“Descripción del proyecto de un puente sobre el Odiel en la carretera de segundo orden de Huelva a Ayamonte”

José Jáuregui

Revista de Obras Públicas vol.12, nº9, mayo de 1864, pp. 97-104

DESCRIPCION
DEL PROYECTO DE UN PUENTE
sobre el Odiel
EN LA CARRETERA DE SEGUNDO ÓRDEN DE HUELVA Á AYAMONTE.

Láminas 29 y 30.

Designado el punto mas conveniente de emplazamiento del puente despues de un escrupuloso reconocimiento del curso del rio Odiel, y teniendo en cuenta el excesivo caudal del agua que reune en las avenidas y su gran velocidad, se hizo un detenido estudio de varios sistemas de puentes para venir en conocimiento de cual de ellos respondia con mayores ventajas de solidez y economia al objeto propuesto. Demostrado este estremo en favor del que nos ocupa, se procedió á la formacion del proyecto dándole por terminado en 27 de enero de 1861 y recayendo sobre el mismo la aprobacion competente en 12 de julio del propio año.

Hoy se hallan las obras en curso de ejecucion y al terminarlas se hará una reseña de todos los accidentes que en la construccion ocurran, limitándose la presente á la descripcion tan solo del proyecto aprobado.

Dentro del sistema elegido se han hecho tambien algunos estudios de comparacion por destinarse el puente á una carretera de segundo órden modificándole en varios sentidos:

1.° Reduciendo el ancho del puente á 4,^{m}34 de los cuales 0^{m}67 se destinan para cada anden y suponiendo una carga accidental de 400 kilógramos por metro cuadrado, segun está prevenido.

2.° Suponiendo una carga accidental menor; siendo constante el ancho que se ha dado en él al proyecto.

3.° Reduciendo el ancho al del primer caso y contando con la carga accidental del segundo.

En el primero se obtiene una economía de 347.000 rs. próximamente, pero se toca la dificultad de no poca importancia de no poderse cruzar dos caballerías con cargas de gran volúmen cuando hay transeuntes en los andenes.

En el segundo se economiza la cantidad de 133.500 rs. calculando que el peso máximo accidental que en el puente puede haber, es en el caso que se crucen en el centro dos galeras, siendo el peso de cada una de 3.250 kilógramos ó sean 6.500, que equivalen á 13.000 uniformemente repartidos ó á 48 kilógramos por metro cuadrado en el caso del proyecto.

En el tercero se podria disminuir el presupuesto en la cantidad de 411.300 rs, pero se tocaria el mismo inconveniente que en el primer caso.

Teniendo en cuenta las dificultades que presentan los casos primero y tercero y que la suposicion del segundo difiere de lo que está mandado observar, se han hecho los cálculos del proyecto con sujecion á los 400 kilógramos de carga accidental por metro cuadrado segun prescribe el formulario.

Reduciendo las luces se obtiene tambien una considerable economia, pero la prudencia aconseja no disminuir la seccion del paso de aguas que en el Odiel podria comprometer la estabilidad de la obra. Todas estas razones motivaron la formacion del proyecto segun se representa.

Constituye este cinco tramos rectos de los cuales los dos extremos tienen 36^{m} de luz cada uno y los tres restantes 42,^{m} lo que dá una longitud entre los paramentos de estribos de 210^{m} contando con el espesor de las 4 pilas.

Los tramos del puente consisten en dos grandes formas de palastro de doble T, de 213^{m} de longitud con 4 de altura total. Están separadas entre si 6,^{m}5 de eje á eje. Cada una de las cabezas ó fajas superiores é inferiores se compone de tres planchas superpuestas de 0,^{m}45 de ancho componiendo juntas un espesor de 0,^{m}05. Estan unidas por cuatro filas de roblones distantes 0,^{m}12 de eje á eje, dos de los cuales abrazan en toda su longitud escuadras que ademas de reforzar las fajas, tienen por objeto la union invariable de estas a las barras que forman las celosías por medio de otros roblones. Estas tienen la seccion de 0,^{m}1 por 0,^{m}015, se cruzan en ángulo recto y están dispuestas formando con el horizonte un ángulo

de 45°. La distancia normal entre sus ejes es de 0,^{m}55 y por consiguiente las diagonales interior y esterior de los cuadrados de 0,^{m}495 y 0,^{m}353 respectivamente. Para completar la invariabilidad del sistema se ha dispuesto una série de fajas verticales distantes entre si 1,^{m}5 de eje á eje, siguiendo la longitud de los bastidores, compuestas de dos planchas que se tocan en ángulo recto en sentido inverso, teniendo 0,^{m}16 por 0,^{m}015 de seccion las que van en sentido de la longitud del bastidor y 0,^{m}1176 por 0,^{m}018 las trasversales, reforzadas en su union con escuadras en toda la altura entre las cabezas ó brazos de la T. La distancia entre dichas fajas sobre las pilas y estribos está reducida á 0,^{m}75. Además de contribuir á reforzar el sistema tienen por objeto el unir invariablemente los soportes ó vigas trasversales á los bastidores por medio de nervios en dos planchas de 0,^{m}012 de espesor.

Las vigas trasversales son laminares con 0,^{m}36 de altura total compuestas de una plancha de 0,^{m}018 de espesor reforzada con dobles filas de escuadras roblonadas que forman las cabezas de la doble T. Las escuadras están encorvadas en la proximidad de las fajas verticales de que hemos hablado, para dar entrada á los nervios que las unen á estas por medio de roblones. La union se verifica en los puntos de cruzamiento de las barras de celosia, lo cual exije que todos los de un bastidor se correspondan con los de su opuesto, por ser las vigas trasversales normales al eje lonjitudinal del puente.

Para obtener mayor invariabilidad se han enlazado las dos vigas de orilla por tirantes tubulares de fundicion, que descansan en apoyos del mismo material colocados sobre la cabeza superior de la doble T, y unidos á esta por medio de tornillos.

Finalmente con objeto de contrarestar los efectos de contraccion y dilatacion del hierro se apoyan los bastidores ó vigas de orilla reforzadas en el punto de apoyo en una placa de fundicion de 0,^{m}02 de espesor sobre cilindros giratorios adaptados á una caja de fundicion empotrada en la silleria de coronacion de cada pila y estrivo. Entre dicha caja y la silleria van unas hojas de plomo con el fin de suavizar el efecto de las vibraciones producidas por el paso de carruages.

El piso del puente es un tablero de madera de pino de Flandes, compuesto de viguetas unidas á los soportes por medio de tornillos y muescas ó cajas que los arriostran impidiendo el movimiento del sistema, y sustituyen á las cruces de S. Andrés que se han omitido. Su seccion es de 0,^{m}27 por 0,^{m}14, pero se reduce la altura de resistencia entre 0,^{m}19 y 0,^{m}25 por efecto de las cajas de enlace. Van espaciadas de 0,^{m}03 y se engrapan de 1 en 1^{m} cada tres en direccion interrumpida.

Sobre dichas viguetas descansa el entablonado de 0,^{m}07 de espesor escepto en los andenes que se apoya en escuadras colocadas en el bastidor por medio de remaches, y á las cuales se une con tornillos.

Las pilas y estribos que reciben los tramos con un talud uniforme de $^{1}/_{8}$ son de silleria hasta la altura de una hilada sobre el zócalo con el relleno de mamposteria, y el resto hasta la imposta es de mamposteria ordinaria con aristones de silleria. La imposta, tajamares é hilada superior de coronacion son tambien de silleria de piedra caliza.

En la avenida de la parte del Este que forma la curva de entrada al puente se proyectan muros de sostenimiento motivados por la cota de terraplen con un talud esterior de $^{1}/_{16}$ y otro interior de $^{1}/_{10}$. Son de mamposteria ordinaria con cadenas de silleria de piedra caliza. La imposta y pretiles son tambien de silleria de igual clase.

Todo el mortero que se emplee en la obra ha de ser hidráulico compuesto de iguales partes de cemento, cal de Ayamonte y arena.

La fábrica toda se apoya sobre roca que se encuentra á distintas profundidades del lecho del rio, y no fué posible determinarlas con precision, por carecer de una sonda en el reconocimiento.

Terminada la descripcion del puente pasaremos á demostrar que las dimensiones de las piezas componentes satisfacen las condiciones de resistencia á que se hallan sometidas.

Viguetas del tablero.

Consideraremos las viguetas de pino como piezas que descansan libremente sobre dos apoyos cargados de un peso P en el punto medio de su longitud.

Espaciadas las vigas de puente 1,^{m}5 de eje á eje, y siendo el ancho de la T 0,^{m}16, el vano resultante para cada vigueta será 1,^{m}34. Prescindamos del propio peso y del permanente de tablones por su insignificancia, y suponiendo como carga máxima accidental una galera con peso de 5,250 kilógramos descansando sobre dos viguetas en el punto medio entre apoyos, gravitará sobre cada una la fuerza de 1.625 kilóg^{s}. Admitiendo para la dimension perpendicular al sentido de la fuerza 0,^{m}14, nos dará la altura la fórmula $Ch^2=\frac{3Pc}{2F}$, de donde $h=\sqrt{\frac{3Pc}{2FC}}$.

Sustituyendo á las letras sus respectivos valores.

P=1.625 kilógramos, peso en el punto medio.

c=1,34, vano de la pieza.

F=600,000 kilógramos, resistencia del pino á la flexion,

b=0,^{m}14, dimension menor de la seccion de la pieza, tenemos para valor de h 0,^{m}19.

Como es indispensable dar algun bombado al piso para que el agua no se detenga, la altura de las viguetas deberá ir en aumento hacia el eje longitudinal del puente. Por esto y á causa tambien de la mortaja que debe abrirseles en la cara inferior para arriostrar las vigas trasversales se les dá la seccion de 0,^{m}27, por 0,^{m}14. Esta dimension es mas que suficiente si se tiene en cuenta que las viguetas pudieran considerarse empotradas en sus estremos por ir sujetas con tornillos á las vigas de puente.

Vigas trasversales.

Siendo el ancho del puente 6,^{m}5 de eje á eje de las formas principales y teniendo los brazos de la doble T de las mismas 0,^{m}45 de ancho cada uno, el vano de las vigas de puente será 6,^{m}05; y como se hallan espaciadas de 1^{m}5 de eje á eje, la superficie del tablero que sobre cada una descansa será 6,^{m}05×1,^{m}5; lo que da para la carga permanente á que quedan espuestas:

	Kilógramos
Tablones (6,05×1,5×0,07)×660 kilógramos peso del metro cubico, del pino=.	419,26
Viguetas de pino. Espaciadas entre si de 0,^{m}3 y siendo su ancho 0,^{m}14 en la latitud 6,^{m}5 del puente entran 38; corresponden pues á los 6,^{m}05 36 viguetas cuyo peso es (36 (1,5×0,27×0,14)) 660=.	1.347,19
Grapas (33 (0,32×0,05 × 0,01)) 7790 kilógramos peso del metro cúbico del hierro laminado=. . . .	41,13
TOTAL.	1.807,58

Peso propio.

Plancha de la viga (6,05×0,36× 0,018)7790.=	505,40
Escuadras (4(6,05×0,142×01,125)) 7790=.	334,62
Cabezas de roblones 204×0. 26 kls.	53,04
TOTAL.	693,06

Peso accidental.

(6.05×1.5)400 kils. segun formulario..	3.630,00
Peso total uniformemente repartido á que se halla espuesta la viga... ó sea 1013 kils. por metro lineal de los 6^{m}05 del vano.	6.130,64

Como la forma de la viga es de doble T, nos dará la superficie de las cabezas la fórmula teórica siguiente.

$b\frac{h'^3-h''^3}{h'}=\frac{5pc^2}{4F}$ en la que

p=1013 kilógramos peso por 1 metro de longitud.

c=6,^{m}05 longitud del vano de la viga.

F=8.000.000 kilógramos resistencia á la traccion del hierro laminado.

Tendremos pues

$b\ \frac{h'^3-h''^3}{h'}=\frac{3\times1013\times\overline{6,05}^3}{4\times8.000.000}=\frac{111.234,9975}{32.000.000}=0,005476.$

Haciendo $b=0,069$ y siendo por suposicion anterior $h'=036$ altura total de la viga, será

$$0,005476=0,069\ \frac{\overline{0,36}^{3}-h''^{3}}{0,36}$$

$$\frac{0,005476\times0,36}{0,069}=0,046656-h''^{3}$$

$$h''^{3}=0,046656-0,0181=0,028.$$

$$h''=\sqrt[3]{0,028}=0,303$$

$$h'-h''=0,36-0,303=0,057.$$

La superficie de ambas fajas deberá pues ser $0,057\times0,069=0,004$, correspondiendo á cada una 0,002. Podemos por tanto hacer el brazo de la T de 0,^{m}16 de ancho por 0,0125 de espesor, que compone la seccion hallada de 0,002.

Para mayor seguridad comprobarémos este resultado con las fórmulas prácticas de monsieur Fairbairn y M. Delprat, y tendremos en la primera $pl.=\frac{2Fhq}{l}$ $p=\frac{2Fhq}{l^{2}}$, en la que son

$F=28536635$ tomando el $\frac{1}{4}$ del coeficiente de cohesion del hierro laminado.

$h=0,36$ altura total de la viga.

$q=0,002$ seccion del brazo de la T.

$l=6,05$ longitud del vano de la viga.

De lo que resulta $p=\frac{2\times28336635\times0,36\times0,002}{6,05^{2}}$ =1114 kilógramos.

En la segunda $F\ q=\frac{p}{8}+\frac{l^{2}+K^{2}}{K}$ $p=\frac{8KFq}{l^{2}+K^{2}}$ en la que son

$F=8.000.000$ resistencia á la traccion del hierro laminado.

$K=0,36-0,025=0,335$ altura ó distancia vertical entre las fajas.

$q=0,002$ seccion del brazo de la T.

$l=6,05$ longitud del vano de la pieza.

De lo que resulta $p=\frac{8\times0,335\times8.000.000\times0,002}{6,05^{2}\times0,335^{2}}$ =1168 kilógramos.

Formas principales.

Vigas laterales.

Siendo la luz de estas 42 ^{m} y 6 ^{m}, 5 el ancho de eje á eje de los bastidores, tendremos:

Peso permanente.

Tablones de pino (42×6,5×0,07)660.=	12612,60
Viguetas de id. Hemos visto en el cálculo anterior que en el ancho 6^{m}5 entran 38. El peso de todas será pues (38(42×0,27×0,14))660=	39617,80
Grapas ((23 × 43)(0,32 × 0,05× 0,01))7790=.	1230,82
Vigas de puente. Espaciadas 1^{m}5 de eje á eje, habrá en los 42^{m} veintinueve vigas, el peso de todas será pues (29(6,5×0,56×0,018))7790=	9515,53
Mas el de las escuadras (29(4×6,5× 0,142×0,0125))7790=.	10458,60
Mas el de las cabezas de los roblones (29(55×4))0,26=.	1658,80
Contamos en las vigas de puente 6^{m}5 de longitud, porque se incluye en su peso el de los nervios que las unen á las fajas verticales de los bastidores.	
TOTAL.	75.274,00

Peso accidental.

(42×6,5) 400=.	109.200,00
SUMA.	184.474,00
Como este peso se reparte entre las dos vigas de orilla, corresponde á cada una.	92.237,00

Peso propio de una viga.

Cabezas (2(0,0225×42)) 7790=. .	14.725,10
Escuadras de las mismas (4(42× 0,24×0,013)) 7790=.	4.083,21
Cabezas de roblones de id., (350× 16) 0,26=.	1.456,00
Fajas verticales. Planchas en sentido trasversal de la viga, id. en sentido longitudinal y escuadras (58(3,9×0,176×0,018)×58(3,64 ×0,16 × 0,013) × 116(3,874× 0,142×0,013)) 7790=.	15.424,20
Cabezas de roblones de las primeras (58(32×2))0,26=.	965,12

Aspas ó barras de celosía (168 (5,52×0,1×0,015))7790=. . .	10.836,20
Roblones de las mismas 24×6+14 ×12+7×4+12×1=352 que hacen 704 cabezas. Esto en 6^{m} de longitud. Corresponden á los 42^{m}4928 cabezas á 0,^{kil}26. . . .	1.281,28
Escuadras del anden (42×0,17× 0,01)7790=.	556,20
Cabezas de roblones de id. (350× 2)0,26=.	182
Tirantes de fundicion que arriostran las dos vigas (6(0,01036×$\frac{6,5}{2}$)) 7210 peso del metro cúbico de hierro fundido..	1.456,56
Apoyos de los mismos.	750,00
TOTAL..	51.713,87

Peso total uniformemente repartido á que se halla espuesta una viga de orilla. 143.951,0

Ó sean 3427 kilógramos por metro lineal de los 42 de luz.

Haremos uso de la fórmula teórica anterior para hallar la seccion de las cabezas, en que las letras representan el mismo concepto, variando algunas en valores. Otro tanto sucede con las fórmulas de comprobacion.

$b\frac{h'^3-h''^3}{h'}=\frac{3pc^2}{4F}$ $p=3427$

$c=42$

F=8.000.000

Tendremos por tanto $b\frac{h'^3-h''^3}{h'}=\frac{3\times3427\times\overline{42}^2}{4\times8.000.000}$ =0,5667

Haciendo $b=0,1$ y siendo por suposicion anterior $h'=4$, será $0,5667=0,1\frac{4^3-h''^3}{4}$

$\frac{0,5667\times4}{0,1}=64-h''^3$ $h''^3=64-22,67=41,33$

$h''=\sqrt[3]{41,33}=3,46$ $h'-h''=4-3,46=0,54$.

La superficie de ambas fajas deberá pues ser $0,54\times0,1=0,054$ correspondiendo á cada una 0,027

Comprobacion por las fórmulas prácticas de M. Farbairn y M. Delprat.

1.ª $pl=\frac{2Fhq}{l}$ $p=\frac{2Fhq}{l^2}$

F=28536635

$h=4$

$q=0,027$

$l=42$

De lo que resulta $p=\frac{2\times28336635\times4\times0,027}{42^2}=$ 3470 kilógramos.

2.ª $Fq=\frac{p}{8}\times\frac{l^2+K^2}{K}$ $p=\frac{8KFq}{l^2+K^2}$

F=8.000.000

K=4—0,=3,90

$q=0,027$

$l=42$

De lo que resulta $p=\frac{8\times3,9\times8000.000\times0,027}{\overline{42}^2+\overline{3,9}^2}=$ 3787.

Toda vez que las fajas ó cabezas de la doble T van reforzadas de dos escuadras cada una en toda su longitud cuya seccion es 2(0,24 ×0,015)=. 0.00624

podemos hacer cada una de las primeras de 0,43 de ancho por 0,05 de espesor, queda una seccion de. 0,0225

Y compondrémos un total de. 0,02874

mayor que la necesaria en 0,00174, que sin embargo no es escesiva para el brazo superior puesto que actúa por presion y debe por tanto, aumentarse las dimensiones á la seccion 0,027 hallada, que corresponde al brazo inferior espuesto á la resistencia por tension. El ancho de este pudiera ser menor siendo constante la seccion de las escuadras; sin embargo, como la utilidad que resultaria de la economía de material seria insignificante, le damos las mismas dimensiones que al brazo superior.

Aspas ó cruces de San Andrés.

Las aspas ó barras de celosía se disponen á 45° de inclinacion y distantes 0,35 metros de eje á eje. Su ancho que llamaremos h es igual á 0,1 metros, por lo que resulta para la diagonal interior de cada cuadrado 0,353 y 0,495 metros para la correspondiente de eje á eje. La longitud de una barra siendo 3,9 me-

tros la altura entre las cabezas de la doble T será igual á $\sqrt{2\times3,9^2}=5,52$.

Consideramos la barra como una pieza horizontal empotrada en un estremo y solicitada oblicuamente en el otro por el peso □ , descompuesto en uno P perpendicular á la direccion que tiende á doblarla, y en otro Q, paralelo que tiende á comprimirla. Así , pues, la ecuacion de resistencia $F=\frac{6\,P\,l+Q\,h}{C\,h^2}$ ó poniendo por las componentes P y Q sus valores , □ sen a , □ cos a , $F=\frac{6\,□\,\text{sen}\,a\times l+□\,\cos a\times h}{C\,h^2}$, nos dará las dimensiones $C\,h$ de la seccion trasversal. Tenemos para esto $a=45°$ inclinacion de la barra, sen $a=\cos a=0,707168$, l longitud de la pieza=0,35 metros, F=6,127500 puesto que la resistencia á la presion por 1^{m2} es en el hierro forjado 8.170.000, y debemos tomar en el presente caso los $^3/_4$ de este valor, suponiendo que la longitud 0,35 de la pieza no escederá de 24 veces su menor dimension.

Debemos considerar que los 3427 kilógramos estimados para el peso de cada cuchillo se reparten en dos porciones; una 1713,5 para la parte inferior , y otra 1713,5 para la superior que se trasmite á la cabeza en virtud de la intima ligazon de las piezas , funcionando por presion. El peso □ es igual á los 1712,5 kilógramos antedichos , puesto que en ellos se incluye el peso propio de la construccion por 1 metro de longitud, ó sea á 848,18 kilógramos por el espacio 0,495 ; por tanto la ecuacion anterior será

$$C\,h^2=\frac{6\times 848,18\times 0,707168\times 0,35+848,18\times 0,707168\times 0,1}{6.127.500}=0,00022;$$

$$C=\frac{0,00022}{0,1}=0,022$$ y como esto es para las dos aspas, resulta para cada una 0,011.

Pero hemos obtenido este resultado tomando por valor de F 6.127.500, como debe hacerse cuando la longitud de la pieza no escede como en el caso presente de 24 veces su menor dimension , como si el resultado del problema fuera para una pieza maciza; mas como lo distribuimos en dos piezas es necesario aumentarle algo para obtener la debida resistencia. Tomaremos, pues, para mayor seguridad 0,015 metros de espesor para cada una de las barras que forman la celosia , que es lo que hemos considerado para apreciar el peso de la viga , dimension que está acorde con la adoptada en varios puentes de esta naturaleza.

Flecha que corresponde á la viga por la máxima carga.

Se obtiene la flecha correspondiente por la fórmula

$$f=\frac{5\,p\,l^4}{32\,E\,C\,(h'^3-h''^3)}$$

E=18.000.000,000 coeficiente de elasticidad del hierro forjado.

p=5427^k peso por metro lineal de puente.

l=42^m longitud del tramo.

C=0,1 espesor de las dos barras de la doble T.

h'=4 altura del bastidor.

h''=3,46 resultado obtenido en la fórmula anterior.

Sustituyendo por las letras sus respectivos valores, tendremos

$$f=\frac{5\times3427\times42^4}{32\times18.000.000.000\times0,1\,(4^3-3,46^3)}=0,04$$

Ciertamente que nunca llegará la flecha á los 4 centímetros espresados; sin embargo , se dará á la viga una ligera curvatura de 0,2 metros de montea para que nunca llegue la flexion á pasar de la horizontal de los apoyos.

Los resultados que arrojan las dos fórmulas prácticas que hemos aplicado á los cálculos demuestran : 1.°, que tanto las vigas de puente cuanto las formas principales , pueden resistir un peso mayor de aquel á que quedan espuestas. 2.°, que la seccion hallada para las cabezas de la 〓 por la fórmula teórica, es por dicha razon suficiente ; y 3.°, que á pesar de que las piezas componentes consideradas aisladamente ó en conjunto ofrecen toda la seguridad apetecible, aun en el caso mas desfavorable, no hay en sus secciones esceso alguno

de hierro que aumente inútilmente el presupuesto, toda vez que comparado el resultado teórico con el que dan las dos fórmulas prácticas, la diferencia en más del último es de corta significacion.

Si se tiene en cuenta que al verificar los cálculos se ha considerado cada una de las vigas en un tramo como piezas apoyadas simplemente en sus estremos, prescindiendo de la union invariable á las demas y del fuerte enlace con las vigas trasversales, escuadra del anden y fajas verticales, deduciremos que los tramos resisten sobradamente á la carga accidental de 400 kilógramos por metro cuadrado de puente.

Obras de fábrica.— Muros de contencion.

El máximo empuje de las tierras que forman el terraplen sobre el paramento, estará en el centro de graveded del triángulo cuya altura es la del muro, ó sea al tercio de esta á contar desde el pié del mismo. Si consideramos el momento del máximo empuje con respecto á la arista esterior del muro y prescindimos del prisma comprendido entre el paramento interior y la vertical que pasa por el pié por hacerse este escalonado y no perjudicar á la estabilidad, tendremos para el espesor en la parte superior

$$e=h\left(-(n+\frac{n'}{2})\pm\sqrt{\frac{\square}{3\square'}\text{tang.}^2\frac{a}{2}+\frac{n^2}{3}-\frac{n'^2}{12}}\right)$$

e= espesor del muro en la parte superior.

h=5,9 metros altura del mismo.

$n=\frac{1}{16}$ talud esterior de id.

$n'=\frac{1}{10}$ talud interior de id.

$\square$=1250 kilógramos, peso del metro cúbico de tierra vegetal ordinaria.

$\square'$=2240 kilógramos peso del metro cúbico de mamposteria.

$\frac{a}{2}=\frac{46^\circ 50'}{2}$ mitad del complemento del ángulo de la línea del talud de las tierras con el horizonte, tang. $\frac{a}{2}$=0,433.

Sustituyendo á las letras sus respectivos valores, tendremos

$$e=5,9\left(-(\frac{1}{16}+\frac{1}{20})\pm\sqrt{\frac{1250}{3\times2240}\times\overline{0,433}^2+\frac{1}{3\times16^2}-\frac{1}{12\times10^2}}\right)=0,44.$$

Aumentamos en un tercio el espesor hallado como está admitido en estas fórmulas para el equilibrio estático, con lo cual tendremos para la base superior 0,59 metros y para la inferior $0,59+\left(\frac{1}{16}+\frac{1}{10}\right)5,9=1,54$ metros.

Pilas y estribos.

En el caso que nos ocupa, por descansar los apoyos sobre roca, debemos considerar tan solo la resistencia de los mismos á la presion, por el peso que sobre ellos gravita. La dimension que dá el cálculo para el espesor, supuesta la resistencia de 15 kilógramos por centímetro cuadrado admitida para la estabilidad en el material de que se componen, es considerablemente menor de los 3 metros que hemos adoptado en las pilas, y 2,5 metros en los estribos; pero al hacerlo así, hemos tenido en cuenta, ademas de lo espuesto, que el sitio del emplazamiento está próximo al paso actual del rio llamado la Azua, que motiva corrientes de importancia, las oscilaciones que se producen en los temblores de tierra frecuentes algunos años en el pais y cuyos efectos hemos tenido ocasion de ver prácticamente, la considerable altura de las aguas y velocidad estremada de las corrientes en las avenidas y los distintos cuerpos que estas arrastran, á cuyos choques deben resistir los apoyos, y estas razones nos han inducido á fijar las dimensiones espresa-

das que aunque á primera vista parezcan algo exageradas, las creemos indispensables.

Ya he dicho que al reconocer el emplazamiento no pudo precisarse la profundidad á que se encuentra la roca del lecho del rio por carecer en aquella época la provincia de una sonda. Mas tarde se ha hecho un nuevo reconocimiento que ha motivado la formacion de un proyecto de pilas tubulares de fundicion, en sustitucion de las de fábrica, que pende de aprobacion, y cuya descripcion se dará á la terminacion de las obras acompañada de una reseña de todas las particularidades dignas de mencionarse que en ella ocurran.

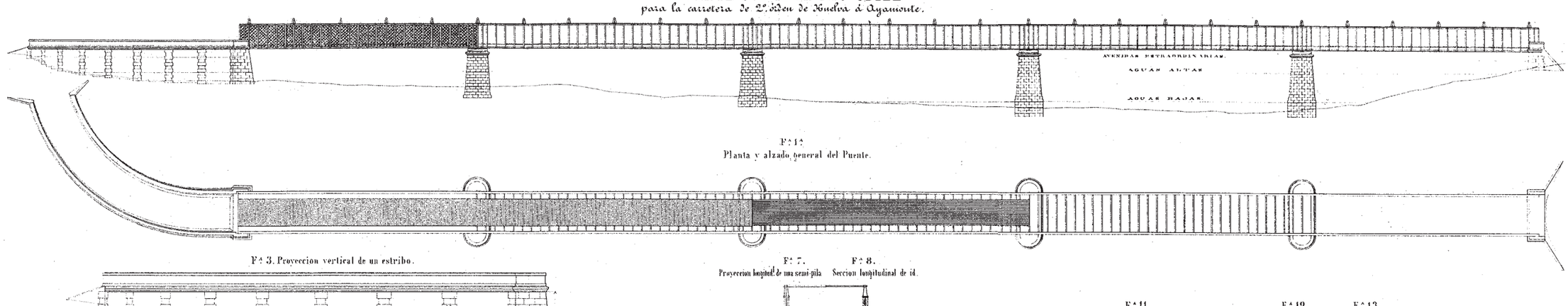
Huelva 28 de noviembre de 1863.

El Ayudante,

JOSÉ JÁUREGUI.

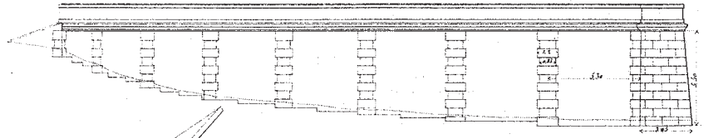
PUENTE SOBRE EL RIO ODIEL

para la carretera de 2.ª órden de Huelva á Ayamonte.

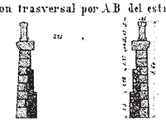


Fª 1ª
Planta y alzado general del Puente.

Fª 3. Proyeccion vertical de un estribo.



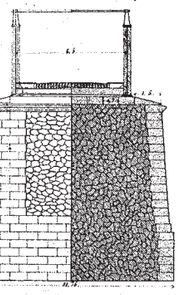
Fª 4.
Seccion trasversal por A B del estribo.



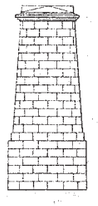
Fª 2.
Proyeccion horizontal de un estribo con los muros de sostenimiento.

Fª 7.
Proyeccion longitud.ª de una semi-pila

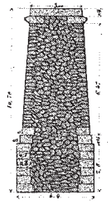
Fª 8.
Seccion longitudinal de id.



Fª 6.
Proyeccion vertical.



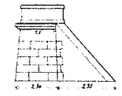
Fª 9.
Seccion trasversal.



Fª 5.
Proyeccion horizontal de una pila.

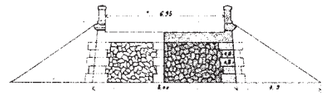


Fª 11.
Proyeccion vertical



Fª 12.
Proyeccion longitud.ª de un semi-estribo.

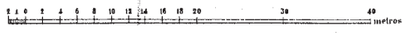
Fª 13.
Seccion longitudinal de id.



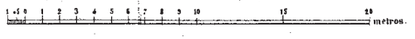
Fª 14.
Seccion trasversal.



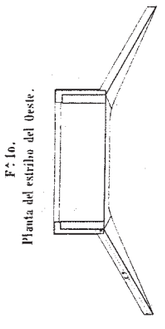
Escala de $\frac{1}{400}$ para la fig.ª 1ª



Escala de $\frac{1}{200}$ para las figs. 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13 y 14.



Fª 10.
Planta del estribo del Oeste.

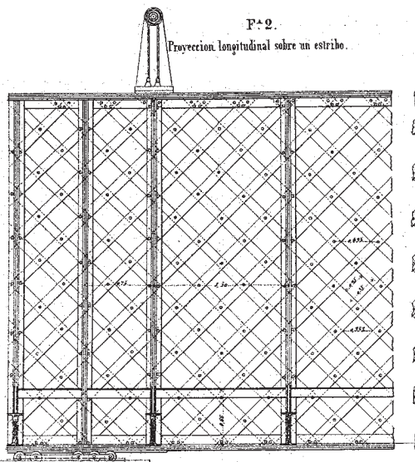


Lit. de J. Donon. Madrid.

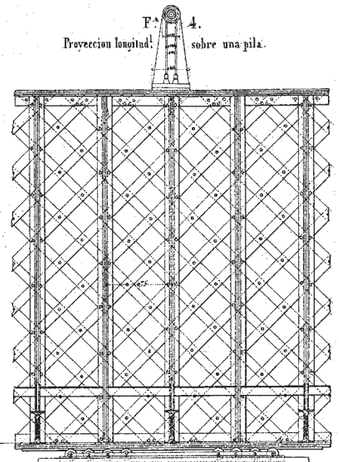
PUENTE SOBRE EL RIO ODIEL

para la carretera de 2.ª órden de Huelva á Ayamonte.

F.ª 2.
Proyeccion longitudinal sobre un estribo.



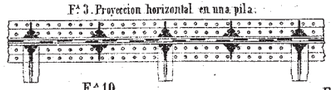
F.ª 4.
Proyeccion longitud.ª sobre una pila.



F.ª 1.ª Proyeccion horizontal en un estribo.

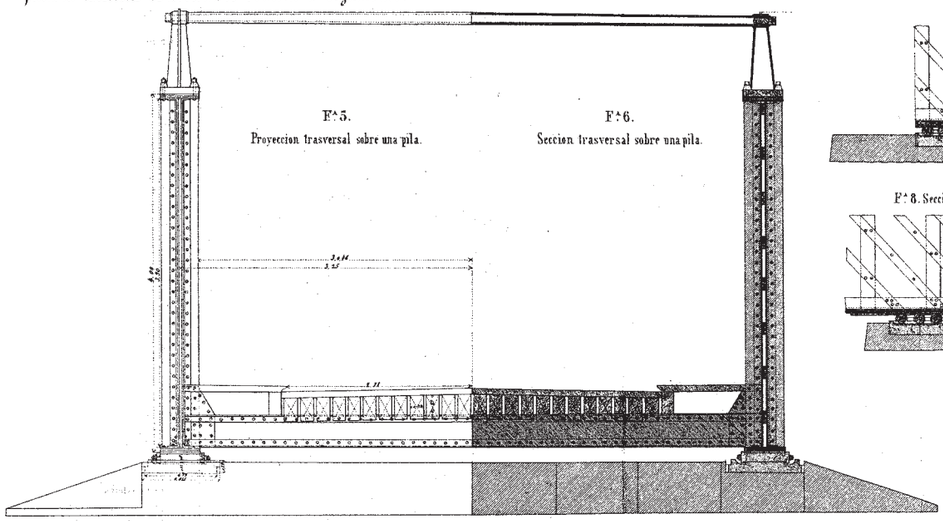


F.ª 3. Proyeccion horizontal en una pila.

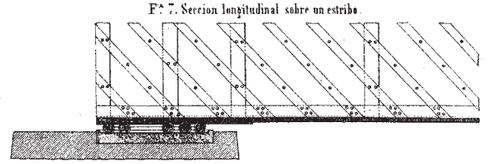


F.ª 5.
Proyeccion trasversal sobre una pila.

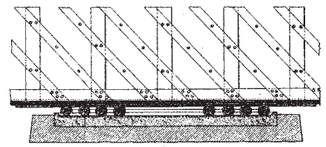
F.ª 6.
Seccion trasversal sobre una pila.



F.ª 7. Seccion longitudinal sobre un estribo.



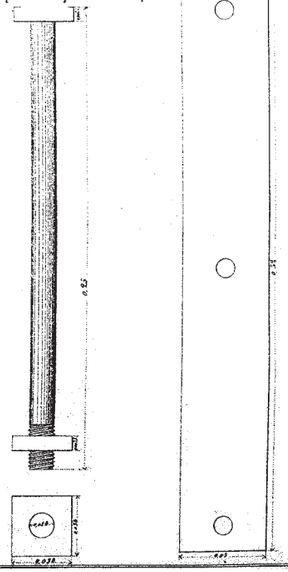
F.ª 8. Seccion longitudinal sobre una pila.



F.ª 16.
Grapa de enlace de las viguetas de pino



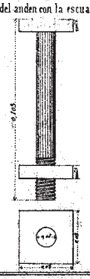
F.ª 15 Tornillo de union
de las viguetas de pino con las vigas laminares de puente.



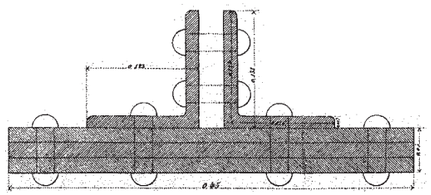
F.ª 13.
Proyeccion horizontal de la deslizadera.



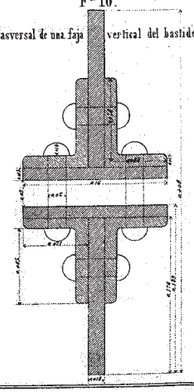
F.ª 14 Tornillo de union.
de los tablones del anden con la escuadra del bastidor



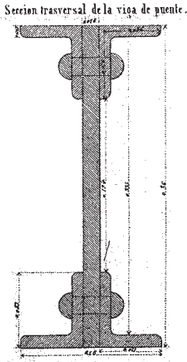
F.ª 9.
Seccion trasversal del brazo de la *T* del bastidor.



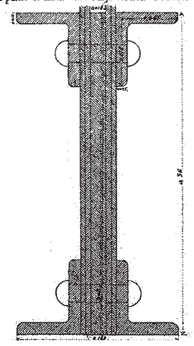
F.ª 10.
Seccion trasversal de una faja vertical del bastidor.



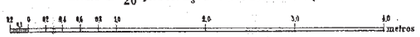
F.ª 11.
Seccion trasversal de la viga de puente.



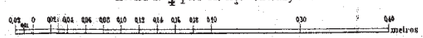
F.ª 12. Seccion trasversal de la viga de puente en el punto de union con la faja vertical del bastidor.



Escala de $\frac{1}{20}$ para las fig.ª 1.ª 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 13.



Escala de $\frac{1}{4}$ para las fig.ª 9, 10, 11 y 12.



Las fig.ª 14, 15 y 16 se representan en la mitad del tamaño natural.

A. MARTE LITHRA.

Imp. de J. Donon, Madrid.