

PUENTE SOBRE EL RÍO MARTÍN

EN EL KILÓMETRO 6,373 DE LA LÍNEA DE VAL DE ZAFÁN Á GARGALLO

En 15 de Abril de 1893 tuve que redactar el proyecto de esta obra, que fué aprobado por Real orden de 22 de Febrero de 1894. El puente fué rápidamente construido, ya que no se emplearon en su ejecución más de siete meses, debido esto á que el trozo de la línea de Val de Zafán á Gargallo, comprendido entre La Puebla de Híjar á Samper, en el que está situado dicho puente, debía formar parte de la llamada línea directa de Zaragoza á Barcelona.

A continuación damos á conocer la memoria de este proyecto, acompañándola de los planos más importantes y terminando este trabajo con un resumen del coste de ejecución de la obra.

MEMORIA DESCRIPTIVA

Antecedentes.—La extinguida Compañía de los ferrocarriles directos de Madrid y Zaragoza á Barcelona presentó á la aprobación de la Superioridad en 10 de Septiembre de 1883 un proyecto de puente para salvar el río Martín en la línea de Val de Zafán á Gargallo, formado por dos tramos metálicos de 30 metros de luz cada uno y siete arcos rebajados de 6 metros de luz. Este proyecto fué aprobado por Real orden de 17 de Diciembre de 1883 con varias prescripciones que lo modificaban bastante y que sobre todo dejaban en suspenso todo lo relativo á las fundaciones que, en la obra que nos ocupa, constituyen la parte más importante.

La citada Compañía de los ferrocarriles directos dió principio á primeros de Enero de 1884 á los trabajos de cimentación del puente, en los que invirtió, sin éxito alguno, toda la primavera y gran parte del verano del referido año.

La falta de resultado satisfactorio se debió no sólo á las pertinaces avenidas del río, que fueron cinco, de ellas dos extraordinarias en el espacio de seis meses, sino á la clase de terreno que se encontró, que no permitía la adopción de los medios que entonces se emplearon para fundar la obra. El estado de aquella Compañía dió lugar á que á fines del referido año de 1884 se abandonaran los trabajos emprendidos y nada se hiciera hasta el mes de Agosto de 1886. En esta fecha los ilustrados Ingenieros de la referida Compañía estudiaron de nuevo la cuestión, y en vista de las dificultades encontradas para fundar la obra, resolvieron cambiar radicalmente el proyecto.

En efecto, la adopción del aprobado implicaba fundar seis pilas y cuatro estribos, todos ellos situados dentro del cauce de avenidas del río, originándose forzosamente ó grandes agotamientos ó el empleo del aire comprimido; por esta razón decidieron suprimir toda la parte de arcos de fábrica de pequeña luz, que á uno y otro lado de la obra principal se proyectaban, aumentando la luz y número de tramos metálicos, á fin de abarcar con ellos precisamente la misma longitud que con la obra aprobada se abarcaba, y no aumentar el ya gran terraplén de avenidas ni llevar su pie demasiado cerca del río, donde quedara expuesto á la acción destructora de la corriente.

Bajo estas ideas proyectó entonces aquella Compañía un puente de tres tramos, dos de 38^m,955 y uno de 47^m,05, en vez de los dos de 30 y de los siete arcos de 6^m,00 arcos

del proyecto aprobado, resultando así una luz total entre paramentos de estribos de 124^m,96 en lugar de 124^m,51 que el proyecto aprobado tenía entre paramentos de estribos de los viaductos de fábrica en que terminaba.

Este proyecto no llegó á ser presentado á la Superioridad porque algún tiempo después de redactado desapareció dicha Compañía por haber pasado sus líneas á ser propiedad de la de los ferrocarriles de Tarragona á Barcelona y Francia.

Resulta, pues, que al tratar ahora esta Compañía de proseguir las obras de la línea de Val de Zafán á Gargallo, empezando por el puente sobre el río Martín, por ser esta la única obra que falta para terminar el trozo de la Puebla á Samper, se encuentra con los siguientes hechos:

1.º Que la explanación y obras inmediatas al puente sobre el río Martín están terminadas.

2.º Que existe un proyecto redactado por la Compañía de los ferrocarriles directos y aprobado por Real orden de 17 de Diciembre de 1883 para construir dicho puente.

3.º Que existe otro proyecto formado en Agosto de 1886 por la misma Compañía en vista de los inconvenientes prácticos que ofrecía la realización del aprobado.

4.º Que existe la experiencia de las dificultades de cimentación que ofrece el puente en vista de los trabajos verificados durante todo el año 1884 por la Compañía de los ferrocarriles directos, sin resultado alguno.

Proyecto que propone la Compañía de los ferrocarriles de Tarragona á Barcelona y Francia.—En vista de estos hechos y proyectos, después de verificar nuevos sondeos y pozos de prueba en distintos puntos del lecho del río y de un detenido reconocimiento de la localidad, el Ingeniero que suscribe cree poder formular las siguientes consideraciones:

1.º El proyecto aprobado no es realizable, económicamente hablando, porque daría lugar á tener que fundar por el aire comprimido seis pilas y cuatro estribos á profundidades de ocho á diez metros bajo zarpa; lo cual representaría un coste, solo para los cimientos, de más de 500.000 pesetas en números redondos.

2.º Se impone, por consiguiente, reducir todo lo posible el número de apoyos intermedios, y este solo puede lograrse sustituyendo por tramos metálicos los viaductos de fábrica del proyecto aprobado.

3.º En el segundo proyecto de la Compañía de los ferrocarriles directos, de los 124^m,90 que hemos dicho tenía de luz total, 36 metros (1) se hallan en curva de 550 metros de radio, quedando el punto de tangencia á 2^m,87 de la primera pila y acumulada, por consiguiente, en un solo tramo la parte curva de la obra, resultando de aquí en el punto medio de los 36 metros indicados una flecha de 0^m,297, la cual obligaba á dar una excesiva anchura al tramo para dejar huelgo suficiente entre el carril y la viga. Y aunque á fin de evitar este inconveniente el ilustrado autor de aquel proyecto modificaba ligeramente la curva, haciéndola terminar en un arco parabólico de tercer grado, cuya ecuación general era

$$y = m x^3$$

curva que tiene la ventaja no solo de alejar el punto de tangencia disminuyendo la flecha máxima, sino de que su ra-

(1) En el proyecto aprobado se hallaba en curva de 550 metros de radio todo el viaducto de fábrica adosado á la entrada del puente propiamente dicho.

dio de curvatura va aumentando progresivamente á medida que x disminuye, haciéndose infinito en el punto de tangencia en que $x = 0$, con lo que evita el salto brusco que en la unión por medio de arcos de círculo resulta y se suaviza el paso de la alineación recta á la curva, así como también de la sección transversal horizontal á la inclinada, que la segunda afecta por causa del peralte del carril exterior; sin embargo, siempre resultaba que la mitad del puente se hallaba en curva y la otra mitad en recta, circunstancia algo desfavorable tratándose de un tramo metálico, siendo indudablemente preferible desde el punto de vista de la seguridad de los trenes un puente todo él en recta.

4.ª Tanto en el proyecto aprobado como en el modificado por la Compañía de los ferrocarriles directos, el estribo de entrada del puente se hallaba colocado entre la acequia de Jatiel y el cauce del río, y como dicha acequia constituye un canal que tiene 4^m,50 de ancho en la solera y 1^m,50 de profundidad, el referido emplazamiento exigía un desvío de acequia de 80 metros de longitud, cual desvío debía hacerse todo él de fábrica para preservarlo de la acción de las avenidas del río. Si se tiene en cuenta, además, que en el referido emplazamiento el terreno firme se encuentra mucho más hondo que en el sitio designado en nuestro proyecto, esto es, antes de la acequia de Jatiel, y que con este cambio de emplazamiento se disminuye la longitud y altura del estribo, se comprende que se impone el traslado de este en la forma que proponemos.

Si el estribo de salida se aleja un poco del cauce respecto á la posición que tenía en el proyecto aprobado, se obtiene un banco mucho más sólido en que apoyarle situado á menos profundidad bajo zarpa y se evita además la construcción de muros de defensa del pie del terraplén de avenida. Es decir, que encontramos más lógico y natural aumentar la luz total de la obra para disminuir las dificultades de fundación y evitar el desvío de la acequia de Jatiel y la construcción de muros de defensa del pie de los terraplenes de avenida.

La luz total que proponemos en nuestro proyecto es de 152 metros; el peso de todo el tramo, calculado con arreglo á la nueva circular francesa, es de 325.000 kilogramos; el peso de los tramos del último proyecto de los directos, de 125^m,00 de luz total, calculado del mismo modo y teniendo en cuenta la mayor anchura por la parte en curva era de 287.000 kilogramos; existe, pues, una diferencia en favor del último de 38.000 kilogramos, que, al precio de 55 pesetas los 100 kilogramos, incluso transporte y montaje, valen 20.900 pesetas. Prescindiendo del menor coste de los cimientos y menor importancia de los estribos que resulta, naturalmente, del aumento de desagüe, se ve fácilmente que el coste de la variación de la acequia costaría:

	Pesetas.
Por explanación.	2.700
Por obra de fábrica.	14.900
TOTAL.	17.600

es decir, casi las 20.900 pesetas que importa el alargamiento del tramo.

5.ª En vista de estas consideraciones, proponemos la construcción de un puente de tres tramos, uno de 57^m,00 y dos de 47^m,50, todo él en recta y sin alterar para nada

las actuales servidumbres de riego. Es evidente que hallándose parte del proyecto aprobado en curva de 550 metros de radio, alejando del cauce el estribo de entrada más de lo que lo estaba en dicho proyecto y pretendiendo construir todo el puente en recta se impone una variación de trazado horizontal. Afortunadamente esta se logra con facilidad sustituyendo parte de la curva de 550 metros por otra de 400 metros y enlazando la nueva alineación del puente con la antigua mediante una curva de 1.000 metros, quedando de este modo situado el puente en una alineación recta de 365^m,53, existiendo 29 metros desde el punto de tangencia á la entrada del puente.

Creemos que nadie dudará que es preferible un elemento curvo de 400 metros de radio á otro de 550 metros con un punto de tangencia, situado dentro de un tramo metálico.

La adopción de esta solución nos obliga á modificar los terraplenes de avenidas y dos obras inmediatas, ya construidas; pero aceptamos gustosos el sacrificio que esto nos impone en atención al aumento de seguridad que esta variación implica en el paso de los trenes por el puente.

Emplazamiento del puente.—Es consecuencia forzosa de la variación de trazado, resultado de las consideraciones expuestas en el párrafo anterior. Unicamente hemos tenido especial cuidado en colocar el estribo de entrada á la distancia conveniente de la acequia de Jatiel para que no haya que tocarla para nada. La colocación del estribo de salida ha obedecido á la idea de disminuir las dificultades de fundación, conforme antes hemos expresado.

Desagüe.—Nada tenemos que decir respecto de este punto. Era esta ya una cuestión juzgada en el proyecto aprobado, y en el nuestro todavía aumentamos el desagüe lineal en 27 metros.

Distribución de claros y apoyos.—En el lugar del emplazamiento del puente, no presentando el cauce del río particularidad alguna notable que indicara la conveniencia de situar en algún punto determinado uno ó varios de los apoyos intermedios, sólo hemos tenido presente al hacer la distribución de tramos el llegar al mínimo posible de coste para el conjunto de la obra, y esto lo hemos encontrado para el caso, de dos pilas y tres tramos.

No estando obligados á colocar los apoyos intermedios en ninguna posición determinada, hemos proyectado el puente perfectamente simétrico, dando al tramo central una luz superior á los dos tramos laterales, disposición que, como es sabido, permite alcanzar el volumen mínimo de material, cuando está bien escogida la relación d entre la longitud de los tramos intermedios y la de los extremos.

Además, para que en la construcción resulte utilizable la reducción de volumen obtenido por este medio, es necesario que el valor de d sea tal, que con las cargas dadas se obtengan sensiblemente iguales los momentos máximos de flexión que se desarrollan en el centro de los tramos. En general, los valores de d que satisfacen á estas condiciones están comprendidos entre $\delta = 1,2$ y $\delta = 1,25$, aproximándose en el caso presente á 1,2, valor que hemos adoptado, resultando para el tramo central una luz de 57

metros y para los laterales $\frac{57}{1,2} = 47,50$ metros.

Cimientos.—Para poder fijar con acierto el sistema de cimentación del puente, era naturalmente preciso empezar por efectuar un reconocimiento del terreno acompañado de los sondeos ó apertura de pozos de prueba necesari-

rios para darnos exacta cuenta de la naturaleza del subsuelo.

El cauce del río Martín está formado por grava y arena que se presenta casi siempre al descubierto y continúa hasta gran profundidad, alternando con algunas pequeñas vetas resistentes de 15 á 30 centímetros de espesor, formadas ya por arcillas, ya por la acción de las sales de que el agua del Martín va cargada al depositarse sobre su lecho durante períodos largos en que el curso del río debió ser tranquilo y regular, formando así un verdadero conglomerado.

Prueba lo dicho el haber podido introducir en varios puntos del cauce una barrena ordinaria de 7 metros de longitud hasta 9 metros bajo zarpa, sin más resistencia sensible que la opuesta por el rozamiento y por la presencia de tres de las capas ya citadas, encontrándose á dicha profundidad un aumento de resistencia, á pesar del cual pudo, sin embargo, hincarse otros 90 centímetros la barrena, lo cual prueba que tampoco pudo ser de gran dureza la capa que la produjo, y si solo algún banco arcilloso ó de arenisca blanda, formación muy abundante en la localidad.

En el emplazamiento del estribo de entrada se ha abierto un pozo de 1,50 metros de profundidad, ofreciéndose á la vista un terreno de aluvión suelto, semejante al del lecho del río y principiando en él á afluir el agua en gran cantidad. En el fondo de este pozo se ha podido hincar la barrena 4^m,60 observándose el siguiente resultado: 4^m,30 terreno flojo, y á esta profundidad, juzgando por la dureza y el sonido que al golpear la barrena se producía, parece ser el terreno de roca arenisca. Esta operación, repetida en cuatro puntos opuestos del fondo del pozo y dando iguales resultados, parece indicar la existencia de la roca á dicha profundidad.

En el emplazamiento del estribo de salida se ha abierto también un pozo, el que, al alcanzar una profundidad de 1^m,80, dió ya agua en abundancia, presentando también terreno de aluvión, pero más compacto y semejante al conglomerado. Trasladada la barrena al fondo de este pozo, difícilmente pudo hincarse más de 2^m,60, pues á esta profundidad y en los diversos puntos del mismo en que se practicó la hincada, aun empleando un gran mazo, se obtuvo una durísima resistencia á la perforación.

Fácil es comprender por lo dicho que, reunida la gran abundancia de aguas superficiales y subterráneas, la naturaleza, eminentemente filtradora del suelo, y las frecuentes avenidas que experimenta este río, no cabe pensar en cimentar los apoyos del puente por los procedimientos ordinarios y corrientes y que con tal mal éxito fueron ensayados hace nueve años por la antigua Compañía de los ferrocarriles directos, siendo forzoso recurrir á los modernos procedimientos de cajones de hierro con agotamientos ó á la aplicación del sistema del aire comprimido.

Fundaciones de los estribos.—Encontrándose el terreno firme en el emplazamiento de los estribos á una profundidad que no excede de 4 metros bajo el plano adoptado para la zarpa general de la obra, no creemos necesario recurrir al costoso procedimiento del aire comprimido, que, debiendo aplicarse á siete cajones (3 para el estribo de entrada y 4 para el de salida), originaría por lo menos un coste de 225.000 pesetas. A pesar de la gran abundancia de aguas, que probablemente encontraremos, como lo demuestran las experiencias hechas, abrigamos la casi seguridad de que podremos fundar por medio de agotamientos,

sin que el coste total de las fundaciones de los estribos, aplicando este procedimiento, exceda de 125.000 pesetas; fundándonos al hacer esta afirmación en la experiencia adquirida al fundar otras varias obras que se encontraban en condiciones análogas á la de que nos ocupamos en esta memoria.

Decididos á fundar directamente sobre la roca con el auxilio de los agotamientos, y dada la gran superficie que presenta la planta de los estribos con sus correspondientes muros de acompañamiento, se comprende desde luego que no cabe pensar en la adopción de un cajón único para cada estribo, siendo lo más racional y económico adoptar el sistema de varios cajones que constituyen pilares aislados, sobre los que se voltean los arcos necesarios para que sirvan de apoyo general á la obra.

No tenemos para qué describir aquí este sistema de fundación, máxime cuando en los planos que se acompañan se encuentran representados todos los detalles necesarios para su perfecta comprensión, limitándonos, por consiguiente, á decir que al final de esta Memoria, al ocuparnos de la descripción de la parte metálica de la obra, damos también la de estos cajones.

Fundaciones de las pilas.—Para fundar las pilas no es prudente adoptar el sistema de agotamientos aceptado para los estribos por las razones siguientes:

- 1.^a Por la mayor abundancia de aguas subterráneas.
- 2.^a Por la existencia constante en el cauce de aguas superficiales.
- 3.^a Por las avenidas ordinarias ó extraordinarias que pueden ocurrir durante la construcción.
- Y 4.^a Por la mayor profundidad bajo zarpa á que se encuentra el terreno firme que, según ya digimos, es de unos 10 metros, en vez de 4, en los estribos.

En virtud de estas razones hemos adoptado el sistema de fundación por el aire comprimido, único racional en casos como el presente en que hay tanta abundancia de agua y el terreno firme se encuentra á gran profundidad bajo zarpa.

No nos detendremos en exponer aquí el procedimiento ni la manera de llevarse el trabajo, ni las reglas que deben seguirse, ni las precauciones que han de tomarse, etcétera, etc., por no ser propio de la índole de esta Memoria, limitándonos al final de la misma á describir los cajones de hierro que se emplearán, los que también se hallan representados con todo detalle en los adjuntos planos.

Descripción general de la parte de fábrica de la obra.—Las dos pilas del puente serán completamente de fábrica, de la forma y dimensiones que indican los planos adjuntos; tajamares semicirculares, colocados tanto aguas arriba como aguas abajo y con los sombreretes á la misma altura que la coronación de las pilas, cuya disposición si bien es más costosa es en cambio más elegante y da mayor solidez al conjunto de la obra.

Para los estribos y muros de acompañamiento correspondientes hemos adoptado la disposición general de un cajón de fábrica convenientemente arriostrado. Para ello se voltearán arcos de medio punto y de 4,91 de luz sobre los pilares de las fundaciones, y sobre éstos descansarán los muros laterales de cerramiento del estribo.

Sobre los pilares de las fundaciones se levantarán los estribos propiamente dichos y los muros transversales destinados á servir de apoyo á los arcos rebajados que

sostendrán la vía. En dichos muros se dejan las aberturas necesarias para permitir el paso de uno á otro de los compartimientos en que cada estribo queda dividido. Los adjuntos planos representan con todo detalle los estribos, y no es necesario que digamos nada más para su completa comprensión.

En los dibujos van indicados los pozos y escaleras de registro necesarios para que en todo tiempo pueda inspeccionarse el interior de la obra: las pequeñas aberturas destinadas á ventilar é iluminar el interior de los estribos y las disposiciones adoptadas para dar fácil salida, tanto á las aguas que caerán sobre la vía, como á las que por cualquier motivo penetrasen en su interior.

Materiales.—Los zócalos, aristones, tajamares y coronaciones de todas las pilas, estribos y muros de acompañamiento serán de sillaría: todos los paramentos de sillarejo con un tizón medio de 0^m,40; los arcos en que se apoya el cuerpo de los estribos y los que sostienen la vía serán también de sillarejo; los arcos de las pequeñas aberturas que permiten la comunicación entre los distintos compartimientos de los estribos, serán de ladrillo ó sillarejo; el resto de toda la parte de fábrica será de mampostería hidráulica. El revestimiento de los cajones de hierro que se emplearán en los cimientos se hará con sillarejo y el relleno de las cámaras de trabajo y tubos de bajada en los de las pilas con hormigón hidráulico.

Espesor de las pilas.—Veámos ante todo la presión que ejercen los tramos sobre las pilas.

Según diremos al tratar de la parte metálica del puente, el metro lineal de tramo pesa 2.200 kilogramos y el de madera y carriles 400 kilogramos, resultando, por consiguiente, que el total de la carga permanente por metro lineal del mismo es de 2.600 kilogramos, á la que debe añadirse la de prueba que la calcularemos en 4.865 kilogramos también por metro lineal de puente en el supuesto más desfavorable que pueda presentarse. Ahora bien; estando formada la obra por dos tramos extremos de 47^m50 y uno central de 57 metros de longitud, resulta que las dos pilas sufren igual presión, y esta es:

$$\text{Carga permanente } \frac{47,50 + 57}{2} \times 2600 = 139850 \text{ kilos}$$

$$\text{Carga de prueba } \frac{47,50 + 57}{2} \times 4865 = 254196 \text{ "}$$

$$\text{Suma. } 394046 \text{ kilos}$$

y como las dimensiones de las placas de apoyo sobre los sillares son de 0^m,700 × 1^m,100 = 7700 c.^m², resulta ser la presión sobre dichos sillares de:

$$\frac{\frac{394046}{2}}{7700} = 25,58 \text{ kilogramos por c.}^2$$

y como la superficie de estos es de

$$1,20 \times 1,00 = 12000 \text{ c.}^m^2$$

la presión que sufre la mampostería de la coronación de las pilas es de

$$\frac{197023}{12000} = 16,41 \text{ kilogramos.}$$

Para determinar lo que se ejerce sobre el plano de zarpa de una pila, observaremos que el peso de una pila es aproximadamente de 817162 kilogramos y la superficie del plano de zarpa 48,86 m.², ó sea 488600 c.^m²

La presión por centímetro cuadrado en el plano de zarpa será, pues, de

$$\frac{394046 + 817162}{488600} = 2,48 \text{ kilogramos por c.}^m^2$$

y la presión en el plano de cimientos, suponiendo que estos alcancen la profundidad de 10 metros bajo zarpa será

$$2,48 + \frac{2500}{10000} \times 10 = 4,98$$

límite bastante inferior al que aquellos pueden sobre llevar.

Con lo expuesto queda demostrado que al dar á las pilas un espesor de 2^m,60 en la coronación, resultan límites muy razonables para las presiones en los distintos puntos de la altura de las mismas y en los cimientos.

Esfuerzo de vuelco de las pilas.—Pasemos ahora á determinar el esfuerzo de vuelco de las pilas.

Al dilatarse los tramos ejercen un esfuerzo horizontal sobre aquellos, tendiendo, por consiguiente, á volcarlas al rededor de sus aristas inferiores.

La carga total sobrellevada por una pila es, según hemos dicho, de 394046 kilogramos, de manera que, tomando 0,14 como coeficiente de rozamiento, resultará para valor del esfuerzo horizontal.

$$394046 \times 0,14 = 55166 \text{ kgs.}$$

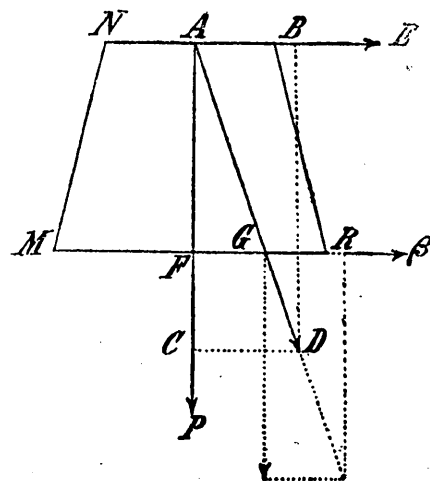
que, multiplicado por el coseno de 26° = 0,899, que es el ángulo que la dirección de esta fuerza forma con la perpendicular á los paramentos de las pilas, da para valor del mencionado esfuerzo en el sentido de esta perpendicular.

$$55166 \times 0,899 = 46594 \text{ kgs.}$$

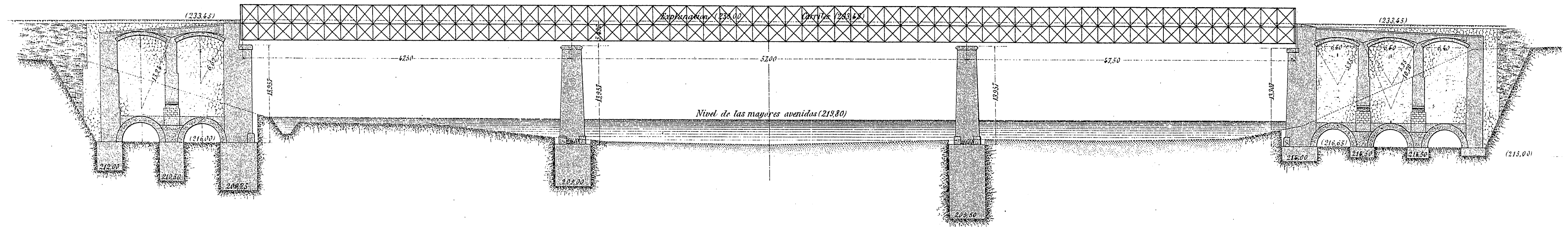
Siendo la altura de la pila de 13,95 metros el momento de dicho esfuerzo será

$$46594 \times 13,95 = 649986 \text{ kgs.}$$

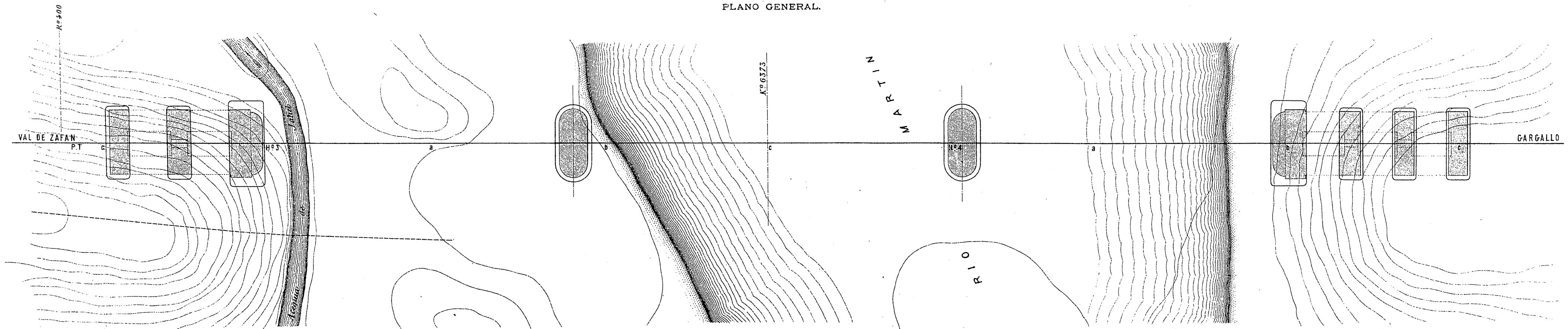
Ahora bien; hemos dicho que el peso total que carga sobre los cimientos de la pila es 1211208 kilogramos; así pues, si representamos por E la fuerza que tiende á hacerla volcar, por P la suma de los pesos de la pila, de la parte de tramo que gravita sobre ella y de la sobrecarga, por h su



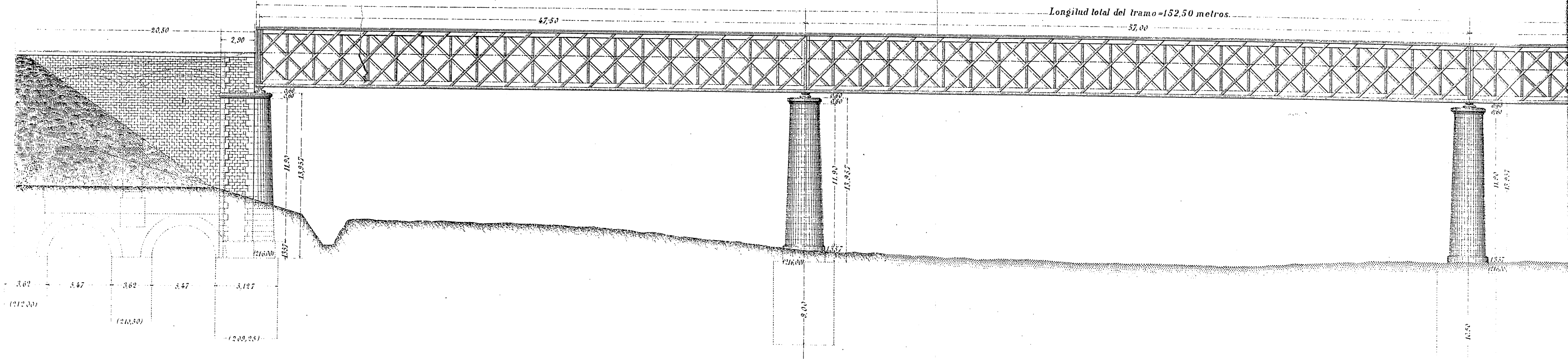
PERFIL LONGITUDINAL.



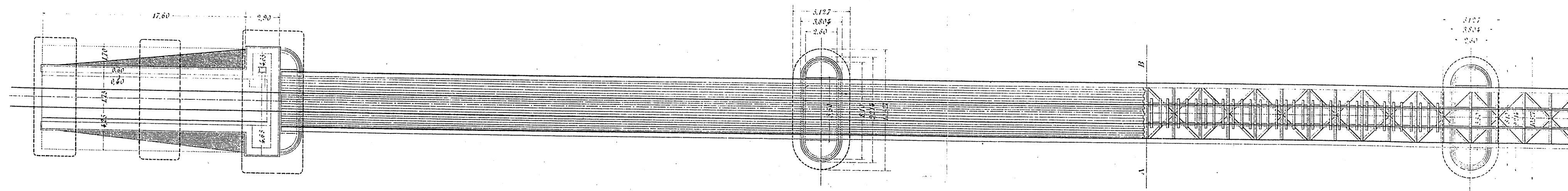
PLANO GENERAL.



Escala de 1:400

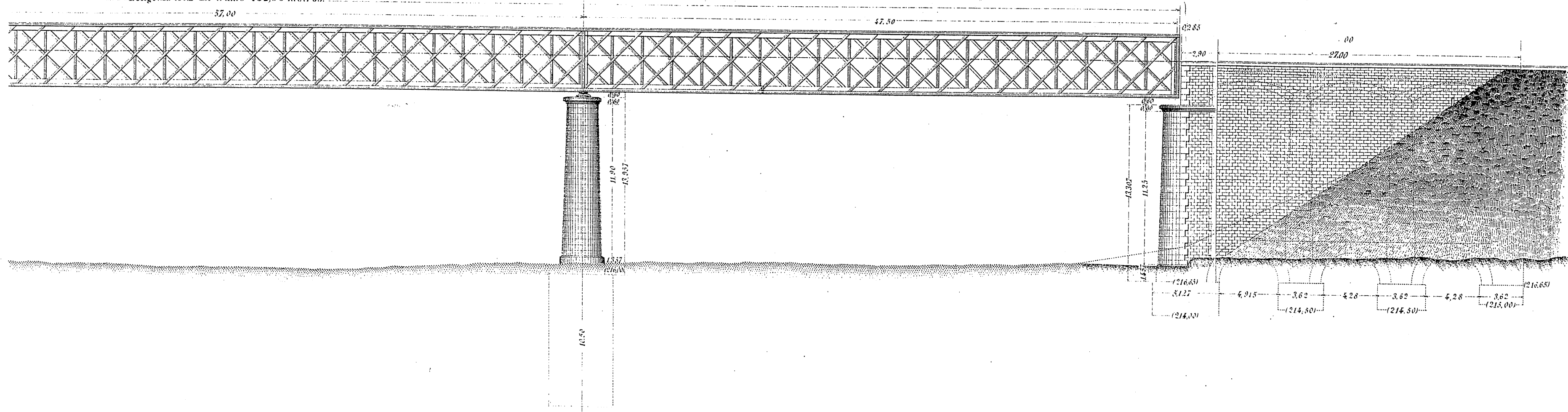


PROYECCIÓN HORIZONTAL.



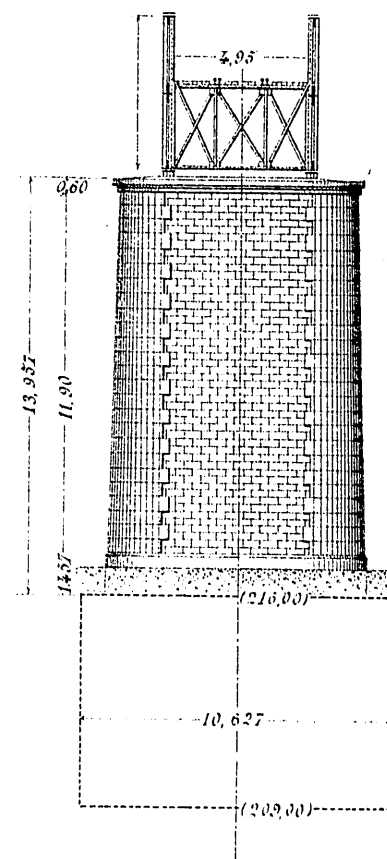
ALZADO.

Longitud total del tramo = 152,50 metros.

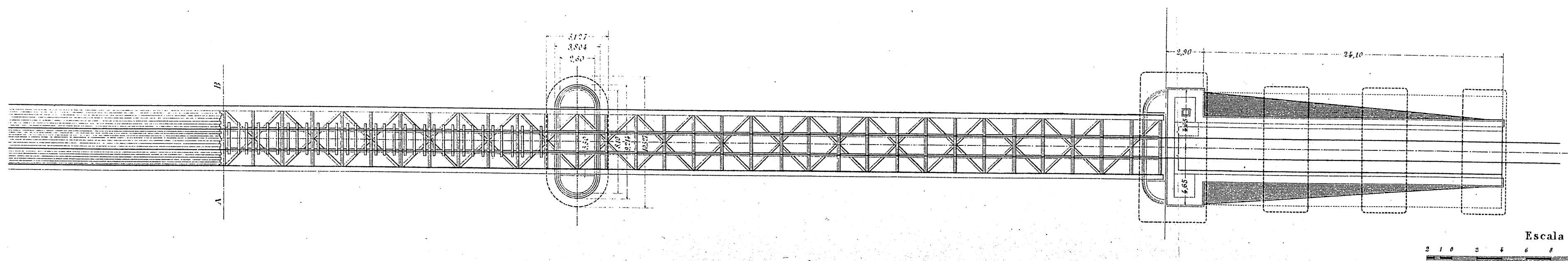


Serie 7ª -Tomo II.nº

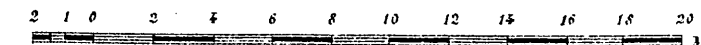
Sección por A.B.



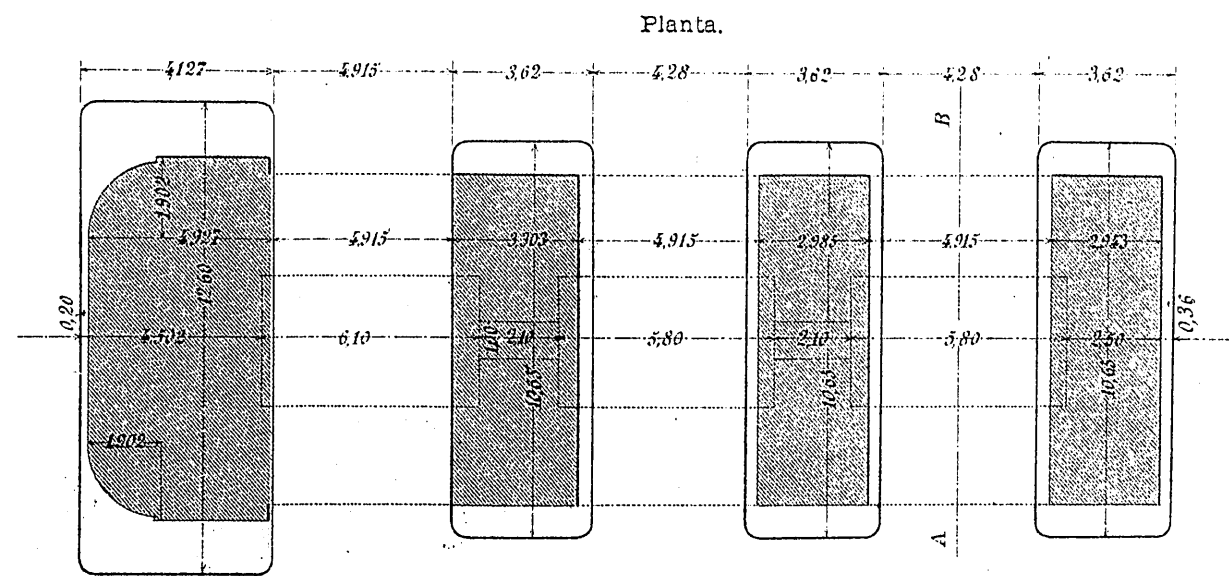
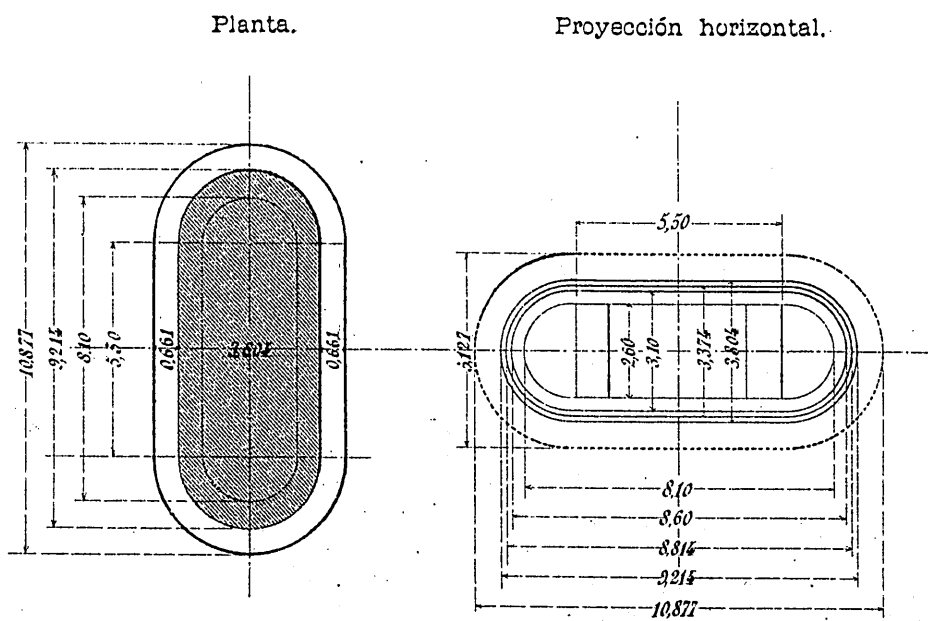
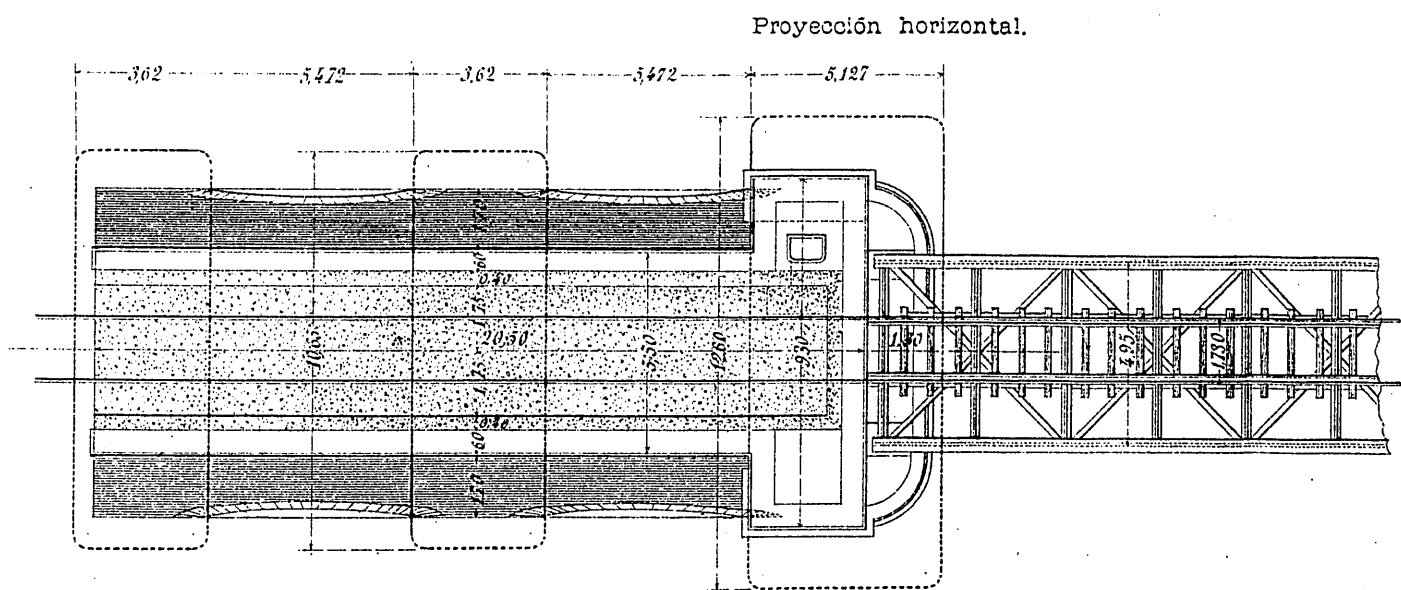
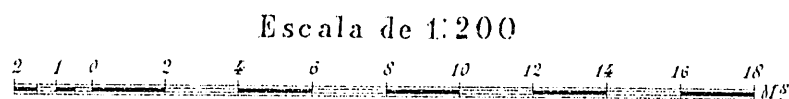
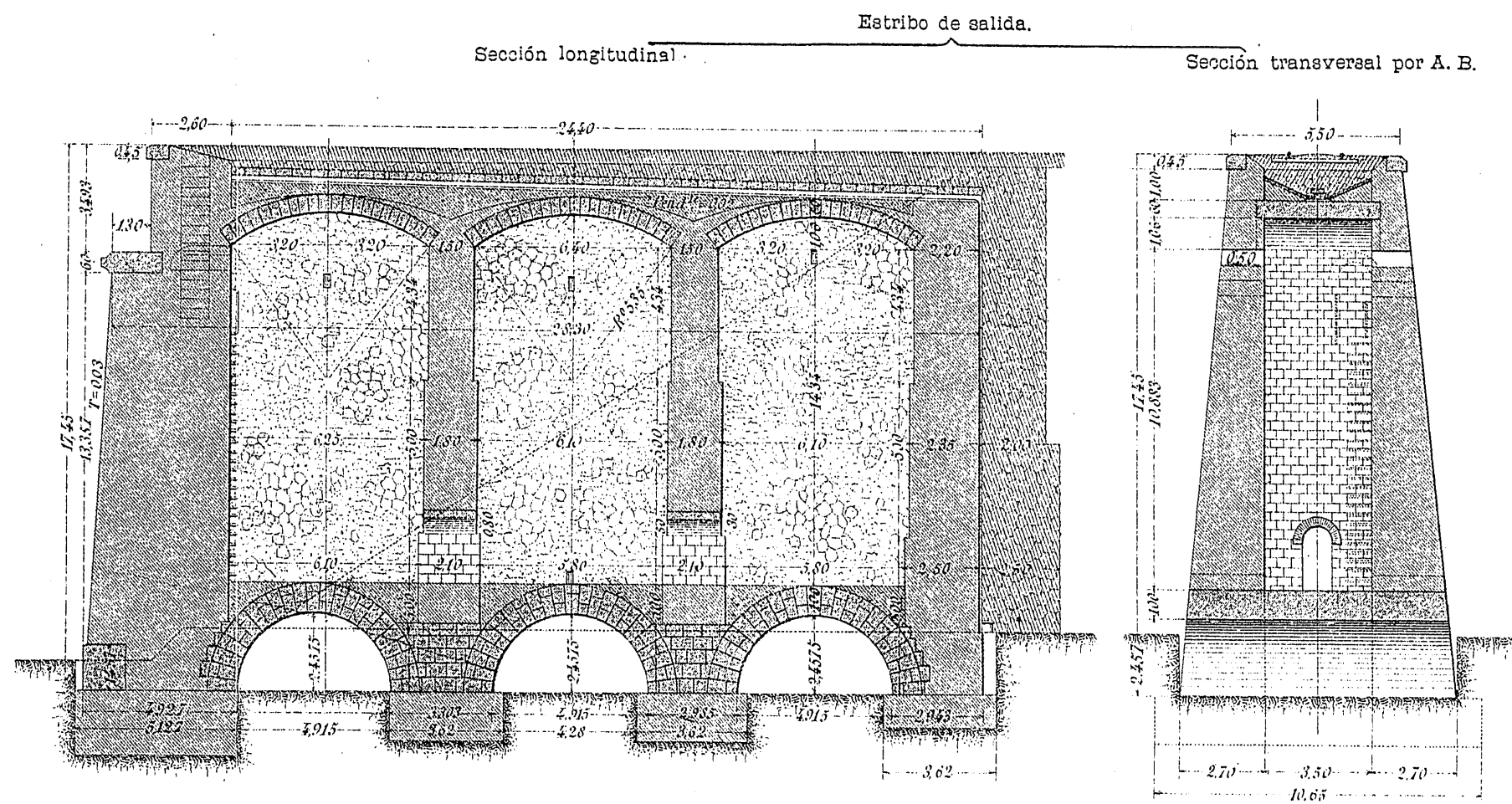
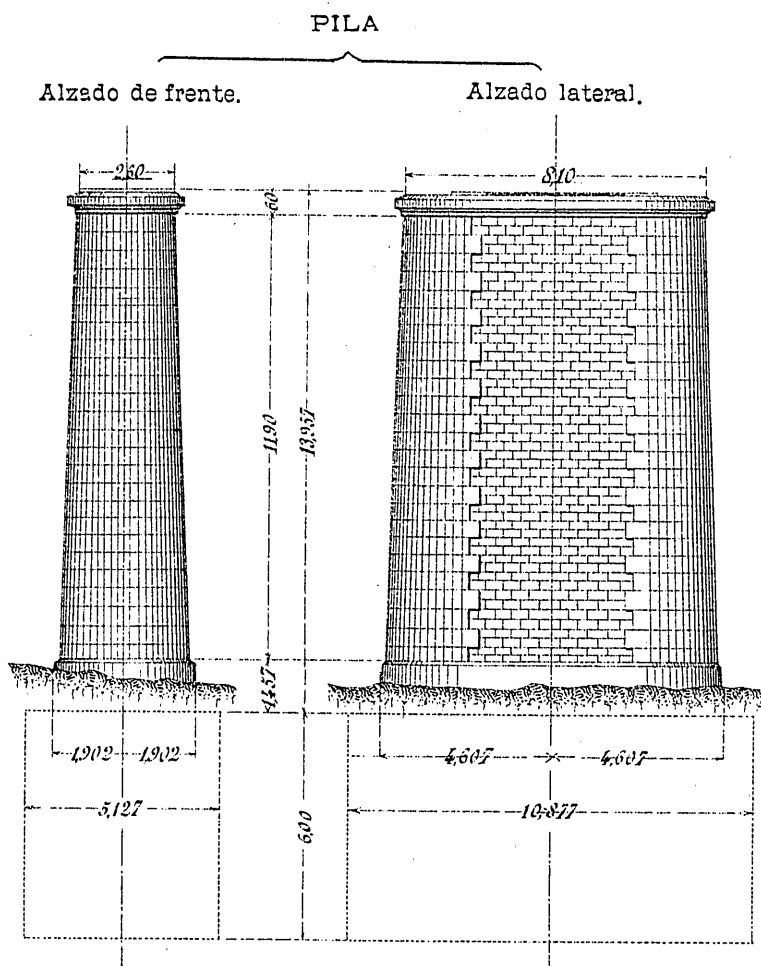
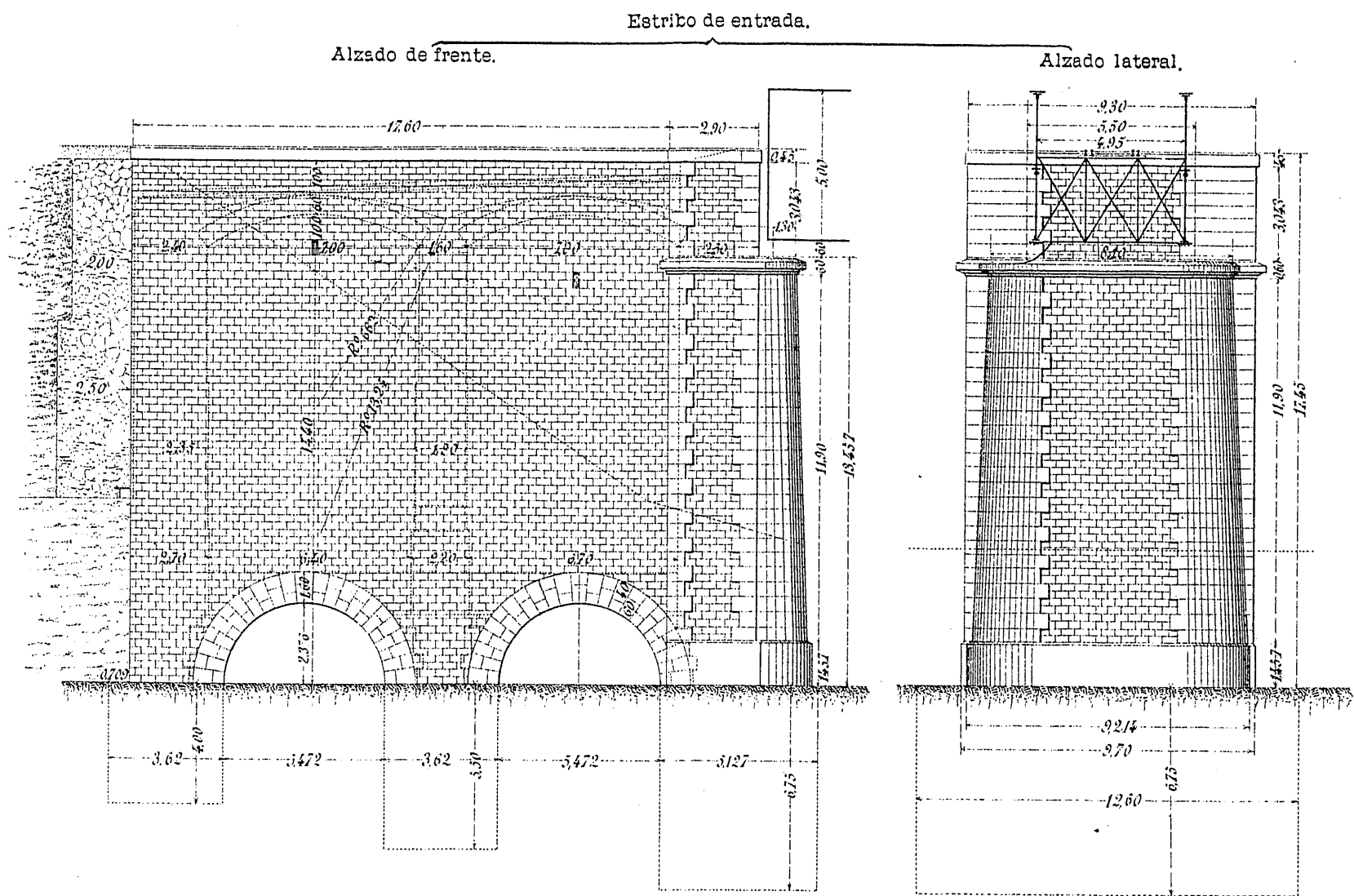
PROYECCIÓN HORIZONTAL.



Escala de 1:250



DETALLES DE LOS ESTRIBOS Y PILAS.



altura y por x la distancia desde el centro F de la base de la pila al punto en que la resultante de las fuerzas E y P corta á dicha base, tendremos, con solo examinar la figura adjunta, que suponemos representa un corte de la pila determinada por un plano perpendicular á su base y paralelo á la dirección del trazado, y en la que A B representa la fuerza E, A C la fuerza P, A F la altura h y F G la distancia x , que se verifica la igualdad.

$$\frac{C D}{F G} = \frac{A C}{A F} \text{ ó bien } \frac{E}{x} = \frac{P}{h}$$

de donde

$$x = \frac{E h}{P}$$

y substituyendo en lugar de E, h y P sus valores respectivos.

46594; 13,95 : 1211208 resulta

$$x = \frac{46594 \times 13,95}{1211208} = 0,53$$

Como el semiancho de la base de la pila es, según puede verse en el dibujo de los detalles de estribos y pilas, de 1,902 metros, se deduce que la resultante de las fuerzas á que está sometida la pila pasa por un punto situado en el interior de la base de esta y cerca del centro y por consiguiente la pila no puede ser volcada.

Veamos ahora el valor de la relación entre el momento de la fuerza que tiende á volver la pila alrededor de la arista proyectada en R y el de las fuerzas que se oponen á dicho vuelco alrededor de la misma arista.

El valor del primer momento ya hemos dicho que era de 649.986, y el del segundo será el peso de todas las fuerzas que actúan sobre la base de la pila por el brazo de la palanca correspondiente, que es el semiancho de la misma, igual á 1,902 metros.

Este segundo momento tiene, pues, por valor

$$1211208 \times 1,902 = 2301296$$

y la relación entre ambos momentos será, pues,

$$\frac{2301296}{649986} = 3,50$$

valor bastante superior al de 2,00 general admitido por los constructores menos atrevidos.

Demostrado que las pilas resisten sobradamente á la presión y al esfuerzo de vuelco de los tramos queda *ipso facto* demostrado que reúnen todas las condiciones aceptables de resistencia para los esfuerzos á que están destinadas.

Resistencia de las diferentes partes de los estribos.—Dada la forma que afectan los estribos de este proyecto, se comprende á su simple vista que los elementos que interesa calcular son los siguientes:

- 1.º Espesor en la clave de los arcos inferiores.
- 2.º id. id. id. superiores.
- 3.º id. en la coronación de los muros que cierran los estribos por sus extremos.

- 4.º id en la coronación de las pilas intermedias.

Siendo el estribo mayor el de salida, á éste nos referimos en los cálculos siguientes:

- 1.º Arcos inferiores.—Aplicaremos la fórmula de Dejardín

$$e = 0,30 + 0,10R + \frac{S}{50}$$

y siendo

$$R = 2,45 \text{ y } S = 12m$$

resulta

$$e = 0,78$$

mientras que en el proyecto $e = 1$ metro. No hay inconveniente alguno en considerar el mismo coeficiente $\frac{1}{50}$ para

la sobrecarga, porque si bien esta es de mampostería en lugar de tierra, en cambio la cohesión de aquella hace que la presión se transmita á las pilas y estribos intermedios, repartiéndose por igual en todo el cuerpo de la obra. Pero aun suponiendo que se modificara el coeficiente y se pusiera en relación con el peso relativo de la tierra y mampostería

$$\frac{1600}{0,02} = \frac{2400}{x} : x = 0,03$$

entonces la fórmula de Dejardín daría:

$$x = 0,30 + 0,10R + 0,03S = 0,90m$$

inferior aún al valor por nosotros asignado de 1^m,00.

2.º Arcos superiores.—Se hallan rebajados á $\frac{1}{6}$; por consiguiente aplicaremos la fórmula de Dejardín

$$e = 0,30 + 0,05R + 0,02S$$

siendo $R = 5,36$ y la altura $S = 1,45$

$$e = 0,69m; \text{ en el proyecto } e = 0,60m$$

en atención á que las bóvedas se construirán de sillarejo, cuyo material admite menores espesores que el ladrillo.

3.º Muros que cierran los estribos por los extremos.—Para calcular estos muros, que hacen el efecto de estribos de los arcos superiores, aplicaremos la conocida fórmula de Leveille

$$E = (0,33 + 0,212d) \sqrt{\frac{h}{H} \times \frac{d}{f + c}}$$

lo que da

$$E = 2,90m.$$

Por lo que respecta al muro del lado del tramo ya se ve que tiene un exceso de espesor, pues éste es de

$$2,60 + 1,30 = 3,90 \text{ metros,}$$

debido á que para la entrega de aquel se necesita 1,30. Veamos, pues, si es suficiente el espesor de 2,20 metros, que aparece para el lado de las tierras.

En rigor el espesor del muro que resiste al empuje del arco no es solo de 2,20 metros, sino de 4,20 metros, porque adosado al muro ordinario se ha proyectado un muro en seco de 2,00 metros de espesor en la coronación, á fin de que las tierras del terraplén inmediato no se hallen en contacto con el paramento del estribo. Pero prescindamos de este aumento de resistencia y veamos si es suficiente el espesor de 2,20 metros, teniendo en cuenta los contrafuerzas que constituyen los muros que cierran lateralmente los estribos.

Estos forman un caso análogo al que se describe en la página 61 de la obra de Dubosque, *Murs de soutènement*.

Allí se determina, dadas las condiciones del muro, que son sensiblemente iguales á las de nuestro proyecto, cual debe ser la saliente del contrafuerte respecto al paramento general del muro y se llega á la fórmula

$$x = \frac{h}{c} (-1 + \sqrt{0,64c^2 - 3})$$

siendo h la altura del muro y $\frac{h}{c}$ el espesor. Aplicando esta fórmula á nuestro caso resulta

$$x = 2,20 (-1 + \sqrt{0,64 \times 4,90^2 - 3}) = 5,50 \text{ metros}$$

y en el proyecto la saliente del contrafuerte es igual á la longitud del muro lateral ó sea 21,50 metros.

4.º Pilas intermedias.—El espesor en la coronación con arreglo á la fórmula

$$E = 2,50e$$

debe ser

$$E = 2,50 \times 0,60 = 1,50$$

que es exactamente el valor adoptado en nuestro proyecto.

DESCRIPCIÓN DE LA PARTE METÁLICA

La longitud total de las vigas principales, medida entre los ejes de los apoyos extremos, es de 152^m,000 y medida entre los extremos del puente de 152^m,500. Los tres tramos en que se divide la longitud de 152^m,000 contienen 64 cuadrados iguales de 2^m,375, correspondiendo 20 de ellos á cada tramo lateral y 24 al central. A cada uno de los cuadrados corresponde una vigueta transversal, que además de soportar la vía, sirve para unir las vigas principales.

Las cabezas de estas vigas están formadas por una sección, constante en todo lo largo del puente, compuesta de un alma de 0^m,500 $\times$ 0^m,016, dos escuadras de $\frac{90 \times 90}{14}$ mi-

límetros y una plancha horizontal de 0^m,450 $\times$ 0^m,016. Esta sección está reforzada en la parte media de los tramos y en la longitud que los esfuerzos exigen por una plancha horizontal de 0^m,450 $\times$ 0^m,18 en los extremos, 0^m,450 $\times$ 0^m,012 en el tramo central y encima de las pilas por tres planchas, dos de 0^m,450 $\times$ 0^m,016 y la última de 0^m,450 $\times$ 0^m,017.

Las cabezas de las vigas están unidas por una doble celosía, formada por barras de forma T doble, cuya sección está subordinada á los esfuerzos que deben resistir y están roblonadas á las almas verticales de estas cabezas.

Completa la unión de las cabezas una serie de montantes verticales espaciados á 2^m,375, compuestos de dos escuadras de $\frac{90 \times 65}{9}$ y una plancha de 0^m,200 ancho en la

parte superior y 0^m,270 en la inferior y en ambos de 0^m,008 de espesor. En los apoyos estos montantes están sustituidos por otros cuya sección se adapta á la reacción vertical que en aquellos puntos se desarrolla.

En los montantes se apoyan las viguetas transversales, que afectan la forma de una viga de celosía sencilla, dividida en tres cuadros por medio de dos montantes verticales situados debajo los ejes de los carriles y que sirven de punto de apoyo á los largueros que soportan las traviesas. Las cabezas de las viguetas están constituidas por dos es-

cuadras de $\frac{80 \times 80}{8}$ y por dos de $\frac{90 \times 65}{9}$ las inferiores;

los montantes verticales por dos escuadras de $\frac{80 \times 80}{8}$ las

diagonales laterales por escuadras de $\frac{80 \times 80}{14}$ y las cen-

trales por escuadras también pero de $\frac{60 \times 60}{8}$ milímetros.

Los largueros están constituidos por una vigueta armada de alma llena de 0^m,400 de altura y 0^m,008 de espesor, siendo los ángulos que forman las cabezas de

$$\frac{100 \times 70}{10}$$

Las vigas principales están sujetas inferiormente por medio de un arriostrado formado por cruces de San Andrés situadas en un plano horizontal, constituidas por escuadras unidas al centro de la cabeza inferior de las viguetas transversales y á las planchas horizontales de la cabeza inferior de los bastidores.

El apoyo de las vigas principales sobre las pilas y estribos se verifica por intermedio de placas organizadas de manera que permitan la libre dilatación del puente y la ligera inclinación de los apoyos exigida por la deformación de las vigas. Estas placas de apoyo descansan sobre la sillería por el intermedio de una plancha de plomo de 0^m,010 espesor, destinada á destruir el efecto de la irregularidad de las superficies en contacto.

(Se continuará.)

E. MARISTANY.

INSTRUCCIÓN

PARA EL

TRANSPORTE, ALMACENAJE Y EMPLEO DE LOS EXPLOSIVOS

DESTINADOS

Á LAS VOLADURAS DEL GRUPO DE ESCOLLOS DENOMINADO

LOS «CABEZOS»

EN EL ESTRECHO DE GIBRALTAR

Habiendo dispuesto la Dirección general de Obras públicas, que por la Jefatura de la provincia de Cádiz se realicen los estudios y ensayos necesarios para evitar el peligro que ofrece á la navegación del Estrecho el grupo de escollos denominado los «Cabezos», y siendo indispensable para la ejecución de este proyecto el empleo de materias explosivas en gran cantidad, ha creído conveniente el Ingeniero D. Enrique Martínez encargado de este servicio redactar la siguiente instrucción, á fin de que el personal afecto á estos trabajos sepa de un modo terminante y claro, cómo debe proceder en todos los casos para el transporte, almacenaje y empleo de los explosivos, advirtiéndole que las catástrofes producidas por la dinamita y gelatinas, á cuyas materias se refiere esta instrucción, han tenido lugar en la mayoría de los casos por imprudencia y falta de previsión de los operarios, los cuales deberán cumplir siempre las órdenes que reciban del Ingeniero ó Ayudantes encargados de los trabajos, pues solo así