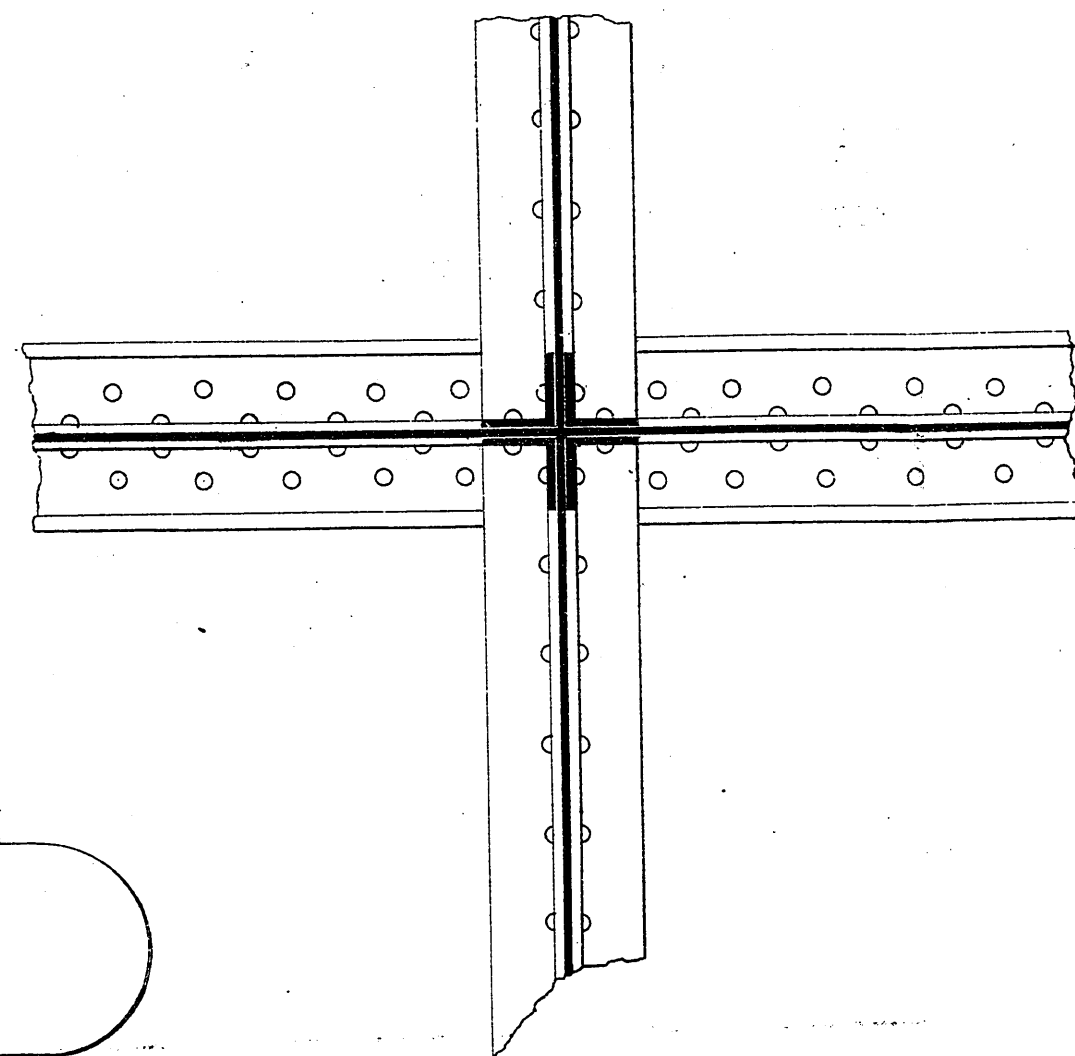
PUENTE DE TALAVERA
UNION DE TRAMOS



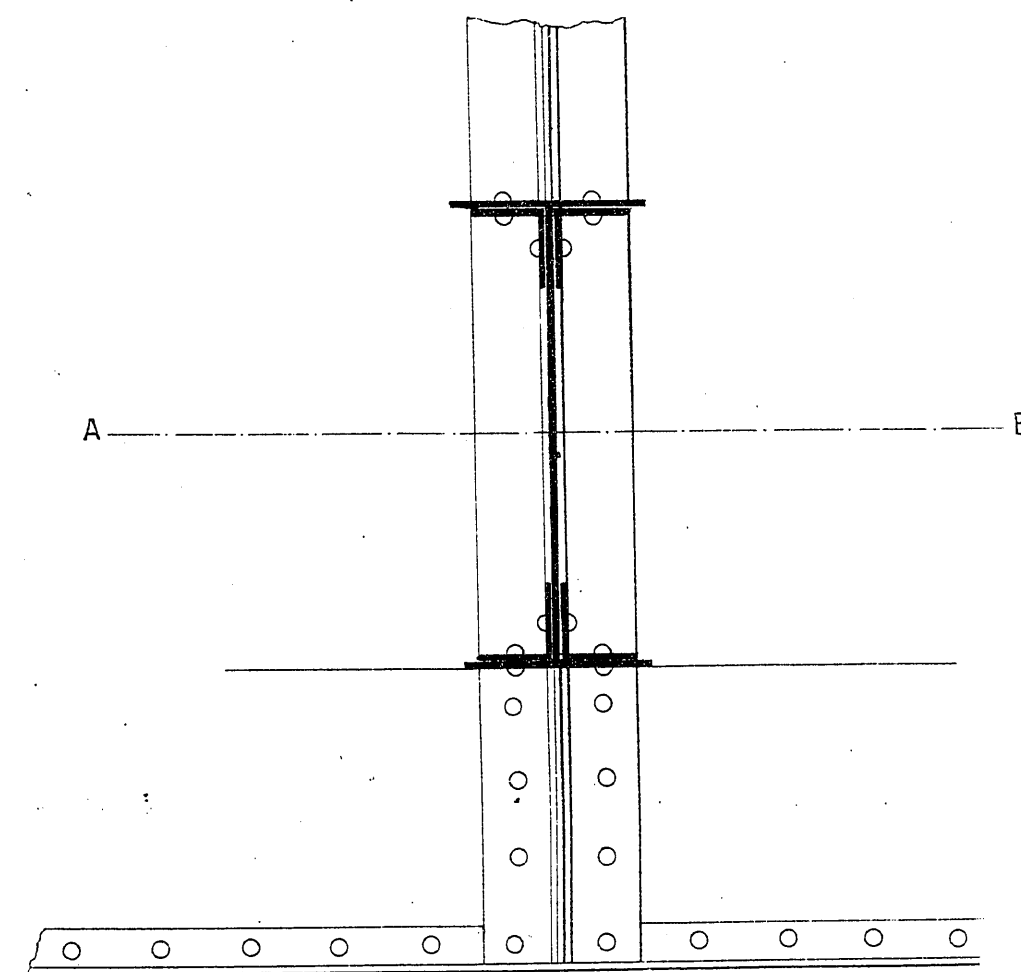
UNION DE LARGUEROS Y VIGUETAS.



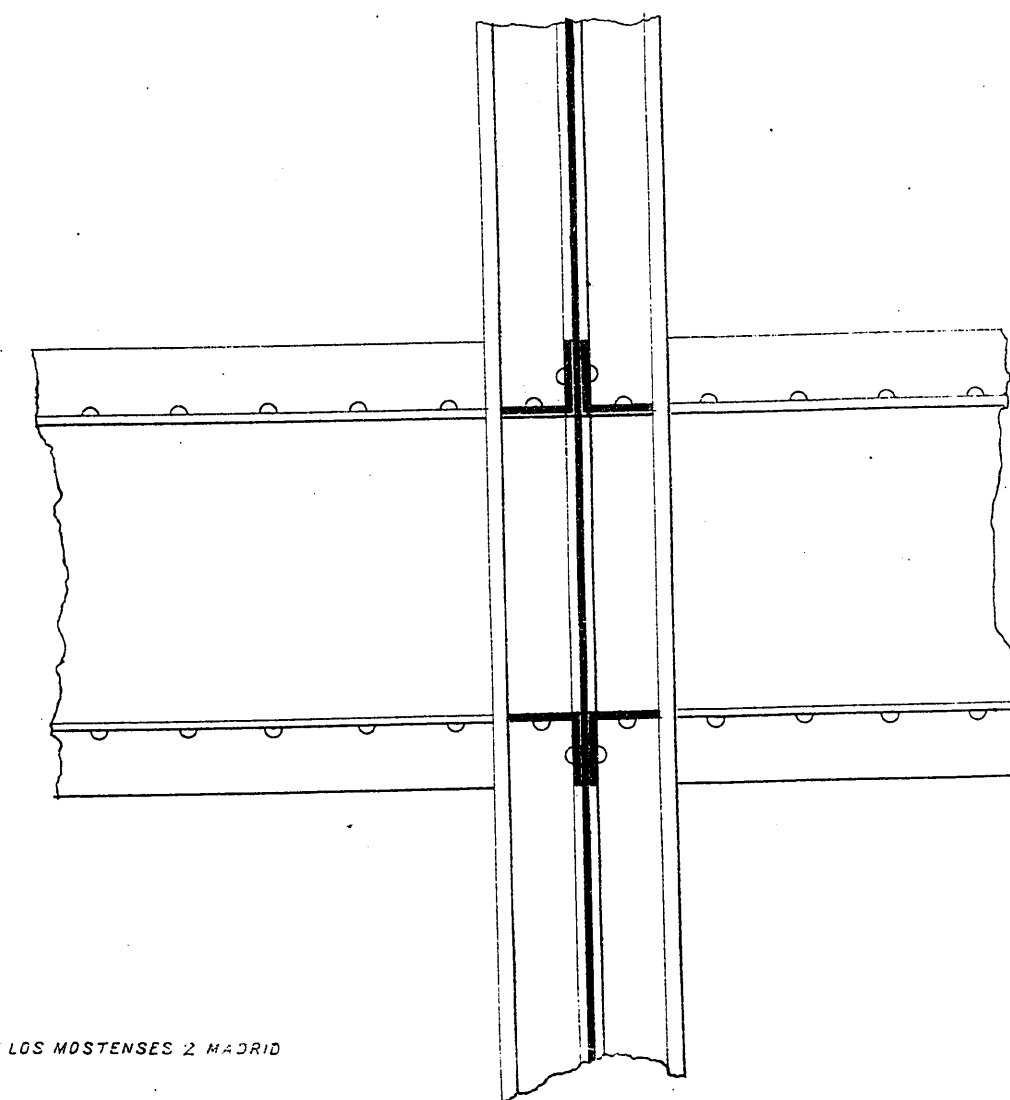
SECCION M.N.



UNION DE VIGAS Y VIGUETAS



SECCION A.B.



permita, con lo cual quedará el puente en mejores condiciones.

La superficie que presenta una viga con su andén es:

	Milímetros cuadrados
Cabeza superior.....	21,70
Idem inferior.....	22,32
Montantes y diagonales.....	13,98
Largueros del andén.....	10
Largueros del suelo.....	24
Total.....	92

Para calcular la acción del viento sobre la segunda viga admitiremos la práctica establecida por los Ingenieros ingleses, y admitida en todas partes, de que la relación entre la superficie de la viga y la actuada por el viento es la misma que la de huecos á total en la viga primera, que recibe el viento.

Esta relación será $\frac{182 - 92}{182} = 0,51$, puesto que la superficie total de la viga es de 182 metros cuadrados.

Tendremos, pues, para la segunda viga:

Cabeza superior..... $0,51 \times 21,7 = 11,067 \text{ m}^2$.
Montantes y diagonales..... $0,51 \times 13,98 = 7,14$

Todo lo demás de la viga está tapado.

De lo expuesto deducimos, tomando para fuerza debida al viento, 270 kilogramos por metro cuadrado.

	Superficie.	Fuerza á 270 k x m ² . Kilogramos.	Fuerza por metro lineal del puente
Cabeza superior...	$21,7 \times 11,07 = 32,77$	8.910	223
Parte central.....	$13,88 \times 9,14 = 21,12$	5.670	142
Parte inferior.....	$22,32 \times 10 \times 24 = 56,32$	14.580	365
Total.....		29.160	730

con cuyos datos hemos calculado gráficamente en el anejo correspondiente los esfuerzos en los diversos recuadros de la viga.

Los esfuerzos cortantes están representados por la línea AB del dibujo, de la cual se deduce que los esfuerzos en los cinco recuadros que forman media viga (en la otra media son simétricos), son:

Primer recuadro..... 18.800 kilogramos.
Segundo ídem..... 14.700
Tercer ídem..... 10.500
Cuarto ídem..... 6.100
Quinto ídem..... 1.600

Como el arriostramiento está constituido por dos barras de ángulo en cada recuadro se necesitarían ángulos comprendidos entre los de $\frac{100 \times 100}{10}$ para el primer recua-

dro y los de $\frac{20 \times 20}{4}$ para el quinto; pero como estos últimos son inadmisibles prácticamente, hemos elegido para todos los recuadros escuadras de $\frac{100 \times 100}{10}$.

Esfuerzo en los montantes.—En los montantes números 1 y 2 y sus simétricos que no tienen riostras superiores

el momento flector tiene la forma de expresión $M = pl$, considerándolos como viga empotrada sometida á fuerza aplicada en el extremo; en los 3 y 4 y sus simétricos el arriostramiento superior hace que el momento sea $\frac{Pl}{2}$. Los valores numéricos serán:

Número del montante.	Momentos flectores.	Momentos de inercia.
1	$1003 \times 2,4 = 2,40$	$\frac{2.407 \times 0,2}{6.500.000} = 0,00007$
2	$1003 \times 4,2 = 4,212$	$\frac{4.212 \times 0,2}{6.500.000} = 0,000012$
3	$1003 \times \frac{5,40}{2} = 2,708$	$\frac{2.708 \times 0,2}{6.500.000} = 0,00003$
4	$1003 \times 3 = 3,009$	$\frac{3.009 \times 0,2}{6.500.000} = 0,00009$

Como el momento de inercia que tienen las cuatro escuadras dispuestas en los montantes es de 0,000405, el exceso de sección que la hemos dado sobre la necesaria deducida del cálculo puede soportar con una gran holgura el trabajo debido á la acción del viento.

El esfuerzo en las diagonales es despreciable, lo que justifica la costumbre de no tenerla en cuenta para vigas que no excedan de 60 ú 80 metros de luz.

Esfuerzo en las cabezas.—Podemos ver en el cálculo gráfico que la resultante de las tres fuerzas debidas al viento pasa á 1,6 metros por encima de la cabeza inferior de la viga, á la cual se transmiten los de las superiores por intermedio de los montantes, habiendo supuesto una sección media para alturas de vigas; sección que está en peores condiciones que las diversas del puente, puesto que para mayores alturas de montantes están estos arriostrados por fuertes vigas que los colocan en mejores condiciones de resistencia.

Esta resultante tiende á levantar la primera viga que encuentra, recargando en consecuencia la segunda; la magnitud de este esfuerzo que tiene que soportar la cabeza inferior es $\frac{730 \times 1,6}{5,5} = 212$ kilbs por metro lineal, puesto

que ya hemos visto que el esfuerzo total producido por la acción del viento sobre el puente es de 730 kilogramos por metro lineal.

Este esfuerzo de 212 kilos exige un aumento de sección sobre la necesaria para resistir á los demás de 32 milímetros cuadrados, haciendo trabajar el hierro al coeficiente 6,5 kilogramos.

La sección elegida tiene mucho más que eso de holgura, y, por tanto, puede resistir perfectamente.

Como dijimos al principio, se colocan también riostras superiores formando cruces, y de los mismos hierros en ángulos en los montantes 3, 4, 5 y 6, que teóricamente no son ya necesarias, puesto que el arriostramiento inferior es suficiente.

Además, se unen los montantes 4 y 5 con sus análogos de la otra viga, por medio de viguetas formadas por cuatro escuadras de $\frac{70 \times 70}{8}$ unidas entre sí por montantes y diagonales de la misma sección; y como en la unión de los montantes 3 y 6 con sus análogos no pueden colocarse vigas de

esa altura porque impedirían el tránsito, están formadas por un alma llena y cuatro escuadras, como las anteriores, formando una doble *T* de 0,25 metros de altura.

En el proyecto anterior quedaba una altura libre de 4,30 metros, que no puede ser mayor, á menos de disminuir la resistencia del arriostramiento en los montantes 3 y 6, y que desde luego nos parece aceptable, puesto que existe en la provincia un puente metálico de reciente construcción, en que la altura libre es de 4 metros, verificándose el tránsito con regularidad.

Hierros zorés.—Los zorés sostienen un espesor de firme de 0,25 metros, y como cada uno de ellos ocupa 0,24 metros en el sentido del eje del puente sostienen un peso de

$$0,25 \times 0,25 \times 2.200 \text{ R.} \dots 136,40 \text{ kilogramos}$$

al que hay que agregar el peso móvil.

Cuando grave sobre un hierro zorés la rueda de un carro de 9 toneladas, como ésta se apoya directamente sobre el firme, suponiendo que se transmita el peso según líneas incluídas á 45°, que es lo admitido en los cálculos, se repartirá dicho peso entre tres hierros zorés; corresponderá, por tanto, á cada uno

	Kilogramos.
$\frac{1}{3} \times 4.500 \text{ R.} \dots$	1.375
al que agregado el peso del firme.	136,40
nos da.	1.511,40

que producirá un momento flector de $\frac{1}{8} \cdot 1.512 \times 1,25 = 474$ kilogrametros.

Como para la sección que hemos elegido es

$$\frac{I}{V} = 0,000087840$$

la resistencia será:

$$R = \frac{474}{0,00008784} = 5,3 \text{ kilogramos por mm}^2.$$

Largueros.

La longitud de los largueros es de 4,50 metros, que es la separación de las viguetas. El peso constante que cada uno sostiene será de:

1.° Un volumen de firme de $1,25 \times 4,5 \times 0,25$, con un peso de 2.200 kilos por metro cúbico.	3.102
2.° 17 hierros zorés con un peso total de $17 \times 1,25 \times 18,5$	392
3.° El peso propio que suponemos de.	300
Total.	3.794

El momento flector máximo debido al peso constante será:

$$M_c = \frac{1}{8} \cdot 3.794 \times 4,5 = 2.133 \text{ kilogrametros.}$$

Para calcular el correspondiente al peso variable, examinaremos las tres pruebas que se exigen en esta clase de puentes, y tomaremos el mayor de los tres.

Primera prueba.—Peso de 300 kilos por metro superficial uniformemente repartido.

El peso total que gravita en un larguero será $1,25 \times 4,5 \times 300 = 1.687$ kilos, y el momento máximo que produce $M = \frac{1}{8} \cdot 1.687 \times 4,5 = 949,5$ kilogrametros.

Segunda prueba.—El puente cargado con el máximo de carros de dos ruedas, pesando cada uno 9 toneladas. Un carro de este peso necesita en horizontal y con buena calzada un tiro por lo menos de tres caballerías, y si suponemos agregado el peso de éstas al del carro, tendremos un total de 10,10 toneladas, que en la disposición más desfavorable cargará una rueda en el centro del larguero, produciendo un momento máximo $M = \frac{1}{4} \cdot Pl = \frac{1}{4} \cdot 5.050 \times 4,5 = 5.681,25$ kilogrametros.

Tercera prueba.—El puente cargado con el máximo de carros de cuatro ruedas, con peso cada uno de 12 toneladas.

De las operaciones gráficas para hallar en este caso el momento flector, resulta que alcanza un valor máximo de 2.500 kilogrametros.

Deducimos, pues, que en la segunda prueba es cuando se produce en un larguero el mayor esfuerzo, y sumando el momento producido en este caso con el motivado por el peso constante, tendremos un momento total

$$M_T = M_c \times M_v = 2.133 \times 5.681,25 = 7.814,25 \text{ kgr.}$$

El momento de inercia necesario para resistir á este esfuerzo será:

$$I = \frac{M}{R} = \frac{7.815 \times 0,25}{5.500.000} = 0,000355.$$

para calcular el cual hemos supuesto los largueros de 0,50 metros de altura, y sometemos al hierro á un esfuerzo de 5,5 kilogramos por milímetro cuadrado, como se previene en la Real orden de 23 de Abril de 1893.

La sección adoptada tiene un momento de inercia de

1 alma de $500 \times 10 \text{ mm.} \dots$	0,000103750
4 escuadras de $\frac{80 \times 30}{10} \dots$	0,000297267
Suma.	0,000401017

El peso por metro lineal de dicha sección es	
1 alma, kilos.	39
4 escuadras, á 11,7.	46,80
Total.	85,80

y el peso total de un larguero $4,5 \times 85,8 = 1.386$ kilos.

Los largueros de los costados del firme son iguales á los anteriores, pero tienen de altura de alma 30 centímetros, más estando reforzados para impedir la flexión del alma por escuadras verticales de igual sección que las de las cabezas y repartidas á razón de 3 por larguero.

Viguetas.

El peso constante que gravita sobre una vigueta estando separadas unas de otras 4,50 metros y teniendo el puente 5 metros de ancho en la parte afirmada con andenes voladizos de un metro de ancho para peatones, es el siguiente:

Peso del volumen de firme $5 \times 4,5 \times 0,25$ $\times 2.200$	12.375
Idem de 17 hierros zorés $= 17 \times 5 \times 18,5$	1.572,50
Idem de 5 largueros á 386 kilos.....	1.930
Idem propio.....	500
Total.....	16.377,50

que produce un momento flector máximo de

$$M = \frac{1}{8} 16.378 \times 5 = 10.235 \text{ kilogrametros.}$$

Para ver la influencia de la carga variable consideremos también tres pruebas antes citadas.

Primera prueba.—Corresponde á cada vigueta un peso de $300 \times 4,5 \times 5 = 6750$ kilos, que producen un momento

$$M = \frac{1}{8} 6.750 \times 5 = 4.220 \text{ kilogrametros.}$$

Segunda prueba.—El caso en que la vigueta ha de trabajar más es cuando se crucen en su plano dos vehículos.

En esta hipótesis hemos hallado gráficamente el momento máximo y de la figura se deduce que tiene un valor de

$$M = 11.800 \text{ kilogrametros.}$$

Tercera prueba.—Evidentemente ha de dar un momento menor que en el caso anterior, puesto que en el más desfavorable cargan sobre una vigueta 8 toneladas por carro y en el caso anterior gravitan 9.

Vemos, por consiguiente, que el mayor momento máximo se produce con la segunda prueba y que entonces vale 11.800 kilogrametros.

El momento máximo total será:

$$M_T = M_c + M_s = 10.235 \times 11.800 = 22.035 \text{ k} \times m.$$

El momento de inercia necesario para resistir la carga será:

$$I = \frac{22.035 \times 0,30}{5,5 \times 1.000.000} = 0,001201.$$

dando á la vigueta 0,60 metros de altura.

La sección elegida tiene un momento de inercia de

1 alma de 600×10 k.	0,000179280
3 escuadras de $\frac{100 \times 100}{10}$	0,000655680
2 tablas de 250×10	0,009450000
Total.....	0,001284960

con un peso por metro lineal de

1 alma.....	46,80
4 escuadras á 14,9.....	59,60
2 tablas.....	39
Total.....	145,40

y por pieza de $5 \times 145,4 = 727$ kilogramos.

Roblonaduras.

Sabido es que en las piezas cuya sección está constituida por hierros que han de coserse longitudinalmente, es innecesario casi siempre calcular el número de roblones por metro, puesto que colocándolos á las distancias que, habida en cuenta el diámetro, se aconsejan por todos los autores y constructores como prácticas, resultan casi seguramente más roblones que los teóricamente necesarios; esto no obstante, hallaremos el número de roblones por metro lineal.

Largueros.—La fuerza que tiende á separar una escuadra del alma es

$$\text{El peso por metro lineal que sostiene un larguero, ó sea } \frac{3494}{4,5} \dots\dots\dots 776$$

más el peso de una rueda que supondremos gravitando sobre la escuadra y para colocarnos en el peor caso supondremos que el firme y los zorés no atenúan el esfuerzo repartiéndole únicamente por igual entre las dos escuadras, lo cual es exagerado, será para el carro de 9 toneladas y rueda de 4.500..... 2.250

$$\text{Total.....} \quad \underline{\quad 3.026 \quad}$$

Calculando los roblones para que resistan un esfuerzo de 3 kilogramos por milímetro cuadrado, necesitamos una superficie resistente de

$$S = \frac{3.226}{3} = 1.009.$$

Eligiendo roblones de 20 milímetros de diámetro, que es el conveniente para coser los tres hierros que en junto tienen los 300 milímetros de espesor, necesitamos $\frac{1009}{314} = 3,2$, ó sean 4 roblones por metro lineal. Como la distancia máxima práctica para roblones de ese diámetro es de 12 centímetros, se han colocado mayor número del teóricamente necesario, como habíamos previsto al principio.

Viguetas.—Aplicando un cálculo análogo á las viguetas, encontraríamos también como máximo que son necesarios 4 roblones. Por idénticas razones á las expuestas anteriormente se colocan mayor número.

Unión de largueros y viguetas.—La fuerza que tiende á separar el larguero de la vigueta, será el peso que sostiene un larguero..... 3.494 kg.
Más el de la rueda de 4.500 k., suponiéndola encima del larguero..... 4.500

$$\text{Total.....} \quad \underline{\quad 7.994 \quad}$$

No teniendo en cuenta que los largueros se apoyan directamente en la cabeza inferior de la vigueta, sino suponiéndolos sólo sostenidos por las escuadras de unión, necesitamos una sección de roblones trabajando á 3 kilos por milímetro cuadrado de

$$\frac{7.994}{3} = 2.665 \text{ mm}^2.$$

Como la unión se hace por dos escuadras, los roblones trabajan á 2 secciones, y tomándolos como antes de 20 milímetros de diámetro por las mismas razones necesitaremos:

$$\frac{2.665}{2 \times 314} = 5 \text{ roblones.}$$

(Concluirá.)