

las rectificaciones y ensanches de las calles adyacentes era preciso espropiar una estension edificada de 20715 metros, de los cuales se empleaban para aquellas mejoras 5055. El valor de la espropiacion incluso el 5 por 100 de la ley, en los referidos 20715 metros cuadrados, estaba calculado en 47.576.467 reales, resultando á 2296,71 el metro ó sea 178,5 rs. el pie superficial, cuyo tipo es tambien muy inferior al que en realidad se ha tenido que satisfacer despues de haber apurado la administracion y su perito todos los medios que dentro de la ley podia ejercer el celo mas recomendable para apreciar las fincas espropiadas en su verdadero valor.

Con sujecion á este último proyecto y al pliego de condiciones económicas y facultativas formadas al efecto, se sacó á pública subasta la ejecucion de la reforma de la Puerta del Sol, y á pesar de haber quedado rematadas las obras, estas no se emprendieron, pretestando el contratista los acontecimientos del año 1856, como el obstáculo que se lo habia impedido; viéndose el Gobierno por fin obligado á declarar caducado el contrato que habia sido el resultado de dicha subasta.

V. MARTÍ.

(Se continuará.)

CALCULO DE LA RESISTENCIA

DEL PUENTE PROVISIONAL DE MADERA SOBRE EL RIO GUADALQUIVIR, EN EL KILÓMETRO 48 DEL FERROCARRIL DE CORDOBA Á SEVILLA.

El puente provisional sobre el Guadalquivir tiene 267 metros de longitud, comprendida la parte que se apoya en los estribos.

Está compuesto de 11 tramos, de los cuales, 9 tienen 25 metros de longitud, y dos (los extremos) 20 metros, apoyándose un metro en cada estribo.

Se compone de dos cerchones del sistema de Town formando enrejado de doble T.

El peso del puente sin sobrecarga es próximamente de 1.500^k por metro lineal.

La sobrecarga se calcula en 5.500^k por metro corriente para una sola via, así pues el peso total por cada metro lineal del puente será de 5.000 kilogramos.

Para que los cerchones tengan bastante resistencia, adoptaremos para toda su longitud la misma seccion que seria preciso dar en medio del mayor tramo, que es de 25^m, en la suposicion de que este tramo está apoyado solo en sus extremos.

Como el puente se compone de varios tramos unidos unos con otros, se le deberia considerar como embutido en las pilas: mas sabiendo que el momento máximo de rotura en el caso de ser varios tramos iguales, no es superior al que corresponde en medio de uno solo de ellos, considerado como apoyado simplemente en sus extremos, claro es que si se adopta para toda la longitud del puente la misma seccion que exige este último momento, las dos vigas han de presentar con mayor motivo una resistencia completa en todas sus secciones. Esta manera de hacer el cálculo, se emplea generalmente para los puentes de madera del sistema que consideramos.

El momento máximo de un tramo apoyado por sus extremos es $M = p \frac{l^2}{8}$ y haciendo $p = 25.00^k$ $l = 25^m$ se tiene

$$M = 195.512.$$

Pudiéndose reducir la seccion de la viga que está indicada en la figura 1.ª, lámina 94, en la cual no deben entrar en la resistencia mas que las fajas de la viga sin la pared de enrejado, la fórmula que da el momento de resistencia es:

$$Q = \frac{R^2}{6C} (C^2 - C'^2)$$

$$a = 0^m, 55$$

$$C = 2^m, 75$$

$$C' = 2^m, 25$$

$$R = 800.000$$

$$\text{Que dan } Q = 241.705.$$

Habiéndose tomado el valor de R en $\frac{1}{10}$ del que produce la rotura de la madera, se deduce que la viga es mucho mas fuerte de lo necesario para la solidez del puente.

ENREJADO.

Supongamos el caso mas desfavorable, esto es, que la viga sea rigida y que todo el peso esté sobre los pernos de las fajas inferiores.

Como los pernos que sujetan entre si el enrejado y las plata-bandas están separados $1^m,25$, el peso sobre cada perno será de $2.500 \times 1^m,25 = 5.125^k$.

Cada perno sujeta cuatro tablonces inclinados á 45° . El esfuerzo de traccion que aguan-ta cada uno es pues

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{5125}{4} \right)^2} = 1200^k \text{ próximamente.}$$

Los tablonces del enrejado tienen una sección de $0^m,20 \times 0,075$, ó sea $0^m,015$.

Multiplicando la sección del enrejado por la resistencia de la madera se tiene para su resistencia

$$0^m,015 \times 800000 = 12000,$$

resistencia diez veces mayor que la necesaria.

Los pernos que sujetan el enrejado tienen de diámetro $0^m,025$, ó sea una sección de 490 milímetros cuadrados.

El peso total que sostiene cada perno, que es de 5125^k , ejerce un esfuerzo en cuatro puntos sobre su largo, distribuido en partes iguales sobre cada uno.

La resistencia del hierro es de 5 kilogramos. Se tiene pues por resistencia en cada sección del perno, donde se ejerce dicho esfuerzo

$$490 \times 5^k = 2450^k$$

esto es, mas del doble de lo necesario.

Las dos chapas que cubren las puntas tienen una sección total de $0,20 \times 0,04$ metros = 8000 milímetros cuadrados.

La resistencia del hierro á la mayor estension es de 6^k por milímetro cuadrado de sección.

La resistencia de un empalme de rayo de Júpiter, es pues, $8000 \times 6 = 48000^k$.

La sección de la pieza de madera mas fuerte es $0^m,20 \times 0^m,25 = 0^m,05$.

La resistencia de la madera es de 800000 por metro cuadrado de sección, y para la pieza de madera de que se trata:

$$0,05 \times 800000^k = 40000^k.$$

La resistencia de los empalmes, será pues suficiente.

PILAS.

Para cada pila hay ocho estacas, las cuales sostienen el peso total de un tramo de 25^m , que es de $5000^k \times 25 = 125000^k$.

$$\text{Cada estaca sostiene pues } \frac{125000}{8} = 15625^k.$$

Las estacas tienen un diámetro medio de $0^m,50$, que da una sección de 706, centímetros cuadrados. Haciendo pesar sobre las estacas 50 kilogramos (1) por centímetro cuadrado de su sección resulta que cada estaca pueda contener un peso de $706 \times 50^k = 24130^k$ que es superior al peso que en realidad las carga.

En cuanto á los montantes de la pila, su sección es de 5560 centímetros cuadrados, que cargados á razon de 40 kilogramos cada uno dan 154400^k , peso tambien mayor que el del tramo, que es de 125000^k .

Los traveseros son vigas de madera de $5^m,20$ de largo, $0,50$ de alto, $0,17$ de ancho.

El momento de resistencia de la viga

$$\text{es } M = \frac{Rab^2}{6} \text{ se tiene: } a = 0,17, b = 0,50,$$

$$R = 800000.$$

$$M = \frac{800000 \times 0,17 \times (0,50)^2}{6} = 5667$$

Supongamos que para cada punto donde pasan los carriles hay una carga máximum de 5 toneladas, y observaremos que los dos car-

(1) Pues la longitud no escede de 24 veces la sección trasversal.

riles están á una distancia de 1,^m74 de los apoyos correspondientes de 40 traveseros.

El momento de rotura cada uno es:

$$\frac{P}{2} \times 1,74 = \frac{6000}{2} \times 1,74 = 5220,$$

lo que demuestra que el momento de rotura es inferior á su momento de resistencia.

Los largueros tienen 1,05 de longitud entre sus apoyos sobre los traveseros, y presentan una seccion de 0,25 de alto por 0,20 de base.

Supongamos que esté cargado de 6000 kilogramos en su parte media.

Su momento de resistencia es:

$$\frac{Pl}{4} = \frac{6000 \times 1,05}{4} = 1575.$$

La resistencia del larguero

$$\frac{Rab^2}{6} = \frac{800000 \times 0,20 \times 0,0625}{6} = 1666,$$

que es superior al momento de rotura.

Todas las piezas del puente presentan, pues, una resistencia superior al esfuerzo de rotura, de consiguiente se encuentra en buenas condiciones de resistencia.

PUENTES DE HIERRO.

VIGAS DE CELOSÍA.

(Conclusion.)

Así, para determinar la cantidad de metal que debe entrar en la composicion de las diferentes barras de una viga de celosía hay que tener en consideracion dos cosas: primeramente el efecto producido por el peso del puente, que puede mirarse sin error sensible como una carga en reposo distribuida uniformemente, y despues el que produce la carga máxima en movimiento igualmente repartido, y que usualmente se la supone de una tonelada por pie lineal sobre cada via.

Por consiguiente si suponemos que en la fig. 5.^o representa AB la longitud de la viga, AC y DB los esfuerzos sobre las diagonales estremas, originados por la máxima carga repartida; AG y BH los mismos producidos por el peso del puente, entonces la superficie ACFDB representará el espacio en que varían los esfuerzos producidos por la carga en movimiento, y AGO BH el de los ocasionados por el peso de la construccion. Por consiguiente, si tiramos las verticales *mn*, *op*, *qr*, etc., cada una de estas líneas espresará la suma total de los esfuerzos sobre las diagonales en sus respectivos puntos y en funcion de CG.

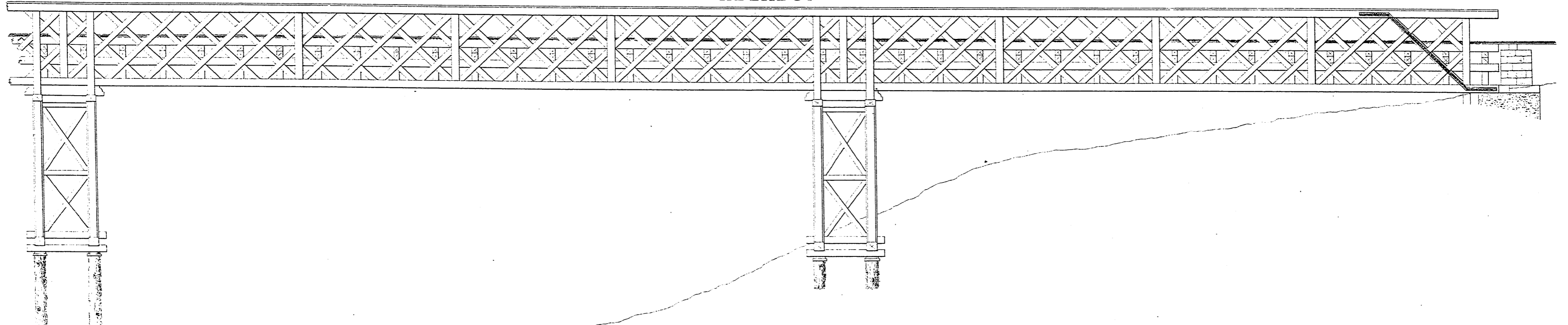
Habiendo determinado de este modo la suma de los esfuerzos sobre las diferentes partes, examinaremos ahora su naturaleza. Por supuesto que todos los que tienen lugar sobre la faja ó cabeza superior son de compresion, como son de tension los que actúan sobre la inferior. Pero para las diagonales se considera generalmente que estas, alternadas, obran como tirantes y como jabalcones. Esto pasaría en realidad cuando la viga soportara totalmente una carga colocada en el centro ó en reposo distribuida uniformemente. Mas cuando el peso está en movimiento, cada par de diagonales está sucesivamente comprimido, y como del mismo modo que estas comunican sus esfuerzos los reciben de otras, alternativamente de tension y de compresion, resulta que en este caso particular todas las barras del enrejado debieran construirse con objeto de resistir á cualquiera de estos esfuerzos; pero atendiendo á que sobre un puente de ferro-carril la longitud de la carga ha de guardar cierta proporcion con su peso, el efecto directo sobre un solo par de barras del enrejado nunca puede ser muy considerable, y la suma de los esfuerzos de compresion transmitidos á los tirantes, por otras diagonales, solo influirá sensiblemente.

FERRO-CARRIL DE CORDOBA Á SEVILLA.

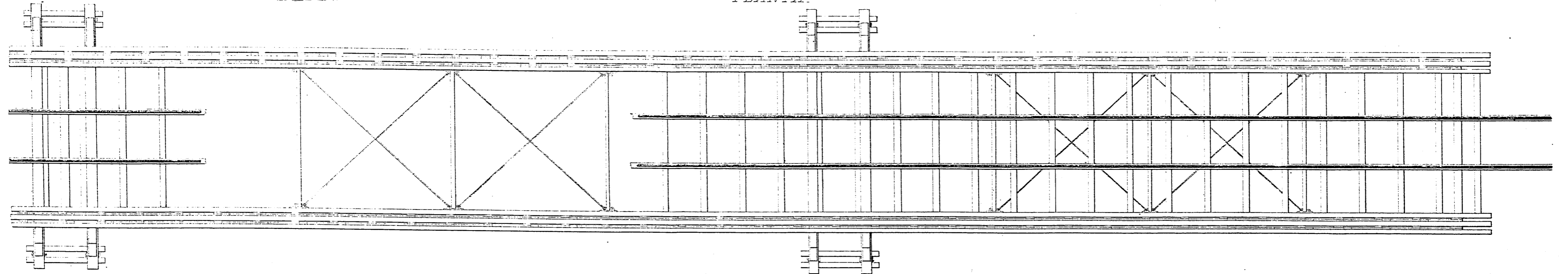
PUENTE PROVISIONAL CONSTRUIDO SOBRE EL GUADALQUIVIR.

Escala de $\frac{1}{100}$.

ALZADO.



PLANTA.



Escala de Metros.

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 Metros.

FERRO-CARRIL DE CORDOBA A SEVILLA.

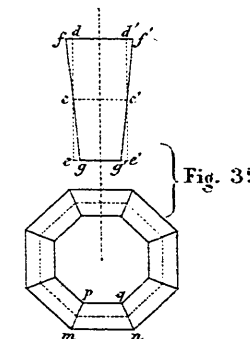
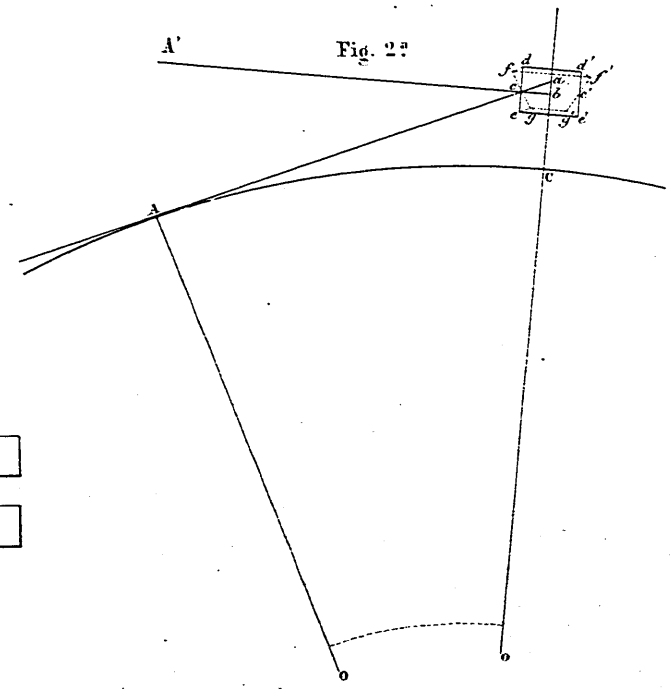
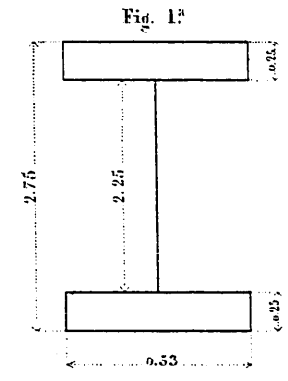
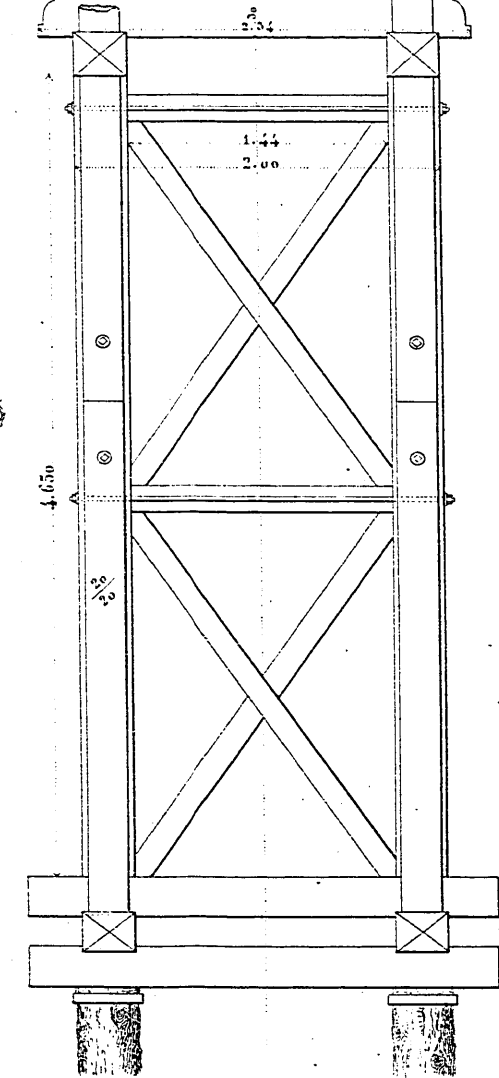
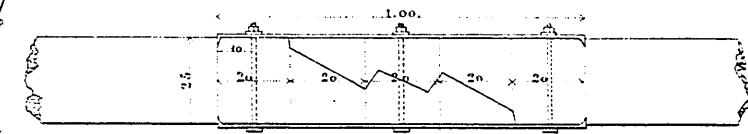
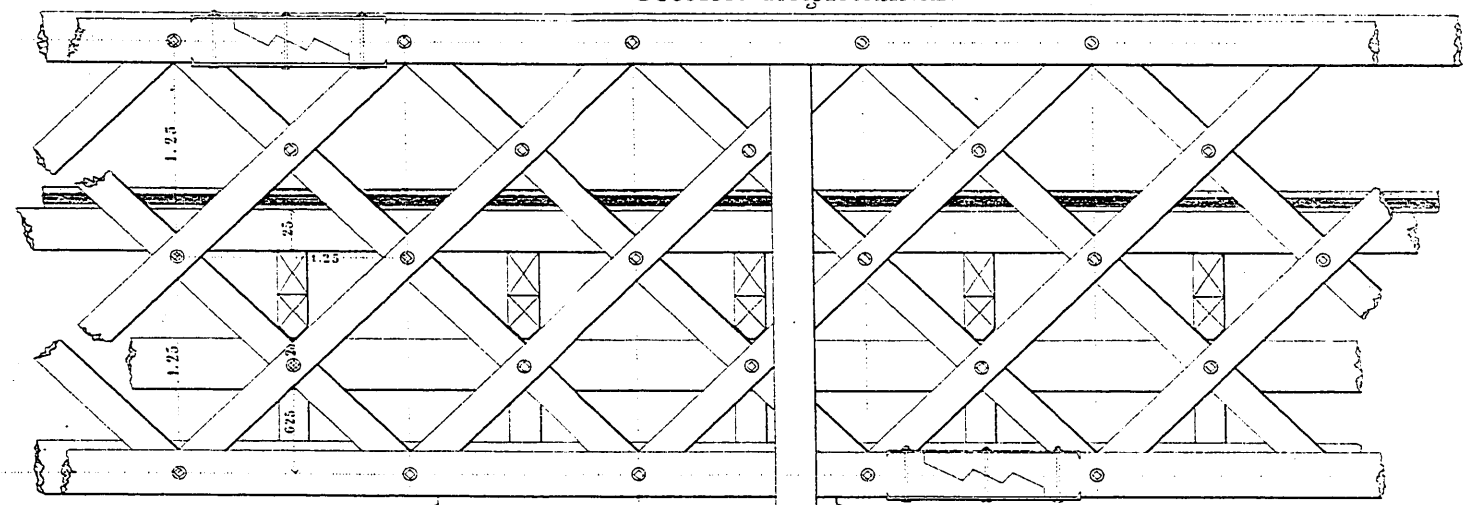
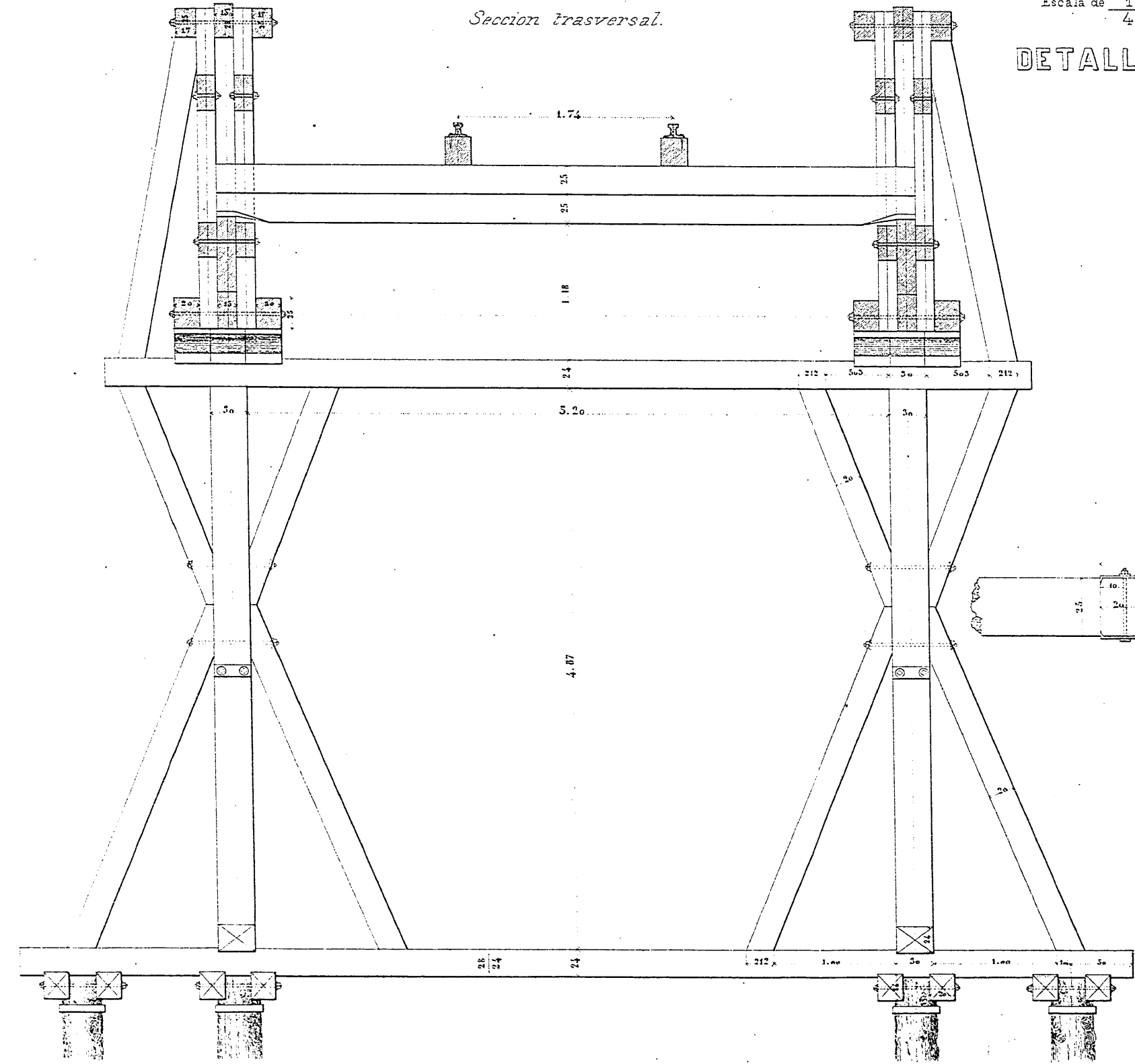
PUENTE PROVISIONAL CONSTRUIDO SOBRE EL GUADALQUIVIR.

Escala de $\frac{1}{40}$.

DETALLES.

Seccion longitudinal.

Seccion trasversal.



Escala de metros. 1 2 3 4 5 Metros.