

establecidos, para recurrir á otros más remuneradores, que es, después de todo, lo que están hoy haciendo en Egipto esos notables Ingenieros ingleses, cuya actividad, cuya perseverancia y cuyo patriotismo merecen á usted elogios tan fundados y fervorosos; los cuales no he de tratar yo ciertamente de escatimarles, como verá usted luego, aunque esto me obligue á solicitar, de la paciencia de usted, mayor sacrificio del que en un principio me suponía.

Pues bien, señor: usted, en contra del criterio que yo mantengo, y al resumir la situación actual de España en materia de riegos, sostiene que, cuando el gasto de las corrientes de agua es variable y escaso, el hombre debe desistir de vencer esta dificultad y contentarse con la reglamentación metódica de aquello que buenamente le brinden las condiciones geográficas de la comarca en que su actividad se desarrolla, sin fijarse, sin duda, en que extremando un poco el argumento, y suponiéndolo dotado de universal aceptación, á estas fechas estarían pereciendo de sed poblaciones enteras muy importantes, pues, como usted no ignora, los grandes pantanos son un recurso valiosísimo é indispensable para surtir de agua á muchos centros humanos que la necesitan con tanta abundancia y aun de mejor calidad que esos otros centros de riego objeto de nuestro estudio.

Yomeguardaré muy bien de contradecir á usted cuando afirma que en todo problema de riegos no existe sólo un problema puramente técnico, sino también otro muy importante económico-administrativo, relacionado con la reglamentación y distribución del agua; yo no tengo reparo en concederle, que sus compatriotas en la Argelia y nosotros los españoles aquí en nuestro país, hemos abordado siempre con verdadero entusiasmo el estudio del primer de dichos problemas, y descuidado en algunos casos ó retrasado quizás el estudio del segundo; yo participo en absoluto, y en una palabra, de sus opiniones de usted, cuando sostiene que una gran presa de embalse ó un gran canal de riego no adquirirán su máximo valor y eficacia hasta tanto que se organice de manera conveniente cuanto atañe á la reglamentación y distribución de las aguas; pero aun siendo tan importante este último requisito, no dejará usted de convenir conmigo, que es complementario y accesorio en cierto modo, pues lo esencial para el riego es tener agua, y allí donde las condiciones naturales no la proporcionan, forzoso es recurrir á medios indirectos para procurársela. Muy oportunas y plausibles me han parecido siempre esas medidas de policía municipal, encaminadas á garantir el peso y buena calidad del pan; pero convendrá usted conmigo, erudito señor, en que para dictarlas y aplicarlas lo primero que se necesita es contar con tan indispensable alimento, y, antes que esto, con la harina necesaria para elaborarlo; lo cual quiere decir, que aun concediendo toda la importancia que realmente tiene á la reglamentación y distribución del agua en materia de riegos, es más importante todavía disponer del agua necesaria para regar, y no entiendo por qué motivo ha de estar el hombre imposibilitado de obtenerla y almacenarla en esos grandes recipientes, ni por qué, de hacerlo así, violente más de lo justo y de lo que prudentemente debe serle permitido las condiciones naturales de una cierta región, empeorando, como usted asegura, la situación primitiva en vez de mejorarla.

Decir, como usted dice, que aunque parezca que en un gran número de casos dominamos á la Naturaleza, ella guarda siempre sus derechos de preeminencia y sobre todos los puntos de la tierra impone á nuestra actividad condiciones restrictivas, será muy sabio y sensato en el fondo, como yo así lo reconozco; pero que esto deba tomarse como admonición prohibitiva de carácter general, para desistir de todo intento costoso y arriesgado, y muy particularmente de la construcción de las grandes presas de embalse, ya tengan éstas por objeto defender á una comarca de los estragos de una inundación, abastecer de aguas potables á una populosa ciudad, ó convertir en frondosos huertos los agostados campos de una región antes árida é inhospitalaria, eso, competente señor, es lo que ya no me parece tan razonable ni discreto; porque siguiendo por ese camino, podríamos llegar

á la negación de todo progreso, ó á la condenación de todo grandioso esfuerzo de la actividad humana; y como tengo por seguro que á la vastísima cultura de usted repugnan por igual ambas consecuencias, casi voy sospechando que no he acertado á interpretar fielmente su pensamiento de usted, y, por lo tanto, que no debo renunciar á la enumeración y análisis de las otras varias razones que usted aduce en contra de las grandes presas de embalse; pero ahora caigo en la cuenta de que ya le he distraído bastante de sus muchas y perentorias ocupaciones, y como éstas tampoco escasean para mí y me siento por añadidura un poco fatigado, dejo la tarea para más propicio momento, esperando, entre tanto, se sirva usted aceptar la humilde prueba de personal adhesión que hoy se complace en ofrecerle su atento seguro servidor q. b. s. m.

FRANCISCO TERÁN.

Ingeniero de Caminos.

Ciudad Real 25 de Enero de 1903.

PUENTE SOBRE EL RÍO TORMES EN SALAMANCA

Emplazamiento de la obra.

Se emplaza la obra en la alineación recta que parte del Maderero viejo, en la carretera de Villacastin á Vigo, y termina en la puerta de San Pablo, en la misma carretera.

Esta alineación se enlaza en su origen por medio de dos curvas de 28,00 y 26,30 metros á la carretera expresada, en la que ha sido preciso modificar las rasantes contiguas al puente, elevando la cota 2,10 metros en el encuentro de la alineación de aquél y de dicha carretera, siendo preciso, aun con esto, una rampa de 0,047 y 27,00 metros de longitud para llegar á la rasante del tablero. En el otro extremo se enlaza á la carretera por medio de dos chafianes rectilíneos, formando una plazuela triangular, estando la rasante del puente y del terraplén de la avenida derecha horizontal y á la misma altura que tiene dicha carretera en este punto de enlace.

Este emplazamiento, que por lo que hace á la población es el más conveniente, porque se halla próximamente en la dirección de la calle de San Pablo, que es una de las más importantes, con acceso directo á la Plaza Mayor, no necesitamos, en realidad, justificarle, puesto que lo señala la Dirección en la orden antes mencionada; sin embargo, no dejaremos de manifestar que, á nuestro juicio, de todos los que se podían elegir en las inmediaciones de esta capital, es el que reúne mejores condiciones técnicas, como es fácil demostrarlo. Desde luego es el punto en que el río viene más encauzado; pues, como puede verse en los planos, el verdadero cauce no llega en él á 2,30, mientras que pasa de 300 en el emplazamiento del Puente Mayor y de 260 en el del ferrocarril de Plasencia á Astorga. En cuanto á la profundidad de los cimientos, se halla en condiciones análogas á todos los demás que pudieran elegirse, teniendo sobre la mayor parte de ellos la ventaja de hallarse la roca al descubierto en la margen izquierda, por lo que resultan muy económicos los cimientos del estribo y muros de acompañamiento de esta parte; y, finalmente, en lo que se refiere al enlace de las carreteras, queda con esta obra perfectamente conseguido, facilitándose en general con ella el ingreso á la población, debiendo advertir además, respecto á la carretera de Salamanca á Cáceres, que con muy poco coste se podía mejorar notablemente con esta obra su trazado siguiendo la línea que se indica de trozos en el plano general.

Desagüe.

Siendo éste un río que lleva un caudal de agua en sus avenidas que llena por completo el cauce, no se puede pensar en dis-

minuir de manera alguna la sección natural de aquél; por eso hemos emplazado los paramentos de los dos estribos en punto de donde rara vez se excede con las avenidas ordinarias, quedando con esto bastante espacio para hacer un buen enlace con la carretera de Villacastin á Vigo en su margen izquierda. Como se ve, se disminuye algo el desagüe de las avenidas extraordinarias, sobre todo en la margen que acabamos de citar; pero, dada la longitud de espacio libre que ofrecen las seis luces, e remanso por este estrechamiento no creemos que sea perceptible. Además, si se compara el desagüe que ofrece el Puente Mayor con el que le damos al que es objeto de este proyecto, creemos que, si bien aparentemente es mayor el de aquél, en la práctica deja de serlo, pues de los 26 arcos, que dan un espacio libre total de 240 metros, varios se hallan medio cegados, no llegando á ellos el agua más que en las grandes avenidas; además, si el nivel del agua excede un metro de la del estiaje, toca ya con los arranques de los arcos, á partir de los cuales, conforme vaya subiendo el nivel, se estrechan los huecos, cosa que no sucede con el nuevo. También la contracción que experimenta la corriente al pasar por arcos, cuyas luces son, en general, inferiores á 10 metros, es, desde luego, mucho mayor que la correspondiente á arcos de 33 metros; razones todas que vienen á confirmar lo anteriormente dicho.

Elección de material.

Teniendo en cuenta el precio de las sillerías, sin necesidad de hacer ningun cálculo, se podía asegurar que había de ser mucho más costoso un puente de fábrica que uno metálico, y esto puede verse haciendo un cálculo muy ligero. Desde luego tendrían que ser arcos rebajados con objeto de no elevar la rasante y de bastante luz para disminuir el número de apoyos por lo costosos que resultan los cimientos. Si suponemos que fuera aceptable una solución de 12 arcos de 17 metros de luz rebajados al $\frac{1}{8}$, que, según hemos podido ver, es la que mejor se amolda, resultarían apoyos de dimensiones análogas á las del puente que se proyecta, pero de mayor espesor y en número doble; de modo que sólo por este concepto, y aun suponiéndoles del mismo espesor, resultaba, redondeando las cantidades, el siguiente aumento en el presupuesto:

	Pesetas.
Cimientos.....	145.000
Zócalo.....	6.000
Alzado.....	69.000
Total.....	220.000

El importe de los arcos y el pretil, deducido por un cálculo aproximado, será el siguiente:

	Pesetas.
500 m. ³ de sillería aplantillada en boquillas, á 84,79 pesetas.....	42.395
2.000 m. ³ de sillería desbastada en cañones, á 52,34 pesetas.....	104.680
600 m. ³ de sillería aplantillada en pretils é imposta de coronación, á 84,79 pesetas.....	50.874
Total.....	197.899

De modo que si á él se le agregan las 220.000 pesetas de los apoyos, resulta que sin tener en cuenta los tímpanos y demás obras de pequeña importancia, tenemos un coste de 417.899 para el importe de la fábrica que ha de sustituir á la parte metálica, á cuya cantidad habría que añadir un 25 por 100 por las obras que se han dejado de tener en cuenta al hacer este cálculo y por cimbras cuyo importe no va incluido en los precios anteriores, con lo que resulta un exceso de coste de más de 150.000 pesetas sobre lo que viene á importar el que proyectamos.

Respecto al empleo del hierro ó del acero, tampoco cabe duda, á nuestro entender, pues hoy día los precios de estos últimos son iguales á los del hierro laminado, y como la mayor resistencia de ellos permite disminuir el peso de las construcciones, claro está que ha de resultar desde luego su empleo mucho más conveniente económicamente considerado.

Límite de resistencia admitido.

El límite que hemos admitido para los esfuerzos es de 9 kilogramos por milímetro cuadrado, que es la cifra generalmente admitida para la resistencia de este material, sin embargo de lo cual hemos procurado no excedernos mucho de 8 en las piezas que componen el tablero y los montantes. A los roblones los hemos calculado en la hipótesis de que resistan 5 kilogramos por milímetro cuadrado.

Modelo adoptado.

El modelo de puente adoptado en este proyecto es, como se ve en los planos, el de arcos inferiores con tímpanos no rígidos. Varios son los motivos que nos han impulsado á adoptar esta solución. En primer lugar, hemos tenido en cuenta la razón de estética y por ella nos pareció natural que tratándose de una población como Salamanca, no encajaban bien obras de vigas rectas de altura constante ó variable, que si bien la ligereza propia del material las hace siempre parecer agradables á la vista, dejan, sin embargo, algo que desear en su forma. También el ancho de 10 metros ha sido otro motivo para adoptar los arcos inferiores, pues de esta manera hemos podido multiplicar el número de ellas hasta dar á las viguetas la longitud más conveniente á la economía; pues de no ser así, y si hubiéramos adoptado vigas parabólicas ó rectas con el tablero inferior, resultaría para las viguetas, aun suponiendo que exteriormente á las vigas se pusieran dos andenes volados de un metro cada uno, una longitud mínima de 8 metros, con lo que aumentaba extraordinariamente su peso, superando quizás este aumento á la economía que resultara en las vigas principales. Si para evitar este inconveniente poníamos vigas rectas inferiores al piso, aumentando su número lo mismo que los arcos por disminuir la longitud de las viguetas, tendría esta solución los mismos inconvenientes que la de los arcos inferiores, adoptada por nosotros sin la ventaja del mejor aspecto de ésta; así, pues, por todo lo anteriormente dicho, esta solución nos ha parecido la más adecuada al lugar que ha de ocupar.

Descripción de la obra.

Se compone el puente de seis tramos de 33 metros de luz cada uno, sostenidos por dos estribos de 7,60 de espesor y cinco pilas de 280, medidos ambos espesores tomados á la altura del zócalo. Tanto los primeros como las segundas se elevan hasta la altura de la rasante del puente, hallándose por consiguiente interrumpidos los tramos metálicos, incluso la barandilla, por estos macizos de fábrica, lo que hace desaparecer, en parte, la monotonía que se observa en los puentes metálicos de varias luces.

Cada uno de los tramos metálicos se compone de cinco arcos separados entre sí 2,40 metros. El eje neutro de todos estos arcos tiene la forma de un arco de círculo de 42,90 metros de radio y 45°14' de ángulo en el centro, con 33,00 metros de cuerda y 3,30 de flecha. La sección de los arcos normal á dicho eje, es la de una doble T de 0,90 de altura, cuya alma se halla formada por un palastro de 8 mm. de espesor, y sus cabezas de hierro en ángulo y palastro de dimensiones distintas, según se trate de los laterales ó de los centrales, por los distintos esfuerzos que han de resistir, como veremos al tratar del cálculo de esta parte de la obra. Estos arcos llevan los extremos convenientemente reforzados por medio de varias piezas, como se ve en los planos, y se apoyan en las pilas y estribos por medio de ejes de acero de 100 milímetros de diámetro, hallándose, además,

arriostrados tanto longitudinal como transversalmente, para resistir los esfuerzos del viento y distribuir uniformemente, entre ellos, los pesos verticales debidos á las cargas que sobre ellos actúen.

Sobre los citados arcos vienen unos montantes de sección de doble T, separados entre sí 1,833, arriostrados también transversalmente por hierros de ángulo formando cruces de San Andrés. Sobre los montantes se apoyan las viguetas, á excepción de las correspondientes al centro del arco y á las dos divisiones adyacentes á él, donde desaparecen los montantes por la pequeña altura que tiene, y descansan aquéllas directamente sobre el arco. A las viguetas y los montantes van unidos los largueros, que distan entre sí 1,20, formando así el tablero una cuadrícula de mallas rectangulares de 1,833 y 1,20 de lado convenientemente arriostrada longitudinalmente en forma análoga á los arcos principales. Tanto los largueros como las viguetas son hierros especiales en forma de doble T, muy fáciles de obtener en la industria.

Sobre los largueros, y unidos á ellos por tornillos, descansan los hierros zorés que sirven de apoyo al pavimento del puente, que se halla formado por dos paseos enlosados de 1,50 de ancho que resaltan 0,08 del resto del piso que estará adoquinado y tiene un ancho de 7,00 metros, con lo que se obtienen los 10,00 metros que debe tener de latitud el puente.

Siguen á la obra que acabamos de describir dos muros de acompañamiento de sección trapecial, con talud exterior de 10 por 100, provistos de sus pretilas correspondientes, sirviendo por la margen izquierda para enlazar el puente con la carretera de Villacastín á Vigo, y por la derecha con el terraplén que atraviesa las huertas hasta llegar á la puerta de San Pablo á empalmar con la citada carretera.

Cálculo de la parte metálica del puente.

Hecha esta ligera descripción de las diferentes partes de la obra, vamos á justificar las dimensiones adoptadas en ellas, desarrollando los cálculos que hemos llevado á cabo para deducirlas. El orden que en ello hemos seguido es el que generalmente se acostumbra en estos casos, á la vez que el más racional, y consiste en empezar por los elementos que componen el tablero, para deducir con exactitud el peso de ellos y poder entrar con esta base en el cálculo de los arcos; por esta razón, damos principio la exposición de estos cálculos por los hierros zorés.

Hierros zorés.

Estos hierros podemos considerarlos como piezas de 1,105 de longitud (espacio libre entre las cabezas de los largueros), apoyadas en sus extremos, y bajo esta hipótesis los hemos calculado. Sobre ellos actúan dos clases de pesos: el permanente, compuesto de su peso propio y del peso del pavimento del puente, y el accidental, debido á los vehiculos que circulen por él.

Para deducir el peso permanente, partimos de la hipótesis de que sobre los hierros zorés se coloque una capa de mortero árido de 16 centímetros de espesor medio con una densidad de 1,800, y sobre ésta un adoquinado también de 20 centímetros con 2,44 de densidad; con estos datos se tendrá para peso del metro cuadrado de pavimento lo siguiente:

	Kilogramos.
Peso del adoquinado $0,20 \times 2,440$	448
Idem de la capa de mortero $0,16 \times 1,800$	286
Total.....	774

Como el modelo de hierro adoptado, que es el que se señala con el núm. 9 en el «Aide-Memoire de L'Ingenieur de Philippe Huguenin», tiene un ancho de 20 centímetros con un peso por metro lineal de 13,80, resulta para carga permanente por metro lineal de hierro lo que sigue:

	Kilogramos.
Peso correspondiente al pavimento $774 \times 0,20$	154,80
Peso propio.....	13,80
Total.....	168,60

Salvando una distancia de 1,107, el momento de flexión de esta carga que llamaremos m , será

$$m = \frac{168,60 \times 1,105^2}{8} = 25,76.$$

Para deducir el correspondiente á la carga accidental, si empezamos por suponer que circulan por el puente vehiculos de cuatro ruedas de 12 toneladas de peso ó de dos ruedas de 9 toneladas, en los hierros zorés el caso más desfavorable será el segundo, porque en cada rueda cargan 4.500 kilogramos, mientras que en el de 12 toneladas carga 3.500. Para deducir el momento de flexión máximo correspondiente á este caso, empezaremos por admitir la hipótesis aceptada por varios autores, entre ellos M. Pascal en su tratado práctico de puentes metálicos, que es suponer que la acción de una carga sobre el empedrado ó firme se transmite al interior según un cono cuyas generatrices forman un ángulo de 45° con la vertical; y como podemos suponer que la superficie de contacto de las ruedas con el pavimento tiene por lo menos un diámetro de 0,08, resulta que á la altura de los hierros se distribuirá el peso de una rueda en la superficie de un círculo cuyo diámetro es de 0,80, correspondiendo al metro lineal de hierro zoré un peso

$$p = \frac{4.500 \times 0,80 \times 0,20}{\pi \times 0,80^2 \times 4} = \frac{4.500 \times 0,20}{\pi \times 0,80^2} = 1.790.$$

Como dos ruedas en el cruce de los carruajes correspondientes, para que éste se haga en buenas condiciones, no pueden aproximarse nunca más de 0,60, resulta que, suponiendo que pasen á esta distancia, que será un caso muy excepcional, la situación más desfavorable para los hierros zorés será aquella en que se hallen situados simétricamente con relación al centro de dichos hierros en la forma que se ve en la fig. 1.^a (1); entonces, los esfuerzos de ambas cargas se superpondrán en los 0^m,20 centrales y el momento máximo será

$$m' = \frac{1.790 \times 1,105^2}{8} + 179 \times 0,5525 - 179 \times 0,05 = 273,20 + 89,90 - 8,95 = 363,15,$$

que sumado con el debido á la carga permanente, da un momento total

$$M = 363,15 + 25,76 = 388,91;$$

y como el valor de $\frac{I}{v}$ para el modelo elegido es de 45,80, resulta para esfuerzo máximo por milímetro cuadrado $R = \frac{388,91}{45,80} = 8,491484$, que se halla dentro del limite adoptado por nosotros.

Largueros.

Como lo esfuerzos á que los largueros han de hallarse sometidos no son muy grandes, por ser muy corta su longitud, hemos adoptado para éstos la forma de hierro de doble T, que tanta aplicación tienen hoy en las construcciones.

Para su cálculo los podemos considerar como piezas apoyadas en sus extremos, aunque en realidad existe en ellos algo de

(1) Todas las figuras á que hacemos referencia en esta Memoria las ponemos en una lámina que figura como anejo núm. 17 de la Memoria.

empotramiento que hace que sus condiciones de resistencia sean más ventajosas que las que se calculen bajo aquel supuesto.

Lo mismo que en los hierros zorés, hemos de tener en cuenta en los largueros dos clases de cargas: la permanente y la accidental.

La carga permanente que actuará por metro lineal de larguero, teniendo en cuenta las hipótesis arriba admitidas, se deduce en la siguiente forma:

	Kilogramos.
Carga debida al adoquinado y relleno $774 \times 1,20\dots$	928,80
Carga debida a los hierros zorés, $1380 \times 5 \times 1,20$	82,80
Peso propio del larguero.....	36,33
Total.....	1.047,93

Por consiguiente, el momento de flexión máxima debido a esta carga será $m = \frac{1.047,93 \times 1,83^2}{8} = 438,68$.

Para la carga accidental el caso más desfavorable será aquel en que se crucen dos vehículos de dos ruedas y de 9.000 kilogramos de peso en la parte central del larguero, que dará 6.750 kilogramos para carga aplicada en el centro de dicho larguero, suponiendo que las ruedas contiguas de dichos vehículos pasen a una distancia entre sí de 0,60 (posición A de la fig. 2.^a) Con este dato tendremos para momento de flexión máxima debida a la carga accidental $m' = \frac{6.750 \times 1,83}{4} = 3.088,12$, que sumado con el correspondiente a la carga permanente, nos da para momento total máximo de flexión

$$M = m + m' = 438,68 + 3.088,12 = 3.526,80.$$

Para el momento de inercia de la sección que hemos dado al larguero, resulta el siguiente valor:

Momento correspondiente al alma.....	0,000012
Idem id. a las cabezas.....	0,000743
Momento total.....	0,000055

Aplicando la fórmula $R = \frac{Mv}{I}$ para deducir el esfuerzo máximo por metro cuadrado, se tiene

$$R = \frac{3.526,80 \times 0,125}{0,000055} = 8.015,454 \text{ kilogramos,}$$

ó sea, 8,015454 por milímetro cuadrado, que, como se ve, excede muy poco de 8 kilogramos, según nos proponíamos al calcular estas piezas.

El esfuerzo constante máximo que resulta en los extremos de los largueros, será lo que tengan que resistir las uniones de éstos con las viguetas y montantes.

Dicho esfuerzo tendrá su valor máximo cuando los vehículos ocupen la posición B de la figura 2, pues si se acerca más, su carga se distribuye entre los dos largueros contiguos; en la posición indicada, dicho esfuerzo, como es fácil deducir de los valores obtenidos para las cargas permanente y accidental, será

$$F = \frac{1.047,93 \times 1,83}{2} + \frac{6.750 \times 1,43}{1,83} = 958,86 + 5.274,59 = 6.233,45;$$

y para que resulte un esfuerzo de 8 kilogramos por milímetro cuadrado, las uniones deberán tener una sección de

$$\frac{6.233,45}{8} = 779,18 \text{ mm.}^2$$

Para hacer posible el roblonado en buenas condiciones, se hacen dichas uniones con dos hierros de ángulo de $\frac{50 \times 50}{8}$ de sección y 160 mm. de longitud, que dan una sección de 2.560 mm.², muy superior al calculado; y en cuanto a la sección del alma del larguero en dicha unión, es también $210 \times 9 = 1.800 \text{ mm.}^2$, ó sea más del doble de la calculada.

A los roblones les damos 18 mm. de diámetro; su sección es, por lo tanto, de 254 mm.², y el número de ellos para resistir al esfuerzo citado, sin que éste exceda de 5 kilogramos por milímetro cuadrado, será $n = \frac{6.233,45}{5 \times 254} = 4,908$; nosotros, para mayor seguridad, le ponemos 6, como puede verse en los detalles de los planos, pues los que unen el larguero a los hierros de ángulo, como trabajan a doble sección, tienen la resistencia de doble número de los que unen los hierros de ángulo a la vigueta, y por eso, aunque en realidad no sean más que tres para el cálculo, se consideran como seis.

Viguetas.

Por la misma razón indicada en los largueros, damos a las viguetas la forma de doble T, cuya fabricación es muy común en la industria.

Para hacer el cálculo de su sección, las hemos considerado, lo mismo que los largueros, como piezas apoyadas en sus extremos, aunque en realidad existe en ellas algo de empotramiento.

Lo mismo que en aquéllos debemos considerar en el cálculo de las viguetas dos clases de cargas, la permanente y la accidental.

La carga permanente se transmite a las viguetas por intermedio de los largueros, de los cuales unos se enlazan a los montantes transmitiendo, por consiguiente, los esfuerzos directamente a ellos, y otros se unen a las viguetas en su punto medio, que es donde únicamente viene a actuar la carga permanente transmitida por los largueros. Con los datos citados al tratar de los hierros zorés y largueros, se deduce para valor de esta carga lo que sigue:

Carga debida al pavimento del puente $774 \times 1,20 \times 1,83$	1.699,72
Idem id. a los hierros zorés $82,80 \times 1,83$	151,52
Idem id. de los largueros.....	66,48
Total.....	1.917,72

Como se aplica en el centro de la vigueta el momento de flexión máxima debido a ella será,

$$\frac{1.917,72 \times 2,40}{4} = 1.150,63.$$

Además actúa como carga permanente el peso propio de la vigueta, que como es de 56,78 kilogramos por metro lineal, dará para momento de flexión máxima en el centro

$$\frac{56,78 \times 2,40^2}{8} = 40,88$$

Resulta, pues, para momento máximo de flexión debido a la carga permanente: $m = 1.150,63 + 40,88 = 1.191,51$.

La carga accidental que mayor momento de flexión produce en el centro de las viguetas será aquella a que dé lugar el cruce de dos carros de dos ruedas y 9 toneladas de peso sobre la misma vigueta, y de modo que sus ruedas pasen simétricamente al centro de ella, y separadas entre sí 0,60 metros, como se ve en la figura 3.^a

En este caso, el momento de flexión en toda la parte central comprendida entre las dos ruedas será

$$m' = 4.500 \times 0,90 = 4.050;$$

por consiguiente, para momento máximo de flexión, debido á las dos cargas, tendremos

$$M t m + m' = 1.191,51 + 4.050,00 = 5.241,51.$$

El momento de inercia correspondiente á la sección adoptada en el proyecto para las viguetas es el siguiente:

Momento de inercia correspondiente al alma.....	0,000018
Idem id, debido á las cabezas.....	0,000065
Total.....	<u>0,000083</u>

Por consiguiente, aplicando la fórmula $R = \frac{Mv}{I}$ deduciremos para esfuerzo máximo por milímetro cuadrado

$$R = \frac{5.241,51 \times 0.125}{0,000083} = 7,893840 \text{ kilogramos,}$$

ó sea 7,893840 kilogramos por milímetro cuadrado, cantidad muy aproximada á los 8 kilogramos que hemos adoptado como norma en estas piezas.

Para deducir el esfuerzo mayor que ha de resistir la unión de las viguetas á los montantes hemos calculado el esfuerzo cortante máximo correspondiente al extremo de aquellas piezas.

Según los datos anteriormente citados, el esfuerzo cortante en dicho punto debido á la carga permanente será

$$f = \frac{1.917.72 + 5.678 \times 2,40}{2} = 1.027 \text{ kilogramos.}$$

La carga accidental dará el mayor esfuerzo cortante cuando al cruzarse dos carruajes de 9 toneladas para una de las ruedas de uno de ellos por el extremo de la vigueta y la contigua del otro vehículo á 0,60 de aquélla en la forma que se ve en la figura 4. En este caso tendremos para valor de dicho esfuerzo debido á la carga que nos ocupa

$$f' = 4,500 + \frac{4,500 \times 1,80}{2,40} = 7,875 \text{ kilogramos;}$$

y resultará para esfuerzo cortante total

$$F = f + f' = 1,027 + 7,875 = 8,902 \text{ kilogramos.}$$

Tomando 8 kilogramos como limite de resistencia por milímetro cuadrado, se deducirá para sección de la unión de las viguetas á los montantes $\frac{8.902}{8} = 1.112,75$ milímetros cuadrados.

Como dicha unión se hace por medio de dos hierros de ángulo cuya sección es $\frac{60 \times 60}{10}$ á los que por las exigencias del roblonado hemos tenido que darles una longitud de 200 milímetros resulta para sección resistente $10 \times 2 \times 200 = 4.000$ milímetros cuadrados, muy superior á la calculada.

Para esta unión ponemos roblones de 20 milímetros de diámetro y por tanto de 314 milímetros cuadrados de sección. El número que se necesita, suponiéndoles una resistencia de 5 kilogramos por milímetro cuadrado será $n = \frac{8,902}{5 \times 314} = 5,67$, á pesar de lo cual hemos puesto 8, reduciendo, con esto notablemente el esfuerzo á que ha de resistir cada uno.

La misma advertencia que se hizo al tratar de la unión de los largueros es aplicable en las viguetas á los roblones que unen el alma de éstas á los hierros de ángulo.

Montantes.

Para calcular las dimensiones de estos elementos del puente que se hallan sometidos á compresión en el sentido longitudinal, podemos suponerlos como piezas empotradas en el extremo superior, que es por donde se unen á las viguetas y largueros y sujetas por el otro á moverse en el eje primitivo de la pieza.

Este será el tercer caso de los cuatro que se tienen en cuenta para las piezas sometidas á compresión en la obra de aplicaciones de la estática gráfica de Mauricio Koechlin. Aplicaremos, puse, la fórmula $P = 2 \pi^2 \frac{EI}{e^2}$ de dicha obra para deducir el peso mínimo que puede producir la rotura por flexión de una barra de longitud l , y dividiendo por el coeficiente de seguridad 2 que considera suficiente dicho autor, tendremos el valor del peso que pueden resistir sin doblarse los montantes adoptados.

Para dichos montantes hemos elegido una sección en forma de doble T de 140 mm. de altura y cabezas de 140 mm. de ancho, con un espesor para el alma y la cabeza de 6 mm. Le hemos dado esta forma porque facilita mucho las uniones de todas las piezas, no pudiendo disminuir más sus dimensiones por ser las estrictamente necesarias para que se hagan aquéllas en buenas condiciones.

Para deducir la carga que los montantes más largos, ó sea los contiguos á los apoyos pueden resistir sin doblarse, empezaremos por calcular el momento de inercia mínima, que estará dada por la siguiente expresión:

$$I = \frac{a b^3 - a' (b^3 - b'^3)}{12} = \frac{0,14 \times 0,14^3 - 0,128 (0,14^3 - 0,006^3)}{12} = 0,00000274;$$

y como la longitud de dichos montantes es de 3,30 metros, sustituidos estos datos en la fórmula ya citada, se tendrá

$$P = 2 \times 3,1416^2 \times \frac{22500000000 \times 0,00000274}{3,3^2} = 112971,$$

por tanto, según el autor antes citado, puede resistir cada uno de ellos 564855 kilogramos, tomando como coeficiente de seguridad 2 y 18828,5 kilogramos tomando 6 como valor de dicho coeficiente según aconseja Rezal.

Si en vez de aplicar la fórmula anterior aplicamos la de Rankin

$$N = \frac{AC}{1 + K \frac{L}{r^2}}$$

sustituyendo en ella los valores correspondientes al caso actual, se tendrá

$$N = \frac{0,002448 \times 30 \times 10^6}{1 + \frac{1}{36000} \times \frac{3,3^2}{0,001119}} = \frac{74440}{1,2703} = 58600;$$

que si se divide por 6 según aconseja Rezal, se tendrá para peso limite 9766 kilogramos. El que á nosotros nos resulta para los montantes en las condiciones más desfavorables de máximo de peso y longitud, se halla comprendido entre estos dos, estando más próximo del segundo, pues la carga que sobre cada uno actúa en la hipótesis más exagerada es la siguiente:

Carga permanente según veremos más tarde al calcular los arcos.....	4.372,22
Sobrecarga accidental suponiendo que cargara sobre los montantes de la sección transversal una fila de carros de 9.000 toneladas, según demostraremos al tratar de los arcos $9.000 \times 0,917..$	8.253

Total en el caso más desfavorable.....	<u>12.625,22</u>
--	------------------

Creemos, por tanto, que se hallan en buenas condiciones de resistencia.

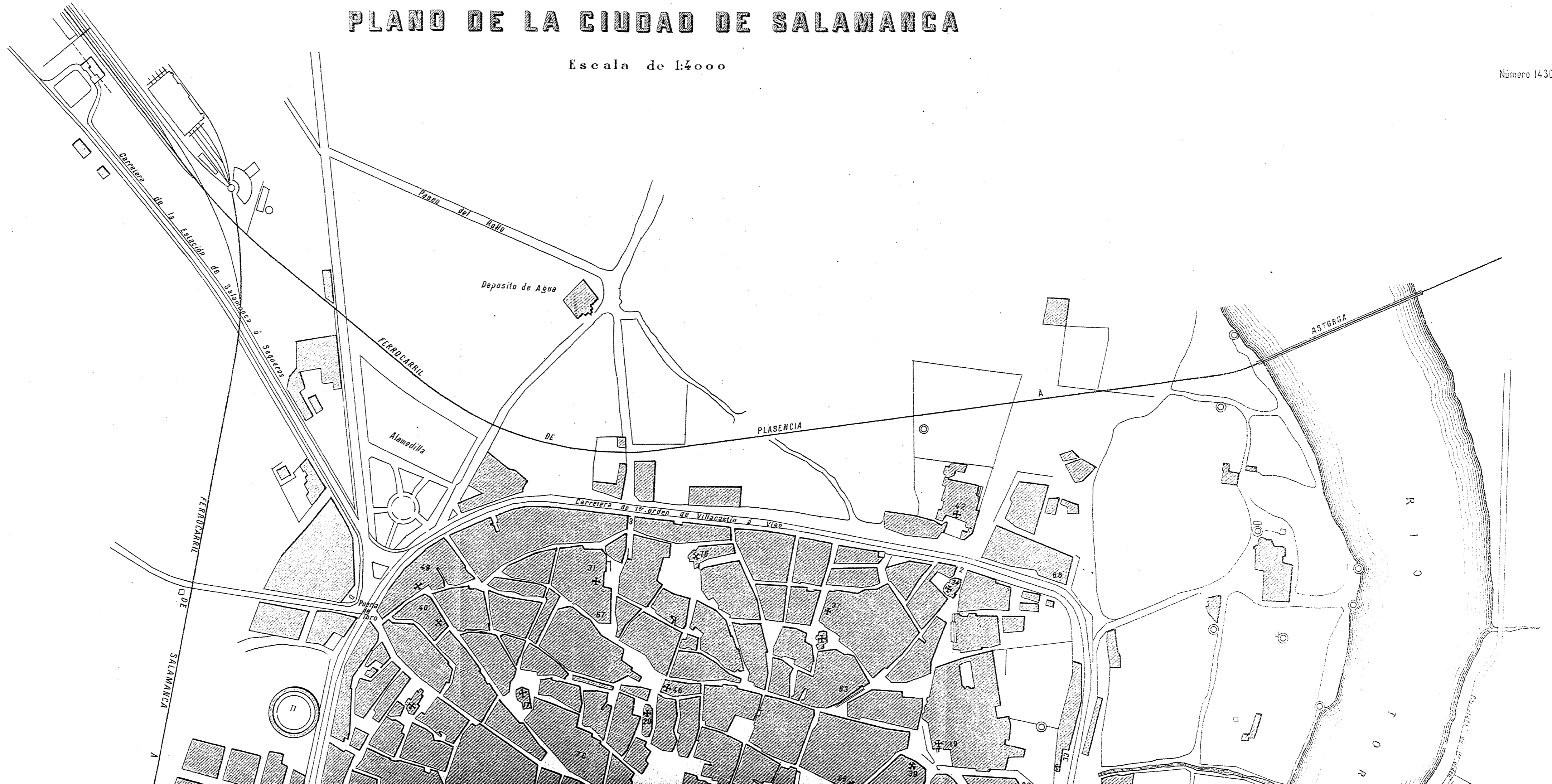
Por lo demás, como tienen una sección de 2.448 milímetros cuadrados, resulta una compresión por milímetro cuadrado de $\frac{12.625,22}{2.448} = 5,17$ kilogramos que como se ve es muy inferior al que admitimos como limite.

(Continuará.)

PLANO DE LA CIUDAD DE SALAMANCA

Escala de 1:4000

Número 1430





Supongamos que se trate de establecer un servicio de transporte de viajeros con carruajes en las siguientes condiciones:

Longitud del trayecto recorrido, 60 kilómetros.

Estado de conservación de la carretera, regular.

Perfil longitudinal de la carretera, compuesta de tres rasantas iguales: la primera, horizontal; la segunda, en rampa al 6 por 100, y la tercera, horizontal.

Peso del vehículo completamente cargado, tres toneladas.

Se quiere saber el número de caballos que se necesitarán en este servicio.

Siendo la tercera parte del trayecto recorrido una rampa al 6 por 100 y el resto horizontal, la rampa media en toda la longitud tendrá una inclinación del 2 por 100.

Como la marcha que generalmente llevan las diligencias de viajeros es la del trote, buscaremos en el cuadro último que hemos formado el trabajo útil correspondiente a esta marcha en carreteras regularmente conservadas, y encontraremos 10.028.016 kilográmetros por cada caballo.

El trabajo útil total, es decir, el que representan los 3.000 kilogramos que pesa el carruaje, transportadas a la distancia de 60.000 metros, es igual a 180 millones de kilográmetros, y el número de caballos necesario será el cociente del trabajo total por el trabajo parcial de cada uno, ó sea

$$\frac{180.000.000}{10.028.016} = 17.94;$$

en número exacto de unidades serían 18 caballos.

A la velocidad de 1,67 metros por segundo, se tardará en recorrer todo el trayecto:

$$\frac{60.000}{2} = 35924 \text{ segundos,}$$

ó 9 horas 58 minutos y 44 segundos.

Habiendo supuesto en esta marcha que la duración del trabajo del caballo no excede tres horas, se puede disponer el tiro con seis caballerías, que al recorrer la tercera parte del trayecto descansarán hasta el día siguiente, siendo relevadas por otro tiro igual, y éstas por otras que terminarán el viaje. El referido cuadro indica, en este caso, para cada caballo una carga de 556 kilogramos, y para los seis $6 \times 556 = 3336$, ó próximamente los 3.000 kilogramos que pesa el vehículo completamente cargado de que nos estamos ocupando.

Debemos advertir que los elementos que nos han servido en este artículo para la determinación del trabajo del caballo son términos medios. En este sentido, cuanto hemos dicho se reduce a la indicación de un procedimiento para que en cada caso, con datos adecuados y ciertos, podamos obtener resultados que se aproximen a la verdad.

En efecto, el peso medio del caballo es variable de una comarca a otra; el coeficiente de rozamiento del metal sobre la piedra tiene que ser distinto, según que la piedra sea de cuarzo, caliza, granito, arenisca ó pizarra, á causa de su desigual dureza y estructura, y la rozadura se efectúa de muy diferente manera, según el estado de conservación de la carretera, clase de materiales que constituyen su afirmado y humedad de la atmósfera, dando lugar á que las cargas supuestas varíen considerablemente.

Por todas estas razones, consideramos conveniente un estudio detenido en cada localidad, tanto respecto al peso medio del caballo y tiempo que se apoya en los aires de trote y de galope, á fin de determinar su presión vertical en el suelo, como á la determinación de los coeficientes de rozamientos y de rodadura. Con esto, el público tendrá una base cierta que le guiará en el estudio de los servicios de transporte de viajeros y de mercancías por las carreteras existentes.

Otro dato esencial y muy importante es el relativo al número de caballerías de carga y de tiro que transitan diariamente por las carreteras, cuyo conocimiento nos servirá, no sólo para de-

terminar el tráfico actual, sino para calcular el tráfico probable de las líneas de ferrocarriles que pudieran establecerse, elemento de cuya importancia depende el éxito ó el fracaso de las empresas, y que indicaría al Estado cuándo las subvenciones que dedicase á la construcción y explotación de estas vías de comunicación serían bien ó mal empleadas.

El grande y rápido desarrollo de las vías férreas ha ido estrechando el campo de acción á los motores de sangre. Así y todo, aún está lejano el día en que desaparezcan, sucediendo, por el contrario, que en algunos puntos sostienen la competencia, no sólo con las líneas de ferrocarriles, sino con las vías marítimas.

Por todas las consideraciones expuestas, creemos útil el estudio del trabajo del caballo.

JOSÉ MESA Y RAMOS.
Ingeniero de Caminos.

PUENTE SOBRE EL RÍO TORMES EN SALAMANCA

(CONTINUACIÓN)

Cálculo de los arcos.

Para los arcos, como es sabido, podían adoptarse tres disposiciones, á saber: arco empotrado, arco con articulaciones en los arranques y arco con articulaciones en los arranques y la clave.

El empotramiento de los arcos, teniendo en cuenta lo que sucede con las vigas, parece que debía producir bastante economía de metal; sin embargo, no estando de acuerdo los Ingenieros en las ventajas que ofrecen los arcos empotrados sobre los articulados, pues mientras algunos, como Mr. Probst, son partidarios de los primeros, otros, como Eiffel, Leyrig y Koechlin, dan la preferencia á los segundos. En apoyo de la opinión de estos últimos viene el resultado obtenido por el Sr. Ribera al hacer el estudio comparativo de los arcos empotrados y articulados, que, lejos de obtener una economía de peso para los primeros, le ha resultado un aumento.

Además, algunos autores como Rezal sostienen que siendo necesario emplear el sistema de montaje en voladizo, debe emplearse el arco articulado que facilita dicha operación.

Otra de las ventajas de los arcos articulados es la certeza que se tiene de que la resultante de todas las reacciones ha de pasar por las dos rótulas de apoyo, con cuya base los cálculos pueden desarrollarse con más exactitud que en los empotrados.

Por todas estas razones, hemos optado en nuestro proyecto por los arcos articulados en los arranques.

No elegimos los arcos articulados en los arranques y la clave, á pesar de ser su cálculo más sencillo, por la poca rigidez que resulta para el puente con esta triple articulación.

Condiciones del cálculo.—Las condiciones que nos hemos impuesto en el cálculo de los arcos son:

- 1.^a Que el esfuerzo máximo por milímetro no exceda de 9,00 kilogramos.
- 2.^a Que la sobrecarga estática sea de 300 kilogramos por metro cuadrado extendida en todo ó parte del tablero y andenes.
- 3.^a Que la sobrecarga dinámica de prueba consista en tres filas de carruajes de dos ruedas y nueve toneladas de peso ó de cuatro ruedas y 12 toneladas de peso.
- 4.^a Variación de temperatura de $\pm 25^\circ$ centígrados en los arcos centrales y ± 32 en los laterales.
- 5.^a Acción del viento horizontal de 270 kilogramos por mm^2 .

Forma adoptada para los arcos.—Como era conveniente disminuir en lo posible la altura de la rasante del puente para que las avenidas no resultaran muy costosas, hemos rebajado los arcos al $\frac{1}{10}$ de la luz, es decir, casi al límite de $\frac{1}{12}$ que señala

Koechlin como admisible, porque si se pasa de él se hacen los arcos muy elásticos, y los movimientos verticales, tanto bajo la acción de las cargas accidentales como bajo la influencia del cambio de temperatura, adquieren más importancia. Como, por otra parte, las luces á salvar no son tan grandes que haga conveniente darle al arco una sección variable ni una altura que ofrezca ventajas económicas para el empleo de celosías en vez de alma llena, hemos elegido la solución siguiente: primera, para forma del eje, la de un arco de círculo de 33 metros de cuerda y 3,30 de flecha, para el que resulta, como ya hemos dicho, un radio de 42,90 metros y un ángulo en el centro de $2 \alpha = 45^\circ 14'$; y segunda, para la sección normal al eje una doble T simétrica de alma llena é igual en toda la longitud.

Hemos dividido la luz total en 18 partes iguales, correspondiendo á cada una de ellas un punto de aplicación de la carga permanente ó accidental, bien sea por intermedio de los montantes, bien directamente por las viguetas ó largueros, como sucede en la clave y divisiones contiguas á ella.

Como de los cinco arcos que componen cada tramo, los tres centrales tienen que resistir cargas muy diferentes á los laterales, hemos calculado una sección distinta para cada clase, en vez de adoptar una sola para todos ellos, lo que produce bastante economía de material.

Arcos centrales.—Para su cálculo empezaremos por deducir el peso que actúa sobre ellos en cada uno de los puntos de aplicación, operación muy sencilla, una vez conocidos los datos que se tuvieron en cuenta al tratar de las diferentes piezas que componen el tablero; así, pues, tendremos lo siguiente:

Carga permanente sobre cada montante.

Carga debida al pavimento $774 \times 2,40 \times 1,83 = \dots$	3.399,41
Idem á los hierros zorés $69 \times 2,40 \times 1,83 = \dots$	303,05
Idem á los largueros $36,33 \times 2,00 \times 1,83 = \dots$	132,97
Idem á las viguetas $56,78 \times 2,40 = \dots$	136,27
Idem á los roblones y uniones de viguetas y largueros y largueros con los motantes.....	40,00
Peso medio de los montantes.....	74,00

Peso medio de los arriostramientos.....	286,42
Peso propio del arco.....	465,93
Total.....	4.838,05

El peso de la carga accidental estática en cada montante estará dado como sigue:

$$p = 300 \times 2,40 \times 1,83 = 1318.$$

Deducidos estos pesos, hemos seguido en los cálculos de los esfuerzos á que se hallan sometidos los arcos la marcha expuesta en la obra de puentes metálicos de Rezal.

A este objeto, empezamos por tantear secciones de 0,80 de altura, haciendo los cálculos necesarios para deducir los esfuerzos correspondientes á tres de ellas, la mayor de las cuales tenía un área de 28.424 mm.², obteniendo, sin embargo, para trabajo máximo, un esfuerzo superior al límite señalado por nosotros. Con el fin de ver si aumentando la altura se obtenía alguna economía, empezamos á tantear secciones de 0,90 de altura é hicimos los cálculos para una que sólo difería de la del proyecto en que los palastros de las cabezas tenían 12 mm. de espesor en vez de 12,5, resultaban también esfuerzos superiores á los que nos proponíamos, por lo que nos vimos precisados á aumentar en un milímetro más el espesor de la cabeza, resultando de esta manera el perfil adoptado, que satisface á las condiciones que nos proponíamos, sin embargo de tener un área de 0m²,0273, que es menor que la correspondiente á la mayor de las reacciones tanteadas con 0,80 de altura. Como la altura dada se aproxima al límite de $\frac{1}{30}$ de la luz que aconseja Koechlin

como máximo, y se trata de un arco de alma llena en los que no conviene exagerar esta dimensión (según hemos podido comprobar con otro perfil de 1,00 de altura, que con la misma área resultaban esfuerzos superiores para ella), hemos adoptado desde luego la sección antes citada. Vamos ahora á exponer los cálculos realizados para deducir los esfuerzos máximos que resaltan para el arco con dicho perfil, siguiendo, como hemos dicho, la marcha aconsejada en la obra de Rezal, por lo que empezamos con el cálculo de los empujes en los arranques.

Para esto hemos formado el siguiente cuadro:

Número de la sección.	sen θ .	cos θ	x	y	$a + x$	$a - x$	$\frac{T}{\pi}$	$\frac{T'}{\pi}$	$\frac{Q}{\pi}$
1	0,34188	0,93974	-14,667	0,714	31,167	1,833	0,944	0,056	0,366
2	0,29916	0,95419	12,834	1,334	29,334	3,666	0,889	0,111	0,679
3	0,25641	0,96658	11,000	1,865	27,500	5,500	0,833	0,167	0,972
4	0,21368	0,97690	9,167	2,308	25,667	7,333	0,778	0,222	1,237
5	0,17095	0,98527	7,334	2,667	23,834	9,166	0,722	0,278	1,459
6	0,12821	0,99174	5,500	2,945	22,000	11,000	0,667	0,333	1,653
7	8,08548	0,99633	3,667	3,142	20,167	12,833	0,611	0,389	1,767
8	0,04366	0,99909	1,833	3,260	18,334	14,666	0,556	0,444	1,853
9	0,00	1,00	0,00	3,30	16,50	16,500	0,50	0,50	1,875
8'	-0,04266	0,99909	-1,833	3,260	14,667	18,333	0,444	0,556	1,853
7'	-0,08542	0,99633	-3,667	3,142	12,834	20,166	0,389	0,611	1,767
6'	-0,12821	0,99174	-5,500	2,945	11,000	22,000	0,333	0,667	1,653
5'	-0,17095	0,98527	-7,334	2,667	9,167	23,833	0,278	0,722	1,459
4'	-0,21368	0,97690	-9,167	2,308	7,334	25,666	0,222	0,778	1,237
3'	-0,25641	0,96658	-11,000	1,865	5,500	27,500	0,167	0,833	0,972
2'	-0,29916	0,95419	-12,834	1,334	3,667	29,333	0,111	0,889	0,679
1'	-0,34188	0,93974	-14,667	0,714	1,834	31,166	0,056	0,944	0,366

En el cual x é y indican para cada sección los elementos que se señalan en la figura 4 y $\frac{Q}{\pi}$, $\frac{T}{\pi}$ y $\frac{T'}{\pi}$ son los cocientes de los empujes y las reacciones verticales que se producen en los apoyos por los pesos aplicados en cada uno de los montantes correspondientes á las indicadas secciones, divididos por los mismos pesos; ó sea los empujes y reacciones que en dichos apoyos

produce el peso unidad aplicado en cada uno de los citados montantes.

Los valores de $\frac{T}{\pi}$ y $\frac{T'}{\pi}$ se han deducido por las fórmulas

$$\frac{T}{\pi} = \frac{a + x}{2a}, \quad \frac{T'}{\pi} = 1 - \frac{T}{\pi}$$

en las cuales no interviene más que la semiluz del arco que es a y la abcisa de cada punto.

Los de $\frac{Q}{\pi}$ se deducen de la fórmula $\frac{Q}{\pi} = B K$, en la cual B y R son dos coeficientes numéricos dados para valores determinados de θ , x y r por tablas, que se encuentran ya calculadas en la indicada de Rezal. El segundo de dichos coeficientes, llamado coeficiente de corrección del empuje, depende sólo de las dimensiones del arco, y es, por consiguiente, constante para todas las secciones. Las tablas que nos dan este elemento son de doble entrada, hallándose calculadas en función de $2x$, ángulo en el centro, que sabemos es de $45^\circ 14'$ y la relación $\frac{r^2}{a^2}$ del cuadrado del radio de giración de la sección del arco al cuadrado de la semiluz expresado en diez milésimas.

Para deducir esta última relación, hemos tenido que hallar los siguientes elementos:

$$\text{Momento de inercia } I = \begin{cases} \text{El correspondiente al alma} = 0,000547 \\ \text{Idem de los hierros de ángulo} = 0,001356 \\ \text{Idem de las cabezas} = 0,002673 \end{cases} = 0,004576.$$

$$\text{Área de la sección } A = \begin{cases} \text{El correspondiente al alma} = 0,007200 \\ \text{Idem de los hierros de ángulo} = 0,007600 \\ \text{Idem de las cabezas} = 0,012050 \end{cases} = 0,027300,$$

luego

$$r^2 = \frac{0,004576}{0,0273} = 0,16761$$

y

$$\frac{r^2}{a^2} = \frac{0,16761}{272,25} = 0,0006156.$$

Con este dato y el valor de Qx hemos obtenido, por doble interpolación en las tablas citadas, un valor de 0,973 para el coeficiente K .

Los valores del coeficiente B , llamado parte principal del empuje, se encuentran en las tablas citadas en función del referido ángulo en el centro $2x$ y la relación $\frac{x}{a}$. Como esta última es

variable para cada una de las secciones correspondientes a un semiarco, sucederá lo mismo con los valores de B , que también los hemos deducido por doble interpolación, resultado los siguientes: $B_1 = 0,376$, $B_2 = 0,698$, $B_3 = 0,999$, $B_4 = 1,271$, $B_5 = 1,499$, $B_6 = 1,699$, $B_7 = 1,816$, $B_8 = 1,904$, $B_9 = 1,927$. Como los valores de $\frac{x}{a}$ son iguales para las secciones simétricas del arco, se

repite en ellas para B los mismos valores. Con éstos y el valor de K , hemos deducido los correspondientes a $\frac{Q}{\pi}$ que figuran en el cuadro precedente.

Cálculo del momento de flexión del esfuerzo normal y del esfuerzo cortante en cada una de las secciones del arco.—Con el cuadro anterior se deducen fácilmente el momento de flexión X , el esfuerzo normal F y el esfuerzo cortante V , que cada uno de los pesos produce en cada una de las secciones. Lo mismo que hemos hecho en los empujes y reacciones de los apoyos al deducir estos nuevos elementos, los calcularemos también para la unidad de peso, ó sea $\frac{X}{\pi}$, $\frac{F}{\pi}$ y $\frac{V}{\pi}$.

Además, siendo el arco simétrico nos bastará calcular estos valores para la mitad de las secciones, incluyendo la clave; pero considerando los pesos aplicados sucesivamente en todas ellas de un extremo á otro.

Para cada sección habrá que hacer este cálculo por fórmulas distintas, según se trate de los pesos y aplicados entre dicha sección y el extremo más próximo A (fig. 4.^a) ó aplicados á la otra parte.

En el primer caso las fórmulas que hemos aplicado son estas:

$$\frac{X_1}{\pi} = \frac{T_1'}{\pi} (a + x) - \frac{Q_1}{\pi}$$

y

$$\frac{F_1}{\pi} = \frac{T_1'}{\pi} \sin \alpha - \frac{Q_1}{\pi} \cos \alpha$$

$$\frac{V_1}{\pi} = \frac{T_1'}{\alpha} \cos \alpha + \frac{Q_1}{\pi} \operatorname{sen} \alpha,$$

y en el segundo caso estas otras

$$\frac{X_2}{\pi} = \frac{T_2}{\pi} (a - x) - \frac{Q_2}{\pi}$$

y

$$\frac{F_2}{\pi} = -\frac{T_2}{\pi} \sin \alpha - \frac{Q_2}{\pi} \cos \alpha$$

$$\frac{V_2}{\pi} = -\frac{T_2}{\pi} \cos \alpha + \frac{Q_2}{\pi} \operatorname{sen} \alpha.$$

Por la tabla anterior conocemos los valores de $\frac{T_1}{\pi}$, $\frac{Q_1}{\pi}$, $\frac{T_2}{\pi}$

y $\frac{Q_2}{\pi}$ para cada peso. Como además nos proponemos determinar los valores de $\frac{X}{\pi}$, $\frac{F}{\pi}$ y $\frac{V}{\pi}$ para las mismas secciones en que resultan aplicados los pesos, aquella tabla nos dará también los valores de $a + x$, $a - x$, $\operatorname{sen} \alpha$ y $\cos \alpha$.

Tenemos, pues, todos los datos necesarios para calcular las fórmulas anteriores; y llevadas á cabo dichas operaciones, hemos formado con los resultados obtenidos los siguientes cuadros de doble entrada, en los que las columnas verticales indican los valores de $\frac{X}{\pi}$, $\frac{F}{\pi}$ y $\frac{V}{\pi}$ que el peso unidad aplicado en cada montante produce en las diferentes secciones, y las horizontales los que en cada sección producen dichos pesos aplicados en los diferentes montantes.

Cálculo del trabajo parcial correspondiente á cada peso.—

Siendo $\frac{X}{\pi}$ y $\frac{F}{\pi}$ el momento de flexión y el esfuerzo normal correspondiente á una sección y al peso unidad aplicado en un punto determinado, el trabajo máximo debido á un peso π aplicado en dicho punto y correspondiente á la misma sección estará dado para el trasdós por la fórmula

$$\frac{F}{\Omega} + \frac{X h}{2 I} = \frac{F}{\pi} - \frac{X}{\pi} + \frac{\pi h}{2 I}$$

y para el intradós por

$$\frac{F}{\Omega} + \frac{X h}{2 I} = \frac{F}{\pi} \cdot \frac{\pi}{\Omega} + \frac{\pi h}{2 I}$$

en las cuales Ω representa el área de la sección, I el momento de inercia y h la altura.

No hay, pues, más que multiplicar las cifras del cuadro que da los valores de $\frac{F}{\pi}$ por $\frac{\pi}{\Omega}$ y por $\frac{\pi h}{2 I}$ los del cuadro de las $\frac{X}{\pi}$ y restando en el primer caso y sumando en el segundo, tendremos calculado los trabajos que nos ocupan. Conocemos ya los valores de Ω , I y h , así como el peso π que actúa en cada montante; suponiendo una sobrecarga accidental de 300 kilogramos por metro cuadrado, tendremos, pues, con dicha sobrecarga los valores siguientes para los factores citados:

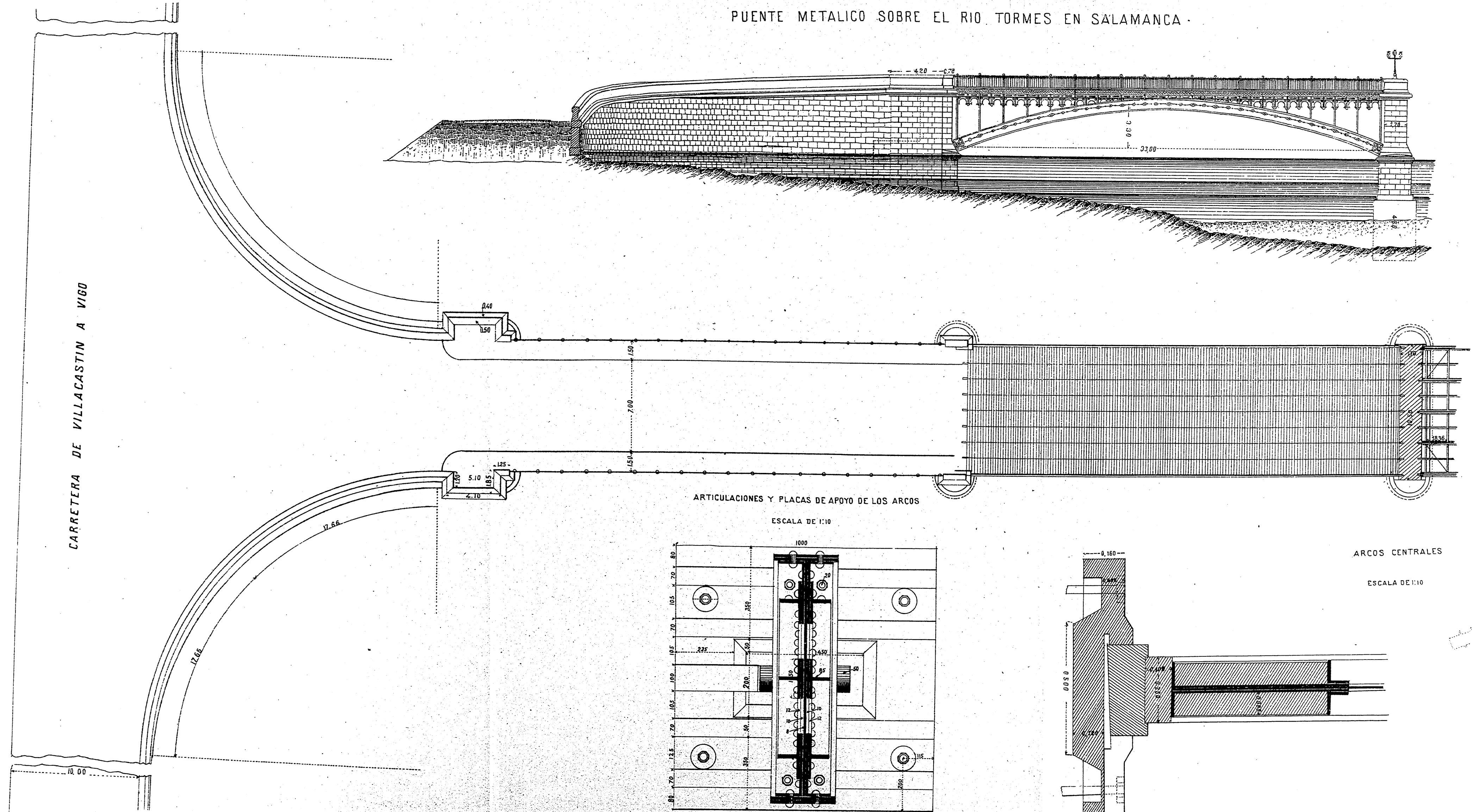
$$\frac{\pi}{\Omega} = \frac{1318}{0,0273} = 48277$$

y

$$\frac{\pi h}{2 I} = \frac{1318 \times 0,91}{2 \times 0,004576} = 129611.$$

(Continuad.)

PUENTE METALICO SOBRE EL RIO TORMES EN SALAMANCA



CARRETERA DE VILLACASTIN A VIGO

ARTICULACIONES Y PLACAS DE APOYO DE LOS ARCOS

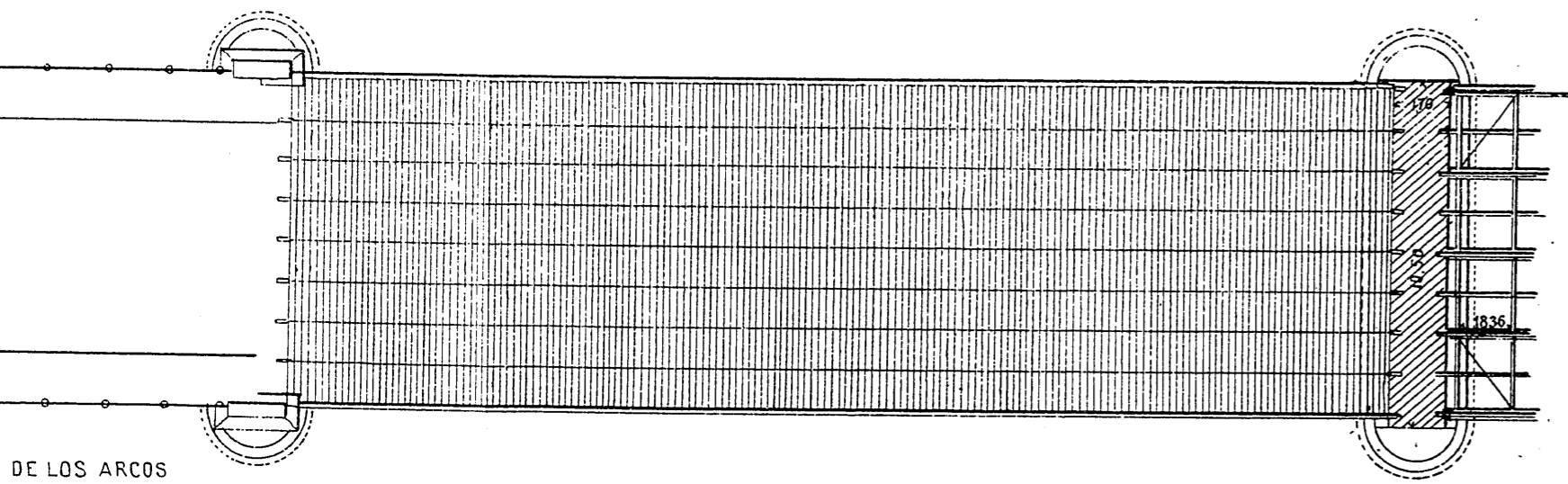
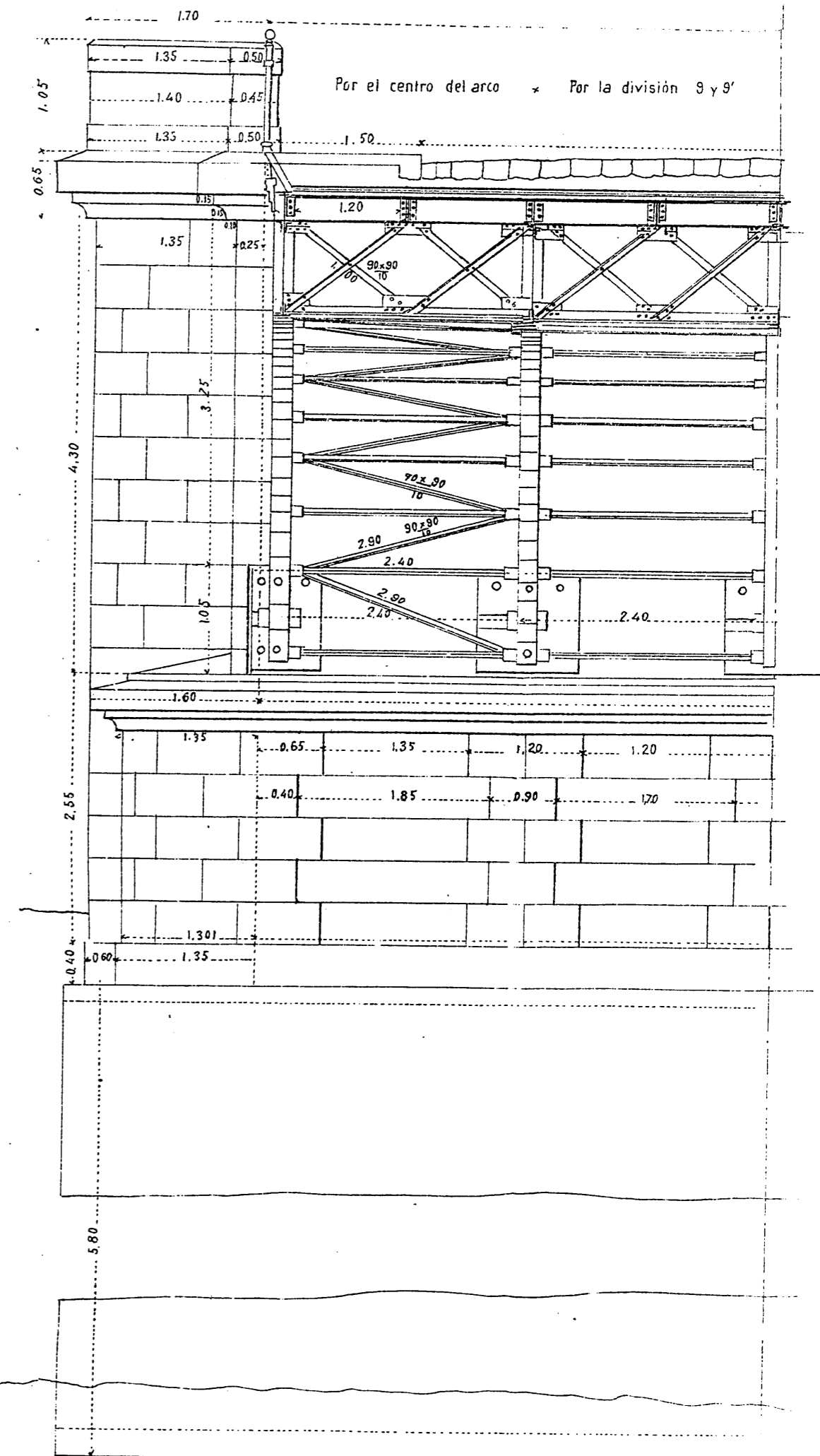
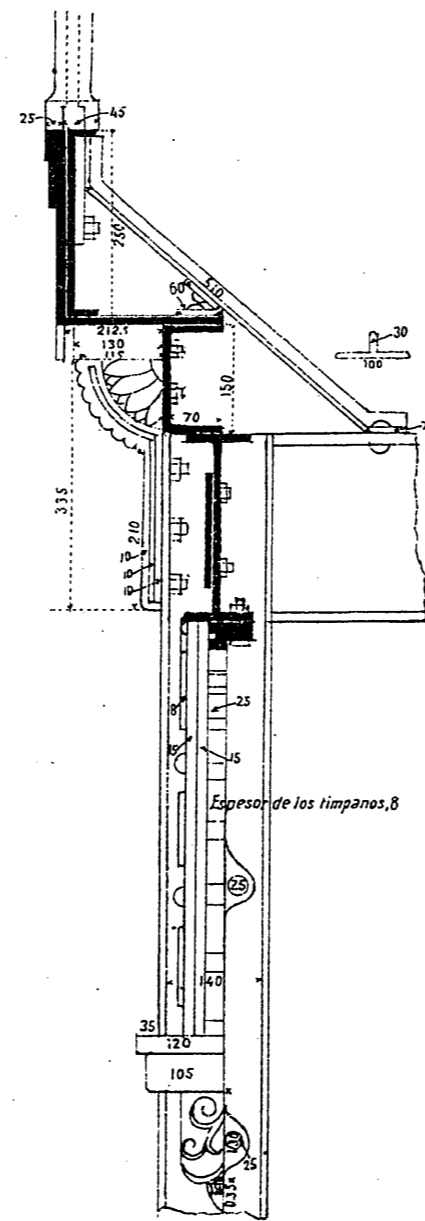
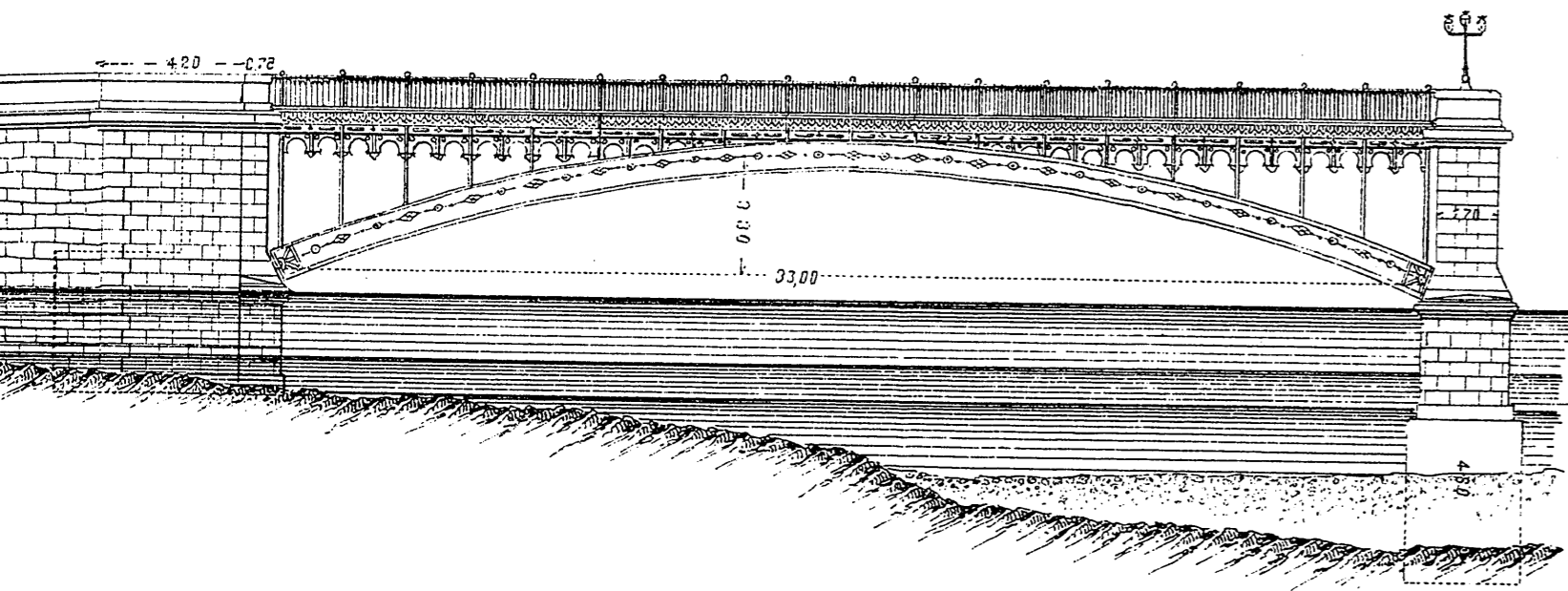
ESCALA DE 1:10

ARCOS CENTRALES

ESCALA DE 1:10

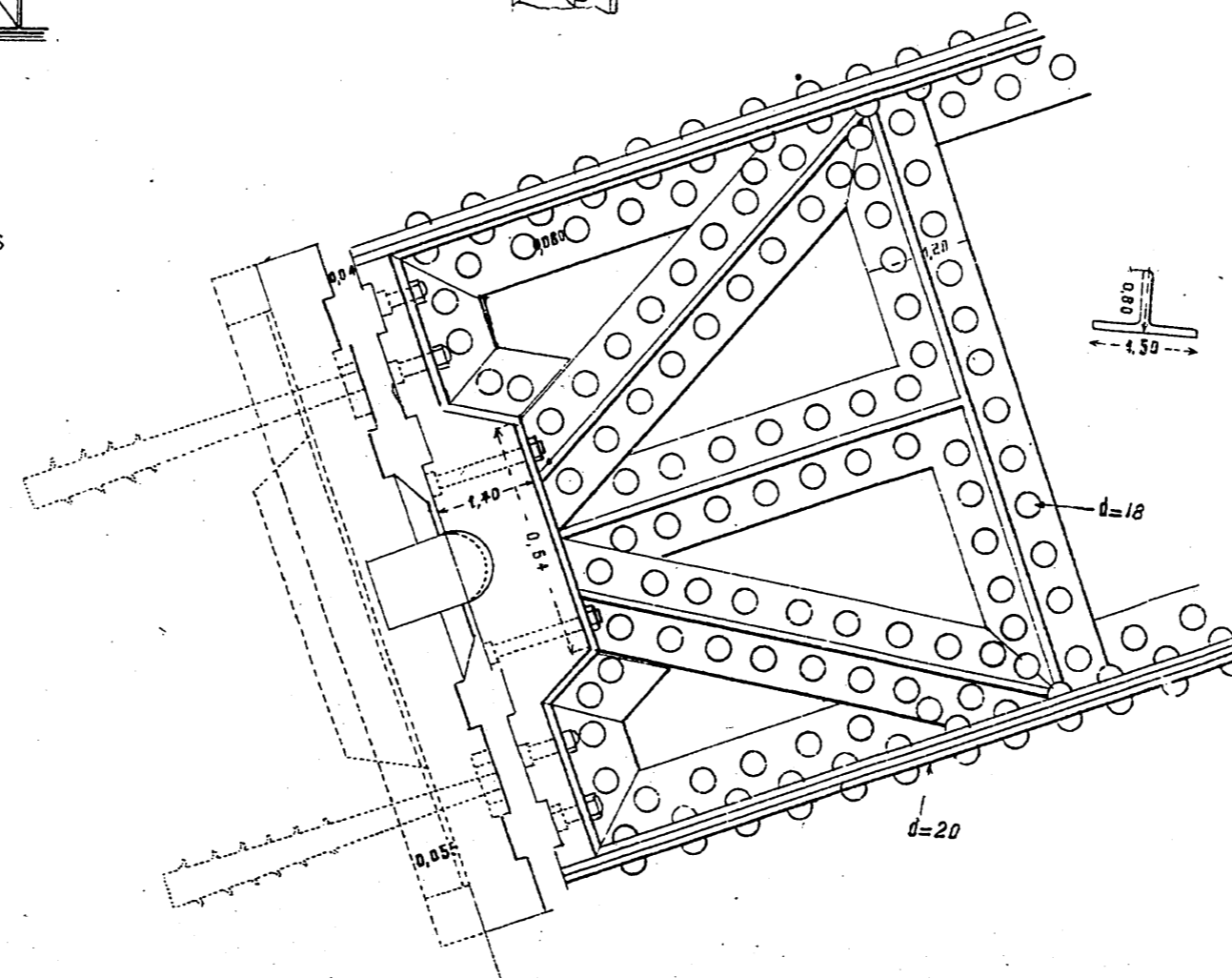
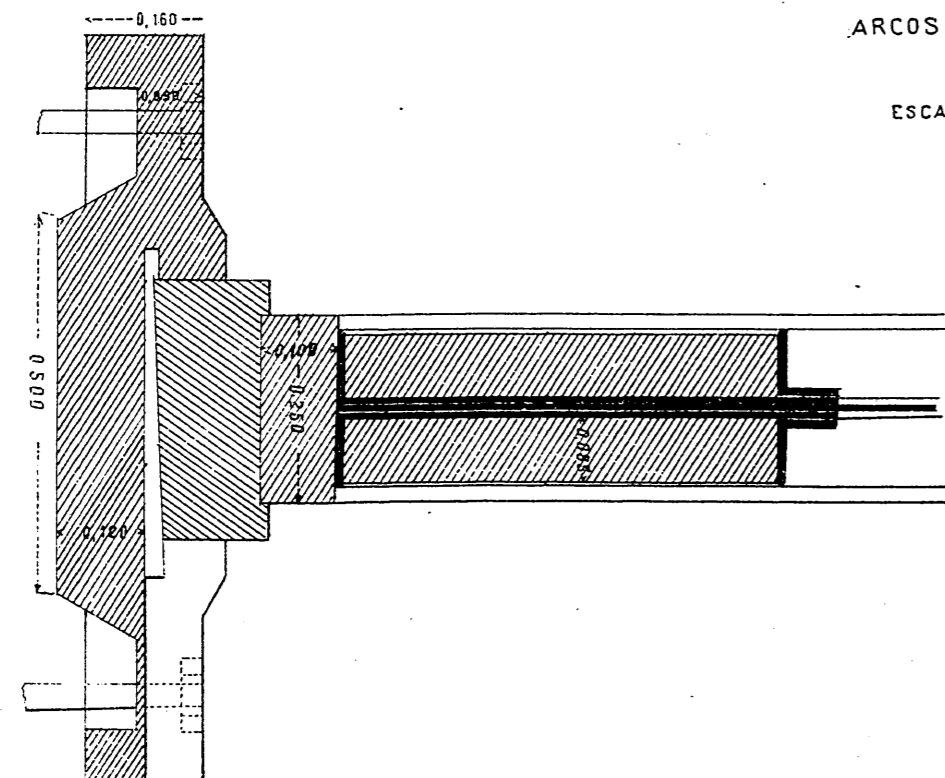
CORTE TRANSVERSAL

ESCALA DE 1:100



ARCOS CENTRALES

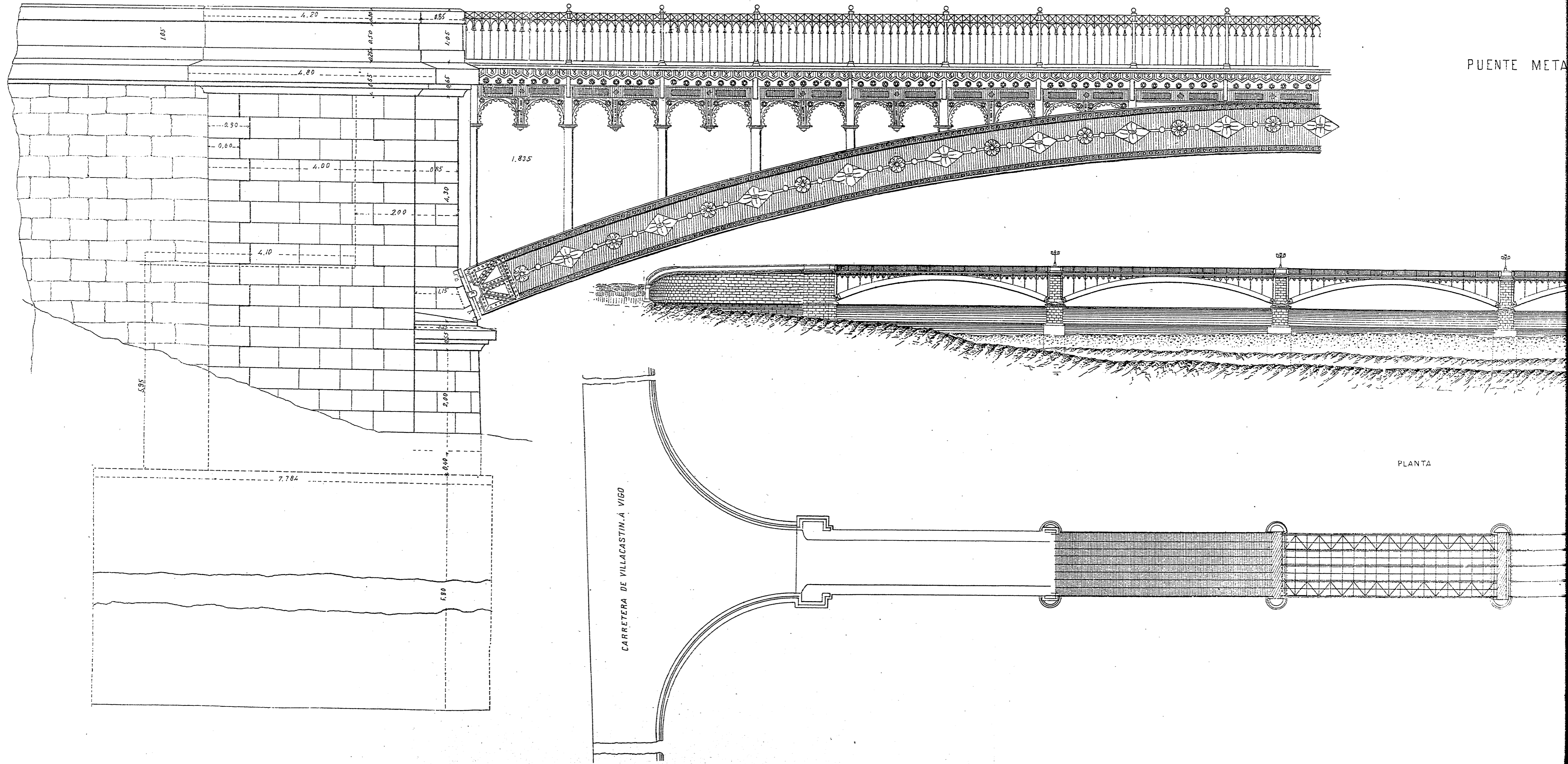
ESCALA DE 1:10



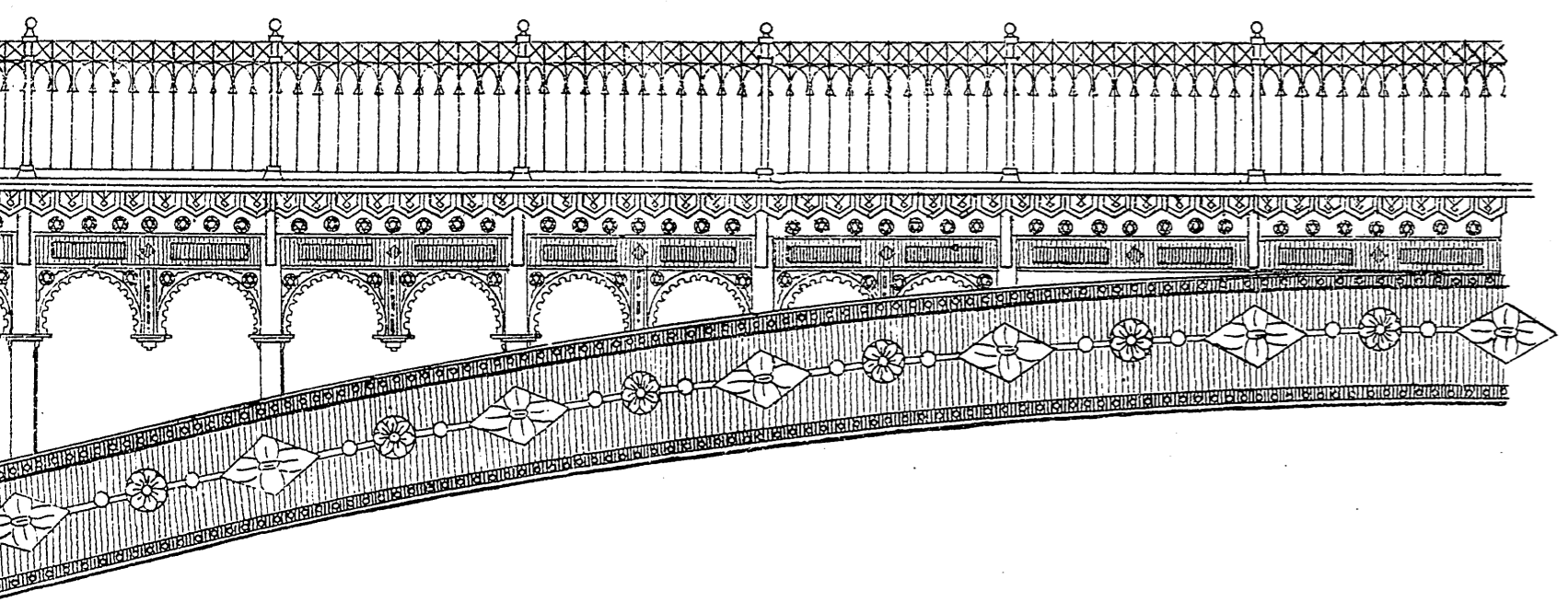
ALZADO DE UN ARCO

ESCALA DE 1:50

PUENTE META

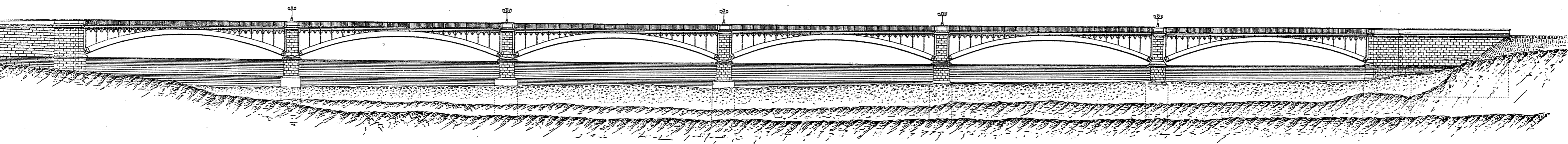


PUENTE METALICO SOBRE EL RIO TORMES EN SALAMANCA

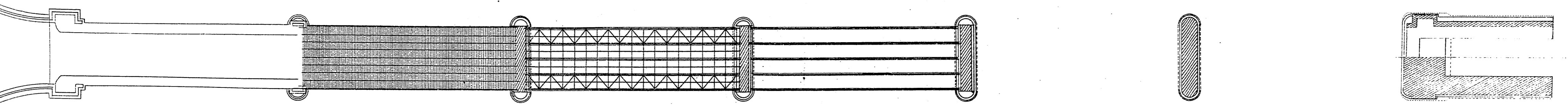


ALZADO GENERAL

ESCALA DE 1:400



PLANTA



facultándoles para corregir deficiencias y solventar dificultades, y de resolver los asuntos de carácter técnico-administrativo del ramo que son hoy de competencia de los Gobernadores civiles, los de disconformidad entre Ingenieros Jefes y Diputaciones en materia de obras provinciales y otros análogos.

Negociados que, además de sus ordinarias funciones de tramitación general de expedientes y despacho con los Jefes del ramo, puedan proponer resoluciones finales en asuntos que por su índole y circunstancias no ofrezcan para ello dificultad alguna.

V. F.

Barcelona, Febrero, 1907.

PUENTE SOBRE EL RÍO TORMES EN SALAMANCA

(CONTINUACIÓN)

Una vez conocidos estos factores, hemos hecho las operaciones anteriormente indicadas formando con los resultados obtenidos dos cuadros que son también de doble entrada y de forma análoga á los anteriores y que nos dan los trabajos producidos por cada fuerza en cada una de las cabezas.

Estos cuadros, nos permiten calcular los esfuerzos desarrollados en cada sección por la sobrecarga uniformemente repartida en todo el tramo, para lo cual bastará sumar todos los números de la línea correspondiente. Igualmente nos dan los esfuerzos desarrollados en cada sección por una carga incompleta, con sólo sumar en cada línea los números de los montantes que suponemos cargados. Finalmente, nos facilitan el medio de obtener el esfuerzo máximo desarrollado por la sobrecarga más desfavorable, pues no tendremos más que sumar en cada línea separadamente las cantidades negativas y las positivas, y estas sumas representarán para cada sección la mayor compresión ó tensión á que se hallan sometidas. Así deduciremos de ellos, que en el caso presente corresponde en el trasdós la tensión máxima de la sobrecarga á la sección 4.^a y es de 594,452 por metro cuadrado, y la compresión máxima á la 5.^a, y es de 1,834910. En el intradós corresponden ambas á la sección 4.^a, y son respectivamente de 936,271 y 1.923.388. La figura 5.^a representa gráficamente la distribución más desfavorable de dicha sobrecarga. La parte rayada indica las cargas que producen tensiones y la no rayada la que produce presiones.

Todo cuanto llevamos dicho de la sobrecarga, se refiere, como hemos indicado ya, á la hipótesis de ser ésta de 300 kilogramos por metro cuadrado de tablero, incluyendo los paseos; veamos ahora el caso de estar la sobrecarga formada por tres filas de vehículos de 9 á 12 toneladas. Desde luego, nos basta hacer un cálculo para los de 12 toneladas, por ser los que dan lugar á más carga en menos extensión del puente.

La presión más desfavorable será aquella en que los carruajes correspondientes á las tres filas se hallen en la misma transversal, pues todas las demás posiciones hacen que la misma carga se distribuya más uniformemente en toda la extensión del puente, disminuyendo con esto el esfuerzo máximo.

La figura 6.^a indica esta posición y de ella se deduce que sobre los arcos laterales no actúa más que el peso de un carruaje multiplicado por la fracción $\frac{0,60}{2,4} = 0,25$, de modo que sobre las tres centrales cargará la diferencia de este peso al de los tres carruajes, ó sea 2,75 multiplicado por el peso de uno. Como esta carga se distribuye igualmente entre los tres por la solidaridad que le dan al sistema los arriostamientos transversales, á cada arco corresponderá resistir el peso de uno de aquellos multiplicado por 0,917. Deducido esto, vamos á determinar el peso que actúa sobre cada uno de los montantes, para lo cual supondre-

mos los carruajes ocupando tres posiciones distintas. Primera, sobre los arranques de los arcos; segunda, sobre los riñones y tercera, sobre la clave.

Primera hipótesis (fig. 7.^a); de esta figura y de lo dicho anteriormente se deducen para cada montante los datos que se expresan en el siguiente cuadro:

Número de los montantes.	CARGA QUE SOBRE ELLOS ACTÚA	Valor de $\frac{\pi}{\Omega}$	Valor de $\frac{\pi h}{2 I}$
A	J	"	"
1	$7000 \times 0,917 = 6419,00$	235127,97	631238,04
2	$\frac{5.000 \times 0,66}{1,83} \times 0,917 = 1653,60$	60571,37	162613,37
3	$\frac{5.000 \times 1,17}{1,83} \times 0,917 = 2931,39$	107376,82	288269,96
4	$\frac{1.000 \times 1,33}{1,83} \times 0,917 = 666,44$	24411,70	65507,04
5	$\frac{1.000 \times 0,66}{1,83} \times 0,917 = 330,72$	12114,27	32522,67
6	$\frac{1.000 \times 1,67}{1,83} \times 0,917 = 836,80$	30651,98	82290,07
7	$\frac{1.000 \times 0,83}{1,83} \times 0,917 = 415,90$	15234,42	40899,19
8	$\frac{1.000 \times 1,00}{1,83} \times 0,917 = 501,08$	18354,56	49275,71
9	$\frac{1.000 \times 0,50}{1,83} \times 0,917 = 1753,83$	64242,79	172469,89
8'	$\frac{4.000 \times 1,33}{1,83} \times 0,917 = 4665,17$	170885,18	458768,15
7'	$\frac{5.000 \times 1,16}{1,83} \times 0,917 = 2906,33$	106458,87	283805,59
6'	$\frac{5.000 \times 0,67}{1,83} \times 0,917 = 1678,66$	61489,32	165077,75
5'	$1.000 \times 0,917 = 917,00$	33589,71	90176,86
4'	$\frac{1.000 \times 0,66}{1,83} \times 0,917 = 330,72$	12114,27	32522,67
3'	$\frac{1.000 \times 1,17}{1,83} \times 0,917 = 586,26$	21474,70	57652,22
2'	$\frac{1.000 \times 1,33}{1,83} \times 0,917 = 666,44$	24411,70	65537,04
1'	$\frac{1.000 \times 0,50}{1,83} \times 0,917 = 250,54$	9177,28	24637,85
A'	0	"	"

Con estos datos hemos deducido el trabajo que en cada sección produce cada una de las fuerzas que actúan en los diferentes montantes, y con los resultados hemos formado dos cuadros, referente el primero al trasdós de los arcos, y el otro al intradós.

De ellos podemos deducir, sumando los esfuerzos respectivos, el trabajo que en cada sección se produce con cada uno de los grupos de carruajes separadamente ó con los reunidos, y, sobre todo, nos permite obtener el dato que á nosotros nos interesa más, que es para cada sección el trabajo máximo positivo ó negativo, para lo cual se considerará según convenga, bien que se

halle sobre el puente un solo grupo de carruajes ó que subsistan los dos. Así, por ejemplo, en el trasdós del arco resultará la presión máxima con la combinación de los dos grupos de carruajes en las secciones A, 1, 7, 8 y 9, y con sólo el primero en las restantes, y las mayores tensiones en los únicos puntos que existen, que son el 2 al 6 inclusive, tendrán lugar cuando sólo exista sobre el puente el segundo grupo de carruajes. Una cosa análoga podíamos decir del intradós. Para mayor claridad hemos formado los siguientes cuadros, correspondientes á cada una de las cabezas.

Trasdós del arco.

NUMERO de las secciones.	Trabajo máximo debido al primer grupo de carros.		Trabajo máximo debido al segundo grupo de carros.		Trabajo máximo en el caso más desfavorable, bien sea suponiendo que subsistan los dos grupos de carros ó sólo uno de ellos.	
	Presión.	Tens. ó.	Presión.	Tensión.	Presión.	Tensión.
	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.
A	524781	"	841765	"	1366546	"
1	1925603	"	181395	"	2106988	"
2	2207979	"	"	271173	2207979	271173
3	2189682	"	"	525806	2189682	525806
4	1903664	"	"	580083	1903664	580083
5	1522547	"	"	456542	1522547	456542
6	1227213	"	182552	152160	1227213	152160
7	835082	"	330645	"	1165727	"
8	425857	"	990274	"	1416131	"
9	67079	"	1831783	"	1898867	"

Intradós del arco.

NUMERO de las secciones.	Trabajo máximo debido al primer grupo de carros.		Trabajo máximo debido al segundo grupo de carros.		Trabajo máximo en el caso más desfavorable que resulta de combinar los dos grupos de carros.	
	Presiones.	Tensiones.	Presiones.	Tensiones.	Presiones.	Tensiones.
	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.	Kilogs.
A	524781	"	841765	"	1339546	"
1	"	872417	1514391	"	1514391	872417
2	"	1277843	1974312	"	1974312	1277843
3	"	1360151	2232386	"	2232386	1360151
4	"	1117492	2293872	"	2293872	1117492
5	"	776897	2167154	"	2167154	776897
6	"	453233	1853052	"	1853052	453233
7	"	60855	1353367	"	1353367	60855
8	321374	"	685621	"	1006995	"
9	714854	"	"	164094	714854	164094

Deducidos estos esfuerzos máximos para la primera hipótesis de la posición de los carruajes que constituyen la carga móvil ó dinámica, hemos seguido la misma marcha para la segunda y tercera posición de aquéllos, expresadas gráficamente en las figuras 8.^a y 9.^a. Lo mismo que para el caso anterior, hemos deducido para estos los datos siguientes:

Segunda hipótesis.

Número de los montantes.	CARGA QUE SOBRE ELLOS ACTÚA	Valores de $\frac{\pi}{\Omega}$	Valores de $\frac{\pi h}{2 I}$
A	$\frac{1000 \times 0,63}{1,83} \times 0,917 = 315,68$	11563,36	31045,66
1	$\frac{1000 \times 1,20}{1,83} \times 0,917 = 601,32$	22026,35	59131,20
2	$\frac{1000 \times 1,30}{1,83} \times 0,917 = 651,41$	23861,15	64059,01
3	$\frac{1000 \times 0,53}{1,83} \times 0,917 = 265,59$	9728,56	26117,85
4	$\frac{7000 \times 0,96}{1,83} \times 0,917 = 3.367,34$	123345,66	331140,85
5	$\frac{7000 \times 0,87}{1,83} \times 0,917 = 3.051,66$	111732,31	300097,19
6	$\frac{3000 \times 1,63}{1,83} \times 0,917 = 4.033,90$	149593,26	401606,64
7	$\frac{5000 \times 0,20 + 1000 \times 0,50}{1,83} \times 0,917 = 751,63$	27532,00	73914,54
8	$\frac{1000 \times 1,37}{1,83} \times 0,917 = 686,47$	25145,00	65506,77
9	$\frac{1000 \times 1,13}{1,83} \times 0,917 = 566,22$	20740,64	55681,51
8'	$\frac{1000 \times 0,70}{1,83} \times 0,917 = 350,78$	12847,07	34495,35
7'	$1000 \times 0,917 = 917,00$	33539,71	90176,86
6'	0	0	0
5'	$\frac{7000 \times 1,46}{1,83} \times 0,917 = 5.121,17$	187588,46	503610,73
4'	$\frac{7000 \times 0,37 + 5000 \times 0,30}{1,83} \times 0,917 = 2.044,47$	74888,94	201051,14
3'	$\frac{5000 \times 1,53}{1,83} \times 0,817 = 3.833,35$	140415,61	376967,81
2'	$\frac{1000 \times 0,96}{1,83} \times 0,917 = 481,05$	17620,86	47305,93
1'	$\frac{1000 \times 0,87}{1,83} \times 0,917 = 435,93$	15968,85	42870,89
A'	$1000 \times 0,917 = 917,00$	33539,71	90176,86

Tercera hipótesis.

Número de los montantes.	CARGA QUE SOBRE ELLOS ACTÚA	Valores de $\frac{\pi}{\Omega}$	Valores de $\frac{\pi h}{2 I}$
A	$\frac{7000 \times 0,09}{1,83} \times 0,917 = 234,66$	8595,60	23076,22
1	$\frac{5000 \times 1,74}{1,83} \times 0,917 = 4.359,51$	159638,85	428709,85

Numero de los montantes.	CARGA QUE SOBRE ELLOS ACTÚA	Valores de $\frac{\pi}{\Omega}$	Valores de $\frac{\pi h}{2 I}$
2	$\frac{1000 \times 0,75}{1,83} \times 0,917 = 375,82$	13766,28	36957,76
3	$\frac{1000 \times 1,08}{1,83} \times 0,917 = 541,18$	19823,43	53219,10
4	$\frac{1000 \times 1,42}{1,83} \times 0,917 = 711,50$	26063,34	69971,15
5	$\frac{1000 \times 0,66}{1,83} \times 0,917 = 330,72$	12114,27	32522,67
6	$\frac{1000 \times 1,58}{1,83} \times 0,917 = 791,72$	29070,00	77856,95
7	0	0	0
8	$\frac{7000 \times 1,75}{1,83} \times 0,917 = 6.138,00$	228834,94	603604,78
9	$\frac{5000 \times 0,58 + 7000 \times 0,08}{1,83} \times 0,917 = 1.733,78$	63508,36	170498,19
8'	$\frac{5000 \times 1,25}{1,83} \times 0,917 = 3.131,83$	114718,95	307981,03
7'	$\frac{1000 \times 1,24}{1,83} \times 0,917 = 621,35$	22760,05	61102,94
6'	$\frac{1000 \times 0,67}{1,83} \times 0,917 = 335,72$	12297,42	33914,37
5'	$\frac{1000 \times 1,75}{1,83} \times 0,917 = 876,90$	32120,85	86233,47
4'	$\frac{1000 \times 0,75}{1,83} \times 0,917 = 375,82$	13766,29	36957,76
3'	$\frac{1000 \times 1,08}{1,83} \times 0,917 = 541,17$	19823,06	53218,13
2'	$\frac{7000 \times 0,41}{1,83} \times 0,917 = 1.438,13$	52678,70	141424,27
1'	$\frac{7000 \times 1,42}{1,83} \times 0,917 = 4.980,87$	182449,27	489813,77
A'	0	0	0

Con ellos hemos formado otros cuadros, que nos dan los esfuerzos que resultan en cada una de las secciones.

Debemos advertir que en vez de deducir estos cuadros tanto en los casos presentes como en la primera hipótesis directamente de los valores de $\frac{X}{\pi}$ y $\frac{F}{\pi}$ los hemos obtenido de los que dan el trabajo máximo debido á la sobrecarga de 300 kilogramos por metro cuadrado anteriormente calculado, con sólo multiplicar cada columna $\frac{\pi}{\pi}$ en el que π indica el peso que en cada una de estas hipótesis actúa en el montante correspondiente. Hemos adoptado este procedimiento porque nos pareció más sencillo esta operación que hacer el cálculo directo; pero debemos advertir que después de deducidos los cuadros hemos comprobado las cantidades más importantes calculándolas directamente, resultando en general los mismos valores, y en los

únicos que había algunas diferencias no excedían éstas de 0,00001 del valor total y provienen de haber despreciado alguna fracción, por lo que no merece tenerse en cuenta.

De los cuadros anteriores hemos deducido los siguientes, de la misma manera que hicimos en la primera hipótesis de la sobrecarga dinámica.

Trasdós del arco.—Segunda hipótesis.

Numero de las secciones.	Trabajo máximo debido al primer grupo de carros.		Trabajo máximo debido al segundo grupo de carros.		Trabajo máximo debido al tercer grupo de carros.		Trabajo máximo para el caso más desfavorable que resulta de dejar los tres grupos de carros ó quitados uno ó dos de ellos	
	Presiones	Tensiones.	Presiones	Tensiones.	Presiones	Tensiones.	Presiones	Tensiones.
	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²
A	50157	"	853775	"	513621	"	1417553	"
1	231637	"	1007957	"	"	8467	1239594	8467
2	305188	"	1361598	"	"	403949	1666786	403949
3	256234	"	1900460	"	"	675813	2156694	675813
4	202248	"	2619469	"	"	793614	2821717	793614
5	123215	"	2891232	"	"	857641	3014447	857641
6	91442	"	2733457	"	"	781918	2874899	781918
7	47328	"	2106000	"	"	607744	2153328	607744
8	9402	"	1500778	"	"	323839	1510180	223839
9	"	21079	924011	"	119664	"	1043655	21079

Intradós del arco.—Segunda hipótesis.

Numero de las secciones.	Trabajo máximo debido al primer grupo de carros.		Trabajo máximo debido al segundo grupo de carros.		Trabajo máximo debido al tercer grupo de carros.		Trabajo máximo para el caso más desfavorable que resulta de quedar existentes tres grupos ó quitar uno ó dos cualesquiera de ellos.	
	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.
	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²
A	50157	"	853775	"	513621	"	1417753	"
1	"	134053	688291	"	1051476	"	1739767	134053
2	"	224164	328505	"	1454013	"	1782518	224164
3	"	198834	"	220437	1729518	"	1729518	419271
4	"	133728	"	920557	1882298	"	1882298	109285
5	"	78724	"	1277573	1918063	"	1918063	1356297
6	"	25362	"	1210112	1835026	"	1835026	1235974
7	19161	"	"	559409	1642594	"	1662058	559409
8	57554	"	51006	"	1337576	"	1446136	"
9	83518	"	636461	"	921295	"	1646574	"

Trasdós del arco — Tercera hipótesis.

Número de las secciones...	Trabajo máximo debido al primer grupo de carros.		Trabajo máximo debido al segundo grupo de carros.		Trabajo máximo debido al tercer grupo de carros.		Trabajo máximo para el caso más desfavorable que resulte de quedar existentes tres grupos ó quitar uno ó dos cualesquiera de ellos.	
	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.
	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²
4	1258067	"	913852	"	100975	"	1272894	"
1	1024773	"	370074	"	"	15434	1394847	15434
2	997820	"	49061	"	"	106821	1046881	106821
3	987820	"	"	59978	"	173143	987820	233121
4	943383	"	39249	"	"	215374	982637	215374
5	803499	"	340654	"	"	235092	1144153	235092
6	646271	"	830037	"	"	232766	1476308	232766
7	383307	"	1510413	"	"	207712	1893720	207712
8	169439	"	2369632	"	"	161913	2539071	161913
9	"	9630	2325685	"	"	94406	2325685	104036

situación de los carros aunque resulte alguna diferencia de considerar estas posiciones, á tener en cuenta las simétricas, no ha de ser aquella muy importante, y, sobre todo, el máximo de esfuerzo no ha de exceder del calculado para esta primera mitad.

Si se comparan los cuadros obtenidos para el trabajo, sea suponiendo una sobrecarga de 300 kilogramos por metro cuadrado, ó una sobrecarga formada por carros, se ve que en general los esfuerzos son mayores en esta segunda hipótesis, como no podía menos de suceder, no sólo por hallarse dicha sobrecarga más desigualmente repartida, sino también porque el peso total aplicado sobre cada arco es mayor con la sobrecarga de carros, porque con la sobrecarga estática es de 25042 kilogramos, y en las hipótesis de sobrecargas dinámicas es respectivamente de 27510, 23427 y 27510 kilogramos.

Para tener en cada sección el trabajo máximo producido por la sobrecarga, en el caso más desfavorable, hemos tomado el resultado mayor en los cuadros referentes á la sobrecarga estática y en los tres de la dinámica, con lo que hemos obtenido lo siguiente:

NUMERO de las secciones.	Trabajo máximo producido en el trasdós por la sobrecarga.		Trabajo máximo producido en el intradós por la sobrecarga.	
	Presión.	Tensión.	Presión.	Tensión.
	Kgs. por m. ²	Kgs. por m. ²	Kgs. por m. ²	Kgs. por m. ²
A	1417553	"	1417553	"
1	2106988	15434	1739767	872417
2	2207979	403949	2105897	1217848
3	2189632	675813	2284045	1360151
4	2821717	793614	2293872	1117492
5	3014447	853641	2167154	1356297
6	2874899	781918	1853052	1235974
7	2153328	607744	1662058	559409
8	2539071	223839	1446136	576093
9	2325685	104036	1646574	541748

Intradós del arco.—Tercera hipótesis.

Número de las secciones...	Trabajo máximo debido al primer grupo de carros.		Trabajo máximo debido al segundo grupo de carros.		Trabajo máximo debido al tercer grupo de carros.		Trabajo máximo en el caso más desfavorable que resulte de quedar existentes tres grupos ó quitar uno ó dos cualesquiera de ellos.	
	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.	Pre-siones.	Ten-siones.	Presiones.	Tensiones.
	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogs. por m. ²	Kilogramos por m. ²	Kilogramos por m. ²
4	258067	"	913852	"	100975	"	1272894	"
1	"	251897	1467471	"	222113	"	1689584	521897
2	"	604295	1793775	"	312122	"	2105897	604295
3	"	602225	1904559	"	379436	"	2284045	602225
4	"	561179	1803779	"	422767	"	2226546	561176
5	"	435930	1499155	"	443058	"	1942213	435930
6	"	279996	999501	"	436379	"	1435880	279996
7	"	20324	303965	"	415022	"	718987	20324
8	197539	"	"	576093	368259	"	565798	576093
9	379458	"	"	541748	299787	"	679245	541748

Para las secciones comprendidas entre la clave y el otro extremo de la viga, tomamos los mismos valores, pues dada la

Deducidos los valores máximos debidos á la sobrecarga, hemos pasado á calcular los que produce la carga permanente.

Carga permanente.—Una vez obtenidos los esfuerzos desarrollados en cada sección por una sobrecarga uniformemente repartida, cuyos datos se deducen, como hemos dicho, de los cuadros que nos dan los trabajos debidos á la sobrecarga de 300 kilogramos por metro cuadrado con sólo sumar los números de cada fila, no habrá más que multiplicar cada uno de estos números por $\frac{p}{\pi}$ (siendo p la carga permanente y π la sobrecarga

que actúa sobre cada montante), y obtendremos en cada sección el esfuerzo máximo debido á la carga permanente, cuya operación se resume para las dos cabezas, en el siguiente cuadro:

NÚMERO DE LA SECCIÓN	TRABAJO DEBIDO Á LA CARGA PERMANENTE											
	TRASDÓS			INTRADÓS								
	KILOGRAMOS POR M. ²											
4	-	1129174	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4114917	-	1129174	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4144917
1	-	1130863	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4151116	-	1131617	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4154739
2	-	1139668	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4133437	-	1039137	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	3997951
3	-	1162206	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4266169	-	1056658	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	3873728
4	-	1206627	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4429227	-	977117	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	3886753
5	-	1251496	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4593019	-	905184	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	3822705
6		1283202	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4710315	-	850018	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	3120204
7		1293222	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4765450	-	813166	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	2984929
8		1318407	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4839544	-	783477	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	2875949
9		1334312	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	4897927	-	775160	$\times \frac{4838,05}{1318}$	=	-	2845419

Cálculo del trabajo debido al cambio de temperatura.—Para este cálculo hemos dicho en otro lugar que se supone un cambio de temperatura de $\pm 25^\circ$ para los arcos centrales. Nos parece muy suficiente este límite, porque es muy difícil que las temperaturas extremas á que hayan de estar sometidos estos arcos se diferencien en 50° , teniendo en cuenta que siempre han de estar á la sombra, y en Salamanca, en los veranos más calurosos, no sube el termómetro á la sombra de 38° , ni la mínima en invierno baja de -12° , salvo algún caso muy excepcional.

Sentado esto, el empuje debido á dichos cambios extremos se obtiene por la fórmula $Q = E t \frac{E I}{a^2} B''' K$, donde E indica el coeficiente de dilatación del metal que es 0,0000115; t , la máxima diferencia de temperatura entre la media y las extremas ó sea $\pm 25^\circ$ según ya hemos dicho; E , el coeficiente de elasticidad del acero que es 225×10^4 ; I , el momento de inercia de la sección; a , la semiluz del arco y B''' y K dos coeficientes para los que se deducen de las tablas de Rezal los siguientes valores: $B''' = 45,25$, $K = 0,973$. Sustituyendo, pues, estos valores, en la fórmula anterior se tiene

$$Q = 0,0000115 \times 25 \times \frac{2550000000 \times 0,004576}{272,25} \times 45,25 \times 0,973 = 5425.$$

Deduciendo este valor del empuje, hemos aplicado para cada sección las fórmulas

$$X = Qy, \quad F = Q \cos \theta, \quad V = Q \sin \theta$$

y con los resultados de ellas hemos obtenido los esfuerzos máximos en el trasdós é intradós por las fórmulas conocidas

$$\frac{F}{\Omega} - \frac{Xh}{2I} \quad \text{y} \quad \frac{F}{\Omega} + \frac{Xh}{2I}$$

El siguiente cuadro expresa los resultados de todas estas operaciones:

Número de las secciones.	Valores de X	Val res de F	Valores de V	TRABAJO MÁXIMO	
				KILOGRAMOS POR METRO CUADRADO	
				Trasdós del arco.	Intradós del arco.
4	0	± 5008	± 2087	± 183443	± 183443
1	± 3873	± 5098	± 1855	± 195110	± 563590
2	± 7237	± 5176	± 1623	± 523066	± 902260
3	± 10118	± 5244	± 2391	± 803889	± 1183065
4	± 12321	± 5300	± 1159	± 1018479	± 1408757
5	± 14468	± 5345	± 927	± 1226681	± 1618555
6	± 15977	± 5380	± 696	± 1375077	± 1769215
7	± 17045	± 5405	± 464	± 1478203	± 1874173
8	± 17686	± 5420	± 231	± 1540689	± 1937757
9	± 17903	± 5425	0	± 1561855	± 1959291

Trabajo total máximo.—Con los datos anteriores, fácil nos ha sido deducir el trabajo máximo á que se halla sometido el metal en cada una de las secciones en el caso más desfavorable, pues no hemos tenido que hacer más que sumar en cada una de ellas el trabajo debido á la carga permanente con el debido á la temperatura y con el mayor trabajo que en ella produce la sobrecarga en las cuatro hipótesis que hemos tenido en cuenta. Con todos estos resultados reunidos hemos formado los siguientes

cuadros, que nos dan para cada cabeza los esfuerzos máximos que buscábamos.

Trasdós del arco.

Número de la sección.	Trabajo máximo debido á la carga permanente. Kilogs. por m. ²	Trabajo máximo debido á la temperatura. Kilogs. por m. ²	Trabajo máximo debido á la sobrecarga. Kilogs. por m. ²	Trabajo máximo total en cada sección. Kilogs. por m. ²
4	4144917	183443	1417553	5745913
1	4151116	195110	2106988	6453214
2	4183437	523066	2207979	6914679
3	4266169	803889	2189682	7259740
4	4429227	1018479	2321717	8269423
5	4593019	1226681	3014447	8834147
6	4710315	1375077	2874899	8960291
7	4765450	1478203	2153323	8396981
8	4839544	1540689	2539071	8919304
9	4897277	1561855	2325685	8785467

Intradós del arco.

NÚMERO de la sección.	Trabajo máximo debido á la carga permanente. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo debido á la temperatura. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo debido á la sobrecarga. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo total. Kgs. por m. ²
4	4144917	183443	1417553	9745913
1	4150221	568590	1737212	6456023
2	3997951	902260	2105897	7006108
3	3878728	1188065	2284045	7350838
4	3586753	1403757	2293872	7289382
5	3322705	1613555	2167154	7108414
6	3120204	1769215	1853052	6742471
7	2984929	1874173	1662058	6521160
8	2875949	1937759	1446186	6259844
9	2845419	1959291	1646574	6451284

Como se ve en ellos, dicho esfuerzo no llega al límite adoptado, siendo menor en el intradós que en el trasdós. Las figuras 10 al 14 expresan gráficamente todo cuanto á los esfuerzos que nos ocupan se refiere.

En la figura 13 se observa que si completamos, como se indica de puntos, la curva envolvente de todas las que representan las presiones del trasdós del arco debidas á la sobrecarga en las cuatro hipótesis, con lo que tendríamos la expresión gráfica de las presiones máximas producidas en el trasdós citado por todas las posiciones sucesivas de la sobrecarga, se tiene para las secciones 3 y 7, respectivamente, un trabajo máximo debido á ella de 245000 y 2700000 kilogramos por metro cuadrado, en vez del que nos ha resultado en los cálculos anteriores; de modo que obtendríamos para ellos un trabajo total de 7,520058 y de 8,943653 kilogramos por metro cuadrado, siempre inferior al límite que hemos adoptado.

En la figura 14 se ve que en ningún caso se hallan sometidos los arcos á esfuerzos de tensión; por consiguiente, la curva de presiones se hallará siempre dentro del núcleo central.

Trabajo á que se halla sometida el alma de la viga.—El trabajo á que se halla sometida el alma de la viga, bajo la influencia del esfuerzo normal y del esfuerzo cortante, estará dado por la expresión $\sqrt{\frac{F^2}{\Omega^2} + \frac{V^2}{\omega^2}}$ siendo ω la sección de aquélla; pero

nos basta calcular la fórmula aproximada $\frac{F}{\Omega} + \frac{V}{\omega}$ que da para dicho trabajo un valor mayor del verdadero.

Aunque desde luego se comprende por la fórmula de la sección, que el esfuerzo á que se halla sometida esta parte de la obra que nos ocupa no llegará al límite que nos hemos propuesto, hemos querido cerciorarnos, y á este objeto hemos hecho el cálculo para tres secciones empezando por la núm. 1, que por hallarse más próxima á los arranques es la que se encuentra en condiciones más desfavorables. En los siguientes cuadros se tienen los valores correspondientes de F y V en el caso más desfavorable:

Número de la sección.	Esfuerzo cortante máximo debido á la carga permanente. Kilogramos	Esfuerzo cortante máximo debido á la temperatura. Kilogramos.	Esfuerzo cortante máximo debido á la sobrecarga. Kilogramos.	Esfuerzo cortante máximo total. Kilogramos.
1	2051	1855	3018 (1)	6924
5	1374	927	3526	5827
9	2419	0	3986	6405

(1) Segunda hipótesis de la sobrecarga dinámica.

Número de la sección.	Esfuerzo normal máximo debido á la carga permanente. Kilogramos.	Esfuerzo normal máximo debido á la temperatura. Kilogramos.	Esfuerzo normal máximo debido á la sobrecarga. Kilogramos.	Esfuerzo normal máximo total. Kilogramos.
1	112349	5098	34729 (2)	152176
5	108063	5345	33022	146430
9	105697	5425	31259	142381

(2) Tercera hipótesis de la sobrecarga dinámica.

de donde se deduce:

Número de la sección.	$\frac{F}{\Omega}$	$\frac{V}{\omega}$	$\frac{F}{\Omega} + \frac{V}{\omega}$ Kilogramos por m. ²
1	5574207	961605	6535812
5	5363804	809254	6173058
9	5215416	889526	6104942

Se, ve pues, que á pesar de haber calculado este esfuerzo, como hemos dicho ya, por medio de una fórmula que da para él un valor mayor del verdadero, resulta un trabajo máximo muy inferior al adoptado como límite.

Las dimensiones de los roblones que unen las cabezas y distancia á que deben estar, lo hemos deducido por la fórmula que indica el Rezal para obtener la suma de las secciones de los que corresponden á una longitud de viga de un metro; dicha fórmula es $x \geq \frac{Vach}{2I} \times \frac{1}{5000000}$ en la que hemos puesto 5000000 en vez de 300000, porque suponemos que estos elementos de la obra resisten 5 kilogramos por mm.², en vez de 3 que le atribuye el

autor citado. Sustituyendo en la fórmula los valores que representan cada una de las letras, se tiene en el caso presente

$$x > \frac{6924 \times 0,250 \times 0,025 \times 0,900}{0,00915} \times \frac{1}{5000000} = 0,000851;$$

como ponemos roblones de 20 mm. de diámetro que tienen por consiguiente 254 mm.² de sección, resultará para número de los que ha de haber en un metro de longitud $n > \frac{851}{254} = 3,35$.

Nosotros ponemos 10 en la unión del alma á los hierros de ángulo, y 20 en la unión de éstos á los palastros que forman la cabeza, pues según aconseja el autor antes citado, la distancia entre los ejes de los roblones no debe exceder de 0,10, y á esta regla práctica nos hemos atendido en el número adoptado.

Únicamente nos resta ahora deducir la presión á que se hallan sometidas las articulaciones. Para esto, hemos empezado por calcular el empuje debido á la carga permanente que está dado por la fórmula $Q = 2 p a B' K$, en la que haciendo las operaciones resulta para dicho empuje un valor de 105917 kilogramos. Para tener el empuje total hay que añadir á aquél el debido á la temperatura que sabemos es 5425 y el máximo de la sobrecarga que es el que tiene lugar en la tercera hipótesis de los carros para el cual se obtiene un valor de 32199; sumando, pues, estos valores tendremos para valor máximo del empuje que buscamos 143541 kilogramos. El esfuerzo vertical debido á la carga permanente á la sobrecarga es 57297; por consiguiente, resulta para valor máximo de la resultante de ambas,

$$R = \sqrt{143541^2 + 57297^2} = 154554$$

Como el eje tiene una longitud de 250 mm. y un diámetro de 100 se deduce para el mm.² de superficie una presión de $\frac{154554}{100 \times 250} = 6,18216$ kilogramos, que no es nada exagerada.

Los ejes se apoyan en la sillería por medio de una pieza cuadrada de fundición de un metro de lado, resultando, por consiguiente, para la sillería en dicho apoyo, y en el caso más desfavorable, una presión de 15,4554 kilogramos por cm.², cuyo esfuerzo resiste perfectamente el granito, que es el material que proponemos para esta clase de fábrica. Con esto terminamos todo lo referente á los arcos centrales y pasamos á tratar de los arcos laterales.

Arcos laterales.—En el cálculo de estos arcos hemos seguido la misma marcha que en los anteriores, obteniendo los siguientes resultados:

Trasdós del arco.

Número de las secciones.	Trabajo máximo debido a la carga permanente. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo debido a la sobrecarga. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo debido a la temperatura. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo total. Kgs. por m. ²
A	4489384	1394017	178079	6061480
1	4459496	1506630	250497	6216623
2	4489012	1555137	643939	6688088
3	4517597	1698049	941191	7156838
4	4779853	1852456	1207318	7885652
5	4870132	1868581	1422763	8161476
6	5125736	1891097	1539768	8606601
7	5291091	1756018	1707852	8754961
8	5336927	1347853	1778775	8963555
9	5335961	1303180	1802660	8962801

Intradós del arco.

Número de las secciones	Trabajo máximo debido a la carga permanente. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo debido a la temperatura. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo debido a la sobrecarga. Kgs. por m. ²	Trabajo máximo total. Kgs. por m. ²
A	4489384	178079	1394017	6061480
1	4516216	613051	1530279	6659546
2	4357420	1012075	1776550	7146045
3	4241070	1314094	1944637	7499801
4	3795425	1584174	1955232	7334831
5	3 86519	1802875	1863441	7352835
6	3346904	1972322	1596623	6915849
7	3209553	2092268	1335737	6637758
8	3035079	2164237	1166368	6355684
9	2923088	2188470	1149046	6265604

Como en ellos se ve, en ningún caso excede el esfuerzo á que se halla sometido el material del límite de 9 kilogramos por mm.² que nos habíamos propuesto; las figuras 16 al 20 indican gráficamente todos los resultados de los esfuerzos máximos á que se hallan sometidos los arcos laterales de que nos venimos ocupando.

Trabajo á que se halla sometida el alma del arco.—Ya indicamos en otro lugar, la fórmula de que nos servimos para deducir el trabajo combinado del esfuerzo normal y cortante. Como hicimos notar al tratar de los arcos centrales, siendo el alma llena, podemos tener de antemano la seguridad de que el trabajo que nos ocupa no llega al límite admitido por nosotros; este resultado obtuvimos al calcular el correspondiente á tres secciones de aquellos arcos, y aunque en éstos podíamos prescindir de esta operación, á fin de que no quepa duda de lo que hemos afirmado, hemos hecho el cálculo, como en aquel caso, para tres de las secciones del arco. Los siguientes cuadros resumen cuanto á lo que nos ocupa se refiere:

Número de las secciones.	Esfuerzo cortante debido a la carga permanente. Kilogramos.	Esfuerzo cortante máximo debido a la temperatura. Kilogramos.	Esfuerzo cortante máximo debido a la sobrecarga. Kilogramos.	Esfuerzo cortante total máximo. Kilogramos.
1	1457	1134	1568	4082
5	980	557	1266	2813
9	1645	0	1926	3571

Número de las secciones.	Esfuerzo normal debido a la carga permanente. Kilogramos.	Esfuerzo normal máximo debido a la temperatura. Kilogramos.	Esfuerzo normal máximo debido a la sobrecarga. Kilogramos.	Esfuerzo normal total máximo. Kilogramos.
1	76937	3063	22757	102757
5	73662	3269	21718	98649
9	72060	3318	21270	96648

(Continuara.)

tentes, es, sin embargo, favorable á los procedimientos biológicos, y cree que es preciso someter las aguas negras á un tratamiento preliminar anaeróbico; pero es muy probable que estos primeros fenómenos se produzcan ya en el alcantarillado y en el emisario. Otro punto no menos importante, que resulta de observaciones hechas en Manchester, las aguas sucias que proceden de las fábricas son tan sensibles á las que acciones microorgánicas, como las aguas negras de la economía animal.

La Comisión real, parece que está en lo cierto; el proceso biológico detiene en lugar de provocar el nacimiento y desarrollo de los microorganismos patógenos, y el método que preconiza y que generalizará cada vez más, consiste en recurrir primeramente á un tratamiento anaeróbico y realizar después las condiciones aeróbicas, ya en una serie de depósitos, ya por medio de aspersiones.

A nadie se le oculta la importancia de estos estudios, puesto que actualmente no se permite ya arrojar á los ríos las aguas negras sin haberlas sometido antes á un tratamiento conveniente.

*
* *

Han dedicado también las municipalidades gran atención á las mejores maneras de construir los caminos. Tratando de facilitar la circulación por todas partes, han hecho abrir nuevas arterias para evitar la enorme aglomeración que se produce en algunas calles antiguas, insuficientes ya para las necesidades modernas, ó ensanchar otras; se construyen nuevos puentes ó se ensanchan los antiguos.

Los diversos firmes han sido objeto de experimentos comparativos; las maderas australianas, el karri y el jarrah han demostrado poseer cualidades precisas. Las escorias de los hornos altos han dado también buenos resultados. Por el contrario, el aceite en las carreteras no ha producido el efecto que se esperaba. Resulta de los experimentos hechos en Aldershot, que las partes aceitadas presentaban muy buen aspecto en tiempo seco, sin la menor señal de polvo, pero con las lluvias, el aceite y el barro forman una mezcla horrible. En resumen, no se ha hallado todavía el firme ideal.

PUENTE SOBRE EL RÍO TORMES EN SALAMANCA

(CONTINUACIÓN)

De donde se deduce:

Número de las secciones	$\frac{F}{\Omega}$	$\frac{V}{\omega}$	$\frac{F}{\Omega} + \frac{V}{\omega}$ Kilogramos por m. ²
1	6057111	566908	6624019
5	5814365	390669	6205534
9	5696916*	495940	6192856

Estos esfuerzos, á pesar de ser mayores que los verdaderos, se ve que son, como decimos antes, inferiores al límite aceptado.

El diámetro y distancia de los roblones de unión de las cabezas es el mismo que hemos adoptado en los arcos centrales, y, por tanto, no repetimos aquí el cálculo, porque hay la seguridad de no exceder, con el esfuerzo á que se halla sometido, el límite admitido.

Lo mismo que hemos hecho para aquéllos deduciremos ahora para los arcos de que nos ocupamos la presión máxima á que se hallan sometidas las articulaciones y las piezas de sillería en que vienen á apoyarse. El empuje debido á la carga permanente estará dado por la siguiente expresión:

$$Q = 2 p c BK' = 59203 \times 1,25 \times 0,976 = 72227,76.$$

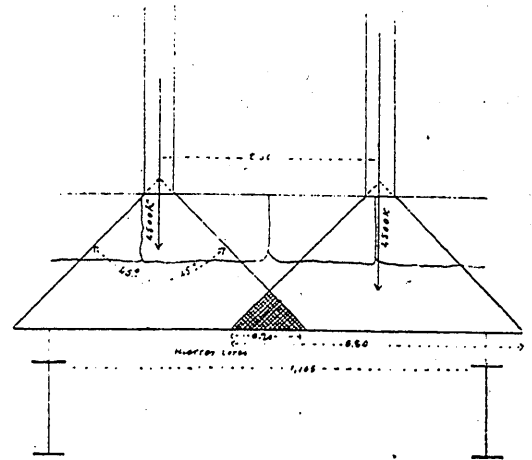
El debido á la temperatura es, como sabemos ya, 3317,62. El que produce la sobrecarga estática y dinámica es 21308,96. Tendremos, pues, para empuje total máximo, $Q = 72227,76 + 3317,62$

+ 21308,96 = 96851,34. El esfuerzo vertical debido á la carga permanente es 29601,50, y el debido á la sobrecarga es 8802,93; luego tendremos para esfuerzo vertical $T = 38404,43$, y la resultante de ambos esfuerzos será $R = \sqrt{96851,32^2 + 38404,43^2} = 104291$ kilogramos.

El eje de la articulación tiene 200 mm. de longitud y 100 de diámetro; luego la presión por mm.² será de $\frac{104191}{20000} = 5,20955$.

La presión por cm.² en el sillar sobre que apoya dicha articulación será $\frac{104191}{7000} = 14,8844$ kilogramos, que es todavía inferior al de los arcos centrales, con lo que queda justificado las dimensiones adoptadas para los arcos laterales.

Arriostramientos longitudinales.—Siendo los arcos pequeños, y teniendo, en general, los tramos poca superficie que se oponga á la marcha del viento, el esfuerzo producido por éste ha de ser de poca importancia, y si calculáramos los arriostramientos longitudinales necesarios para resistir este esfuerzo, obtendríamos para ellos secciones tan pequeñas que no podrían aplicarse económicamente en la obra; por eso nos hemos limitado á unir los



dos arcos próximos á cada frente y las viguetas correspondientes por medio de hierros en ángulo de $\frac{50 \times 50}{8}$ de sección, formando así una viga cuya resistencia supera con creces á la que se necesita para vencer el esfuerzo debido al viento.

Arriostramientos verticales.—Para deducir estos arriostramientos hemos supuesto carros de dos ejes de 9.000 kilogramos de peso, que es el caso más desfavorable. En estas condiciones el esfuerzo en las piezas horizontales estará dado por la fórmula

$$f = \frac{\pi n}{2 h}, \text{ ó sea en el caso actual } f = \frac{9000 \times 2,25}{1,80} = 11250$$

en la clave, y $f = \frac{9000 \times 2,25}{2} = 10125$ en el montante central de los tímpanos, de modo que resultaría para sección de las barras con el límite de 8 kilogramos por mm.² admitido para ellas $s = \frac{11250}{8} = 1406,25$ y $s = \frac{10125}{8} = 1265,625$; para

todas hemos adoptado, sin embargo, una misma sección en forma de T de 100 mm. de cabeza, 70 de dimensión vertical y 9 milímetros de espesor, que dan una superficie de 1450 mm.² superior á la mayor de ellas.

El esfuerzo á que se hallan sometidas las diagonales, lo calcularemos por la fórmula $f = \frac{\pi}{2 \cos \theta}$.

Nosotros hemos adoptado para estos elementos de la obra dos tipos de hierro de ángulo; uno de $\frac{90 \times 90}{10}$ de reacción

para los arriostramientos de los arcos en la clave y secciones contiguas á ella hasta la 7 y 7' inclusive, y los arriostramientos de los tímpanos desde las secciones 6 al 4 y 6' al 4', y otro tipo de $\frac{50 \times 50}{8}$ de sección transversal para el resto. De todos los del

primer grupo, las diagonales de las secciones 6 y 6' de los tímpanos son las que se hallan sometidas á mayor esfuerzo, por ser las más inclinadas; para ellas resulta $f = \frac{9000}{2 \times 0,50} = 9000$,

de modo que se tendrá por milímetro $r = \frac{9000}{1700} = 5,294$ kilo-

gramos. En el segundo grupo las más inclinadas son las de las secciones 3 y 3' de los tímpanos, siendo en ellas el esfuerzo $f = \frac{9000}{1,60} = 5625$, y el trabajo por milímetro cuadrado $r = \frac{5625}{736} = 7,642$, ambos inferiores al límite admitido.

Con esto hemos terminado todo lo referente al cálculo de los diferentes elementos que componen la obra.

Cornisa y barandilla.

Tanto en la descripción como en los cálculos de los diferentes elementos del puente, sólo nos hemos ocupado de sus partes principales; lleva además como complemento del alzado una cornisa de 0,408 de altura total á partir de la cabeza superior de las viguetas. Dicha cornisa la componen dos hierros en \square convenientemente dispuestos y arriostrados, y sobresale del eje de dichas viguetas 0^m,20, completando así la anchura de los 10,00 metros que debe tener el puente. Sobre ella se apoya una barandilla de hierro forjado de 1,00 de altura, formada por piezas de construcción muy sencilla, que sirve de remate á la parte metálica.

Adornos.

Aunque los elementos ya citados den por sí solos al conjunto un aspecto bastante agradable á la vista, tanto por sus proporciones como por la ligereza de la construcción, hemos creído que por estar situada la obra en esta capital debíamos poner algún adorno más que rellenara en parte los tímpanos y diera mayor movilidad al gran número de superficies planas y líneas rectas que de otra suerte aparecen en los frentes; á este fin superponemos diferentes piezas de hierro fundido que sin gravar mucho el presupuesto satisfacen en parte al objeto que con ellas nos proponemos; siendo la parte decorativa, á excepción de las ménsulas, completamente accidental, puede suprimirse sin que por eso se alteren en lo más mínimo las condiciones de resistencia de aquella.

Peso de la parte metálica.

El peso que nos ha resultado para la parte metálica del puente es de 798278,27 kilogramos, de los que 297602,93 corresponden á los arcos, 313246,22 al tablero, 123741,35 á los arriostramientos, 27103,56 á las barandillas y 36594,06 á los adornos; se obtiene, pues, para peso del metro cuadrado de puente, teniendo

en cuenta todos estos elementos $\frac{798278,27}{2016} = 395,97$ kilogra-

mos; pesando el metro cuadrado de tablero propiamente dicho $\frac{313246,22}{2016} = 155,38$, cifras ambas aceptables á nuestro entender.

Apoyos.

Los tramos cuya descripción y cálculo acabamos de exponer, hemos dicho ya que descansan sobre cinco pilas y dos estribos. Todos estos apoyos, tienen en correspondencia con los arcos otras tantas cadenas de sillería para que puedan resistir mejor á los esfuerzos transmitidos por aquéllos, hallándose dichas cadenas convenientemente enlazadas con las demás fábricas, para que estos esfuerzos se distribuyan en toda la superficie de los apoyos.

A las pilas las hemos dado un espesor de 2,50 á la altura de

la ampostilla, viniendo á tener 2,10 en la horizontal de las articulaciones, y 1,70 en el macizo que se eleva desde aquéllas á la altura de la rasante. La distancia entre los ejes de las articulaciones de cada pila es de 2,30.

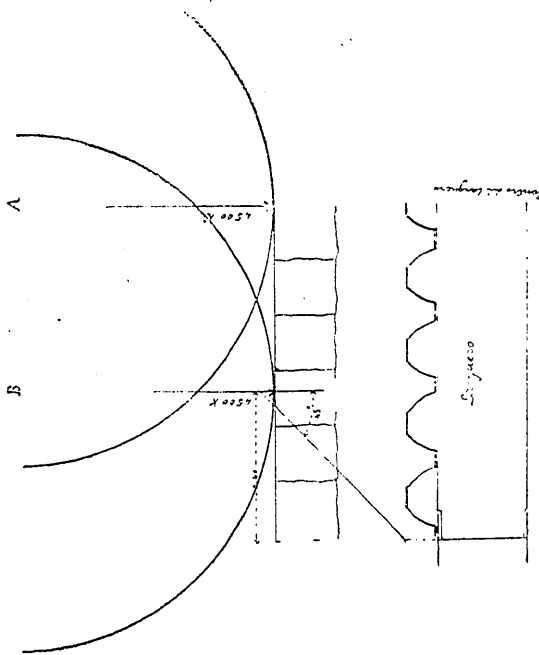
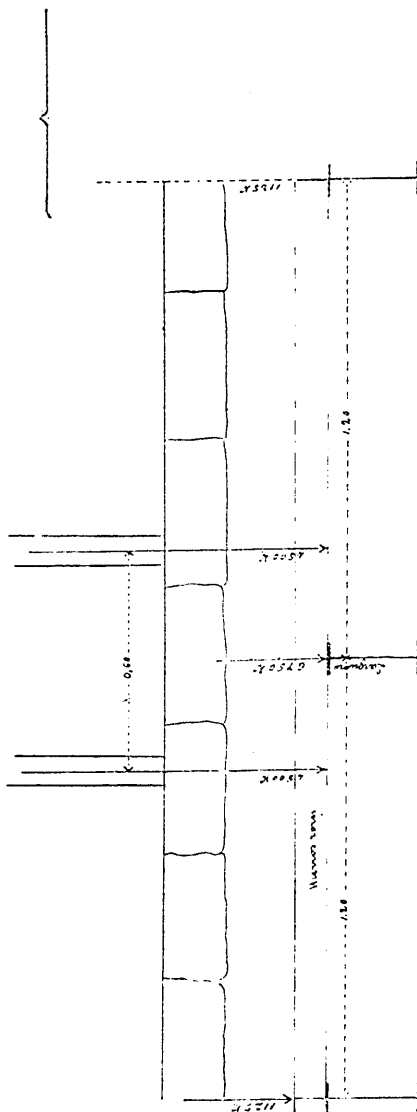


Fig. 2.^a



Hemos calculado el coeficiente de estabilidad de estos apoyos como á continuación se expresa:
Según hemos deducido en el cálculo de los arcos, el empuje

máximo que actúa sobre los apoyos en el caso más desfavorable es $E = 143541 \times 3 + 96854,34 \times 2 = 624331,68$; como la altura de su punto de aplicación sobre el zócalo es de 3,50, se tendrá para momento de esta fuerza con relación á la arista exterior de la pila á la altura del zócalo $M = 624331,68 \times 3,50 = 2185097$.

Los pesos verticales que actúan en dicho apoyo, son los siguientes:

1.º Peso del tramo y sobrecargas $p = 57297 \times 3 + 33404 \times 2 = 248699$, que da para momento con relación á la línea antes citada $m = 248699 \times 2,40 = 596878$.

2.º Peso de las fábricas, que es el siguiente:

Peso de la partesuperior á la impostilla $8,835 \times 10,50$	
+ 2500 =	231919
Idem de la pila $30,061 \times 2,95 \times 2500 =$	221700
	453619

momento del mismo $m = 453619 \times 1,31 = 594241$.

$$p_1 = 2,00 \times 3,55 \times 2500 = 17750$$

$$p_2 \times \frac{610 + 650}{2} \times 0,90 \times 2500 = 14150$$

$$p_3 = 6,50 \times 300 \times 2,500 = 48750$$

$$p_4 = 735 \times 5,80 \times 2500 = 113100$$

Aunque la curva de presiones sale 0,20 fuera del núcleo central en la base de los cimientos, como la presión máxima en la arista exterior, que es la más cargada, resulta por centímetro cuadrado de $\frac{212591}{72000} \times 2 = 5,91$ kilogramos, no hemos creído necesario aumentar su espesor.

Cimientos.

Se practicaron cinco sondeos en todo el ancho del río, resultando de ellos que el lecho se compone de capas sucesivas de arena y grava menuda hasta llegar al terreno firme, que en uno de los agujeros de sonda resultó estar á 6,00 metros bajo el

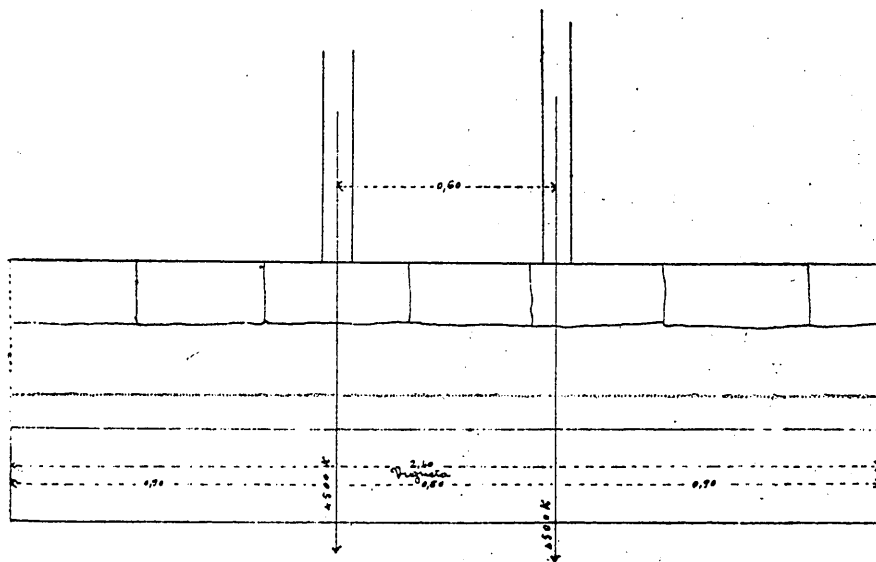


Fig. 3.º

Resultando, por consiguiente, para coeficiente de estabilidad $c = \frac{m + m'}{M} = \frac{1191119}{2181097} = 0,546$, que nos parece muy suficiente, porque esto sólo tiene lugar en la hipótesis de sobrecarga y temperatura más desfavorable, en cuyo caso es de suponer que actúan sobre la pila los dos arcos que apoyan en ella con empujes iguales y contrarios que se contrarrestarán, quedando subsistentes las fuerzas verticales para las que tiene ésta exceso de resistencia.

Los espesores de los estribos los hemos calculado gráficamente, como se ve en la figura 21.

En dicho cálculo hemos tenido en cuenta el empuje máximo de los arcos, que, según hemos dicho, en las pilas es de 624331 kilogramos. Este peso ha de distribuirse en una longitud de 13,20, que es el ancho del estribo, incluyendo los contrafuertes, y resulta para el metro lineal, que es el que consideramos en el cálculo gráfico, $E = \frac{624331}{13,20} = 47293$.

El peso del tramo por metro lineal será $p = \frac{248699}{13,20} = 18841$;

las demas fuerzas que figuran en el cálculo gráfico anterior son los pesos de las fábricas, porque prescindimos del empuje de las tierras, que en el caso presente favorece á la estabilidad por contrarrestar el del arco; serán, pues, dichos esfuerzos, los siguientes:

estiaje. Este terreno se compone de bancos de roca arenisca, que son continuación de los que aparecen al exterior en la margen izquierda y que reúnen excelentes condiciones para cimentar la obra.

Teniendo en cuenta que, por la profundidad que resulta en general para todos los apoyos, menos el estribo izquierdo, por la gran permeabilidad del terreno y por el caudal considerable de agua que siempre trae el Tormes, habían de ser muy costosos los agotamientos y las ataguías, de emplearse este sistema de cimentación; habiendo observado, además, durante la construcción del puente del ferrocarril de Plasencia á Astorga, emplazado aguas arriba del que ahora proyectamos, que las pilas, cimentadas todas por medio del aire comprimido, se ejecutaron sin dificultad alguna, pues la uniformidad de las capas en toda la extensión del lecho hizo que no fueran necesarios medios auxiliares que sirvieran de guía á los cajones, manteniéndose éstos horizontales en su descenso, sin gran trabajo por parte del personal encargado de dirigir las obras, mientras que en la ejecución del estribo izquierdo, que se llevó á cabo por el procedimiento indio y con agotamientos, fueron éstos de gran importancia y ocurrieron varios incidentes durante el curso de los trabajos, entre ellos la formación del cajón por los empujes de las tierras, dando como resultado una construcción más deficiente á la vez que más costosa que la de las pilas; y resultando de los sondeos que la naturaleza del terreno

en el emplazamiento de la obra que nos ocupa es análoga, y aun casi podemos decir idéntica al del emplazamiento del puente antes citado, hemos creído más conveniente el empleo del aire comprimido para la cimentación de todos los apoyos, á excepción

del de los cajones empleados en la cimentación del puente de Marmonde, con la sola diferencia del material, que en aquéllos era el ladrillo en la parte inferior y sillarejo en la superior, resultando, por tanto, un conjunto menos homogéneo que el de nuestro proyecto. Esta manera de construir la cámara de trabajo tiene la ventaja de que permite enlazar perfectamente el relleno de ella con el resto de la fábrica, cosa que no sucede

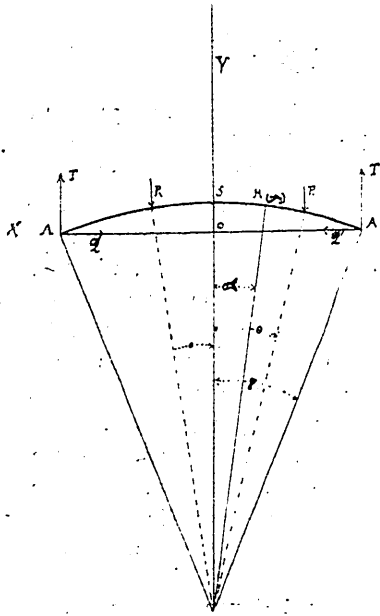


Fig. 4.ª

del estribo izquierdo, que, por hallarse fuera del agua y en sitio donde la roca se halla al descubierto, se puede cimentar en seco sin necesitar apenas agotamientos.

Las cámaras de trabajo las proyectamos de hormigón hidráulico

Arcos centrales

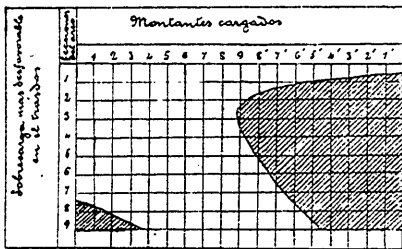


Fig. 5.ª

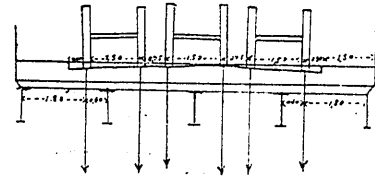
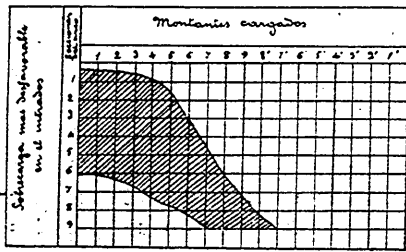


Fig. 6.ª

cuando se halla compuesta exclusivamente de hierro, pues siempre queda una línea de separación formada por dicho metal entre la construcción interior y exterior, y, además, no es tan sencillo el relleno en este caso por el gran número de huecos que hay en el techo entre vigueta y vigueta. Con la forma que nosotros le hemos dado á la cámara, sobre todo si se tiene cui-

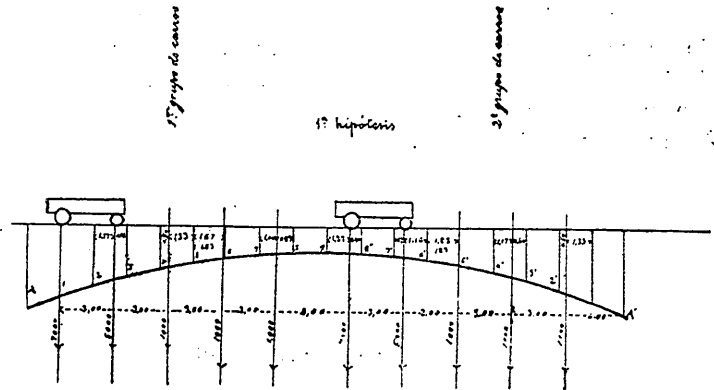


Fig. 7.ª

دادo de no dejar completamente lisas las superficies interiores de aquélla, el enlace de las fábricas es completo, resultando un conjunto bastante unido, y el relleno de dichas cámaras cuando se ha llegado á terreno firme, es muy sencillo, porque se suprimen los rincones y los huecos entre viguetas y sólo queda como parte molesta de las ménsulas en que se apoyan las bóvedas,

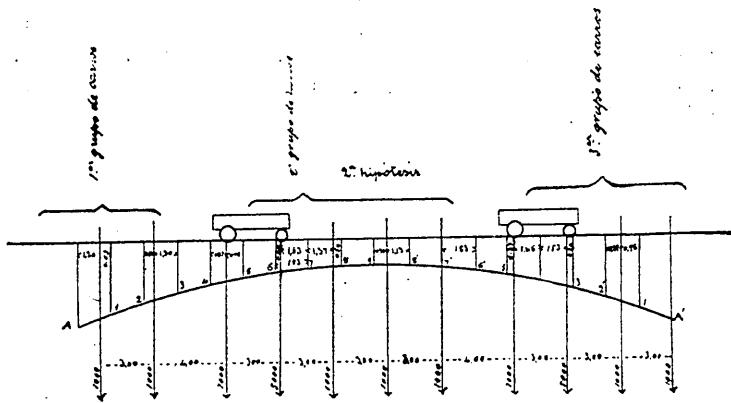


Fig. 8.ª

pero que por estar situadas en la parte inferior se facilita mucho el relleno de huecos en ella, pudiendo llevarse á cabo esta operación sin ninguna dificultad.

El borde inferior del cajón lo reforzamos con un palastro de 12 mm. de espesor en una altura de 0,40; el resto, hasta la altura del hormigón que constituye la cámara de trabajo, se halla sólo cubierto por un palastro de 8 mm. de espesor conveniente-

armado con viguetas de hierro, teniendo interiormente la forma de una bóveda ojival. Dichas bóvedas se hallan apoyadas sobre una plataforma de palastro sostenido y unido al borde inferior del cajón por ménsulas, constituyendo un conjunto aná-

mente reforzado por hierros de ángulo de $\frac{90 \times 90}{8}$ de sección. Desde donde terminan las citadas cámaras hemos suprimido las envolventes de hierro, construyéndose el resto de los apoyos de mampostería concertada con mortero hidráulico los paramentos, y mampostería ordinaria con mortero hidráulico

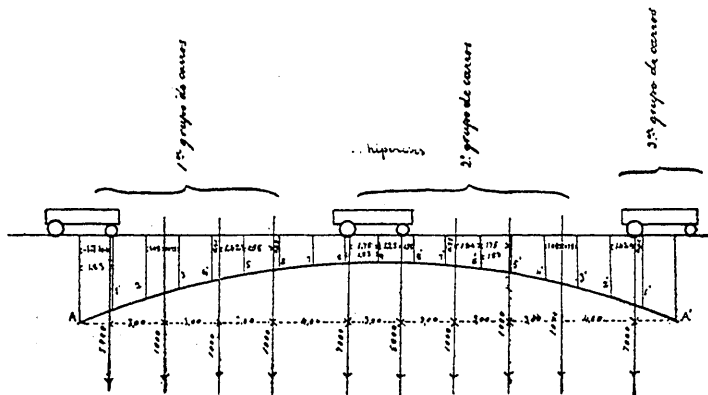


Fig. 9.º

los macizos interiores. Aunque la naturaleza del terreno hace suponer que no ha de ofrecer gran resistencia al descenso de los cajones, para evitar en lo posible el rozamiento, ponemos un enlucido de mortero hidráulico sobre la mampostería concertada de los paramentos lo mismo que se hizo en los cimientos del citado puente de Marmonde.

en paramentos y la ordinaria con mortero común en el macizo. Para estar en armonía con el resto de la obra les proponemos una coronación de sillería y un pretil corrido en toda su extensión de forma análoga á los de las pilas y estribos, aunque construido con distinta clase de fábrica.

Los de la avenida izquierda se cimentarán sobre la roca que se halla al descubierto, abriendo en ella una pequeña caja. Los de la margen derecha los proyectamos cimentados sobre la capa de grava á bastante profundidad para que nunca puedan llegar á ella las socavaciones del río, en la misma forma que se cimentaron los de la avenida izquierda del puente del ferrocarril de Plasencia. Los agotamientos en ellos han de ser de poca importancia, no sólo por estar bastante alejados del cauce, sino por ser el terreno poco permeable, y, además, porque una vez construido el ciminto del estribo formará éste una especie de atagua que impedirá las filtraciones por el lado que da al río. Por este motivo proponemos que estos agotamientos sean de cuenta del contratista, hallándose comprendido su importe en la partida correspondiente del presupuesto.

Terminado lo referente á la descripción y condiciones técnicas del puente, vamos á examinar el proyecto tratando de justificar principalmente cuanto se refiere á precios y partidas alzadas que figuran en los presupuestos.

Movimiento de tierras.

Artículo 1.º Como este proyecto no comprende más que el puente y las avenidas que de uno y otro lado le sirven de enlace con la carretera de Villacastín á Vigo, que va siguiendo la vege

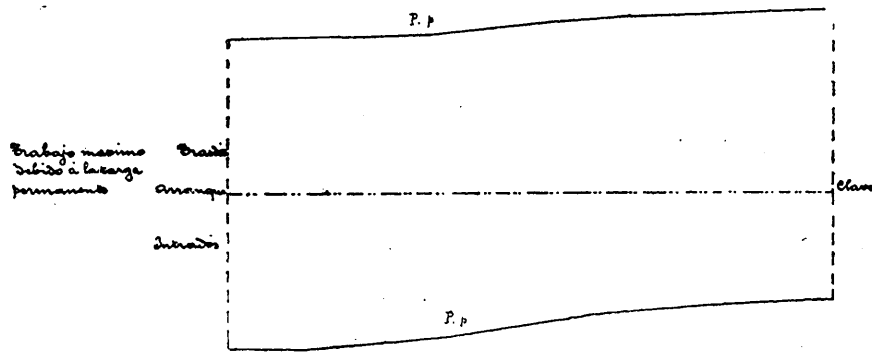


Fig. 1.º

En el estribo derecho, como resulta una superficie demasiado grande para cubrirla con una sola bóveda de hormigón, proyectamos una doble cámara de trabajo, comunicándose los dos espacios por dos aberturas practicadas en la parte intermedia. Por lo demás, el sistema y los detalles de construcción son idénticos en ambos.

por ambas mágenes, cruzando el río por el puente Mayor, no hay más movimiento de tierras que el de los terraplenes que han de construirse en dichas avenidas. Por este motivo, hemos sustituido el perfil gráfico núm. 1.º por el estado de cubicación que forma; y hemos omitido el gráfico de distribución, porque no existiendo desmontes; todos los terraplenes se ejecutarán con

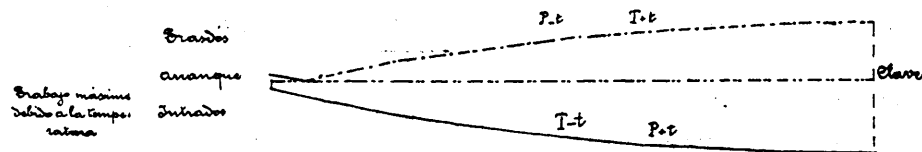


Fig. 11.º

Muros de acompañamiento.

Los muros de acompañamiento los proyectamos, como hemos dicho, con la sección en forma de trapecio, siendo vertical el paramento interior y dándole un talud del 10 por 100 al exterior. El espesor que para ellos proponemos es el tercio de la altura, al noveno de su altura á partir de la base. La clase de fabricación con que han de construirse es la mampostería careada

productos procedentes de zanjas de préstamos, á excepción de la pequeña parte construida con productos de las excavaciones de los cimientos. Por las razones dichas, hemos omitido también el anejo 7 y el 12.

En los precios correspondientes á este artículo figura el primero el del metro cúbico de terraplén. Para deducirlo, hemos tenido en cuenta en el anejo núm. 13, como ya se ha dicho, los productos de las excavaciones de los cimientos para la formación

de los terraplenes. Como la distancia media á que hay que transportarlos es de unos 100 metros, le aplicamos el precio que para los transportes á esta distancia figura en otros proyectos aprobados por la Superioridad. Respecto á los préstamos, como de abrir zanjas junto á los terraplenes, la indemnización que habria que pagar por los terrenos sería muy elevada por construirse aquéllos sobre terrenos de huerta, que tienen un precio muy alto, resulta más económico transportar las tierras del cerro de San Blas á la ladera izquierda, donde la indemnización ha de ser necesariamente pequeña por ser tierras que nada producen. En este supuesto, hemos calculado el precio del terraplén construido con

que son perfectamente aplicables en este caso, por ser las circunstancias de cimentación análogas á las de aquella obra.

Tuvimos ocasión de observar que, con cuatro tandas de cinco hombres, que trabajaban seis horas al día dentro de la cámara de trabajo, ganando un jornal de 3 pesetas por cada jornada de este tiempo, y tres tandas de dos hombres fuera de ellas con 2 pesetas de jornal, descendía el cajón en grava ó arena por término medio 0^m,60 al día, á profundidades que no excedían de siete metros, y como venia á tener aquel cajón una superficie de 12 m.² próximamente, resulta que hacían en este tiempo 7 metros cúbicos de excavación, extrayendo á la vez los produc-

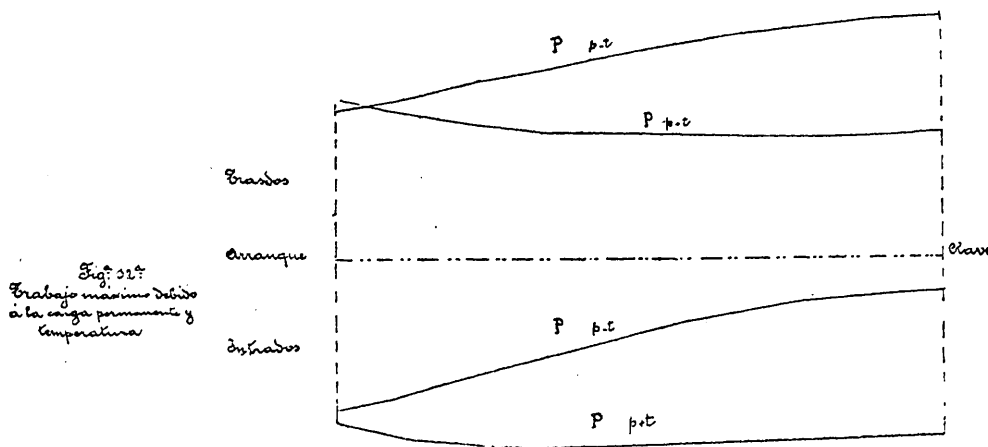


Fig. 2*

un metro cúbico de excavación en zanjas de préstamos en la siguiente forma:

	1 es tas.
Por la excavación del metro cúbico en tierra dura...	0,56
Por el transporte de 1,10 metros cúbicos de productos de excavación á 500 metros ó 0,73 pesetas metro cúbico.....	0,80
Indemnización de daños y perjuicios.....	0,05
Total.....	1,41

tes correspondientes á ella; de modo que el precio del metro cúbico se deducirá como sigue:

	Pesetas.
Por 20 jornales, á 3 pesetas.....	60
Por 6 idem, á 2 id.....	12
Total.....	72

que, dividido por 7, nos da 10,29 para precio de una unidad.

Para la roca floja que hay necesidad de excavar con objeto de empotrar algo el cajón en ella, le añadimos 2 pesetas al

Presiones
 Dimensiones
 Escala de horizontales 5:500
 Escala de verticales 1 cm por 100 Kg²

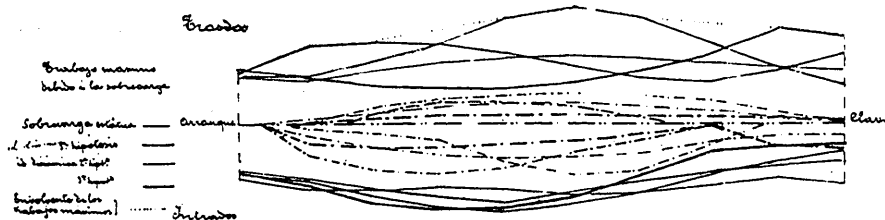


Fig. 13*

Aplicando este precio en el anejo citado, tenemos para la ejecución material del metro cúbico de terraplén un coste de 1,41 pesetas, que, aunque parece algo elevado, no lo es si se observa las condiciones en que ha de ejecutarse.

Excavaciones para cimientos.

Para deducir los precios de las excavaciones para cimientos consideramos dos casos: primero, que estas excavaciones se hagan dentro de la cámara de trabajo; y segundo, en zanjas abiertas al aire libre.

Para el primero, nos han servido de base los datos tomados durante la construcción del puente del ferrocarril de Plasencia,

metro cúbico por el mayor coste de excavación, obteniendo así un precio de 12,29 pesetas.

Los precios de las excavaciones de los cimientos al aire libre los hemos calculado como sigue:

	Pesetas.
<i>En tierra dura y grava.</i>	
Excavación del metro cúbico.....	0,56
Extracción de los productos.....	0,40
Transporte á 20 metros de distancia de 1,10 metros cúbicos, á 0,17 pesetas el metro cúbico.....	0,19
Total.....	1,15

En terreno de tránsito.

	Pesetas.
Excavación del metro cúbico.....	0,80
Extracción de los productos.....	0,40
Transporte de 1,20 metros cúbico á 20 metros de distancia, á 0,17 pesetas el metro cúbico.....	0,20
Total.....	1,40

Sustituyendo los precios anteriores en el anejo núm. 18, que contiene también los volúmenes de excavación que hay que practicar en las diferentes clases de terreno deducidas del anejo núm. 9, obtenemos para precio medio del metro cúbico de excavación dentro de las cámaras de trabajo 10,48 pesetas y en zanjas abiertas al aire libre 1,44 pesetas.

Caja para el afirmado.

La caja para el firme hay que abrirla en el terraplén ya con-

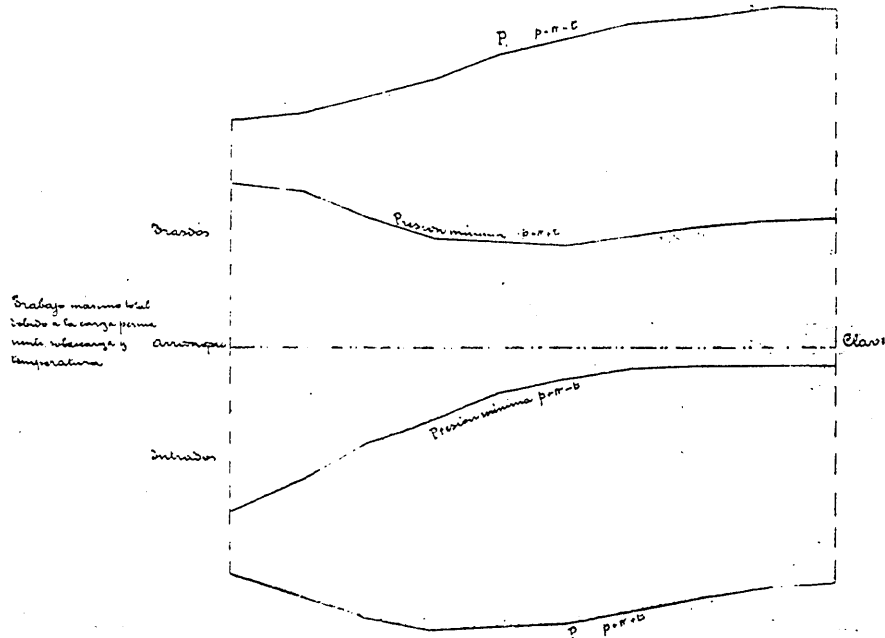


Fig. 14.*

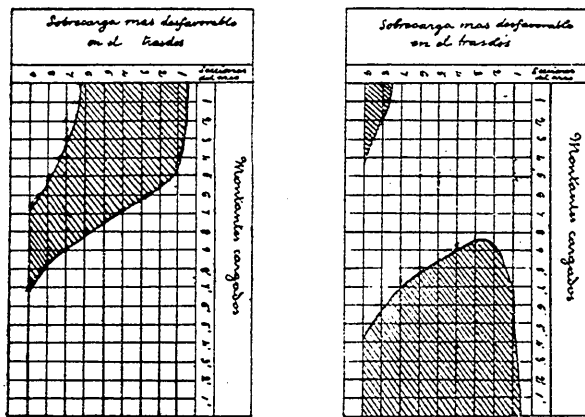
En roca floja.

Excavación del metro cúbico.....	1,21
Extracción de los productos.....	0,40
Transporte de 1,30 metros cúbicos á 20 metros de distancia, á 0,17 pesetas el metro cúbico.....	0,22
Total.....	1,83

Fig. 15.*

solidado; por consiguiente, podemos considerarla como abierta en tierra dura.

Damos á ella una sección rectangular de 14 centímetros de profundidad; el ancho en casi toda su extensión es de 7 metros, variando únicamente en las plazuelas que se forman en las uniones de esta nueva vía con la carretera de Villacastín á Vigo. Para deducir un precio único hemos calculado primero el correspondiente á cada uno de estos anchos, tomando para cada uno de los empalmes el ancho medio, que resultará ser de 16^m,80 en el primero y 25 en el segundo; tenemos, pues:



En roca dura.

Excavación del metro cúbico.....	2,40
Extracción de los productos.....	0,40
Transporte de 1,40 metros cúbicos de productos á 20 metros de distancia, á 0,17 pesetas metro cúbico....	0,24
Total.....	3,04

	P setas.
<i>Metro lineal de caja de 7 metros de anchura.</i>	
Por 0,98 metros cúbicos de excavación en tierra dura á 0,56 pesetas.....	0,55
Por la extracción de productos á 10 metros de distancia, á 0,14 pesetas el metro cúbico.....	0,14
Por refino.....	0,10
Total.....	0,79

<i>Metro lineal de caja de 16,80 metros de anchura.</i>	
Por excavación de 2,35 metros cúbicos en tierra dura, á 0,56 pesetas.....	1,32
Por transporte de 2,585 metros cúbicos de productos á 10 metros de distancia, á 0,14 pesetas el metro cúbico.....	0,36
Por refino.....	0,20
Total.....	1,88

(Continuará.)

medio de horquillas, hechas con varilla de 6 mm., colocadas cada 0m,25, y un tejido metálico envolvente, de simple torsión; de alambre de 18 x 60.

Tanto la solera como la tapa van armadas con varillas de 5 mm., ocho por metro lineal, en dirección normal á las vigas.

Cada palizada está constituida por dos pilares de 0m,25 x 0m,25, con talud de 1/30, apoyados en unas basas de 0m,60 x 0m,60 x 0m,20, construidas sobre pilas de mampostería hidráulica. Estas basas llevan una armadura metálica formada por pletinas de 50 x 5.

Los pilares llevan cuatro barras de 30 mm., enlazadas con ligaduras de alambre cada 0m,50.

La parte inferior de las dos palizadas centrales, sometida al choque de los cuerpos flotantes, en grandes avenidas, se ha construido de mampostería hidráulica, con un grueso de 1 m., cimentado sobre aluvión, con 2 m. de profundidad.

Toda la obra se ha ejecutado en un plazo de dos meses, y se ha observado al descimbrar cada uno de los tramos, una rigidez perfecta, debiendo llamar la atención sobre la extraordinaria ligereza de las palizadas, que tienen 10 m. de altura, que no han sufrido el más pequeño movimiento.

Cálculo de la solera.—Luz: 1 m.—Espesor: 0m,10.—Carga de agua: 1 m., ó sean 1.000 kg. por metro cuadrado.

Tendremos:
 Peso propio... $p = 0,10 \times 2.500 = 250 \text{ kg.}$
 Sobrecarga... $p' = 1.000 \times 1,00 = 1.000$ } $P = 1.250 \text{ kg.}$

El momento flector será

$$M_f = \frac{1.250 \times 1^2}{10} = 125 \text{ kgms.}$$

y siguiendo los mismos procedimientos que hemos explicado anteriormente obtendremos

$$2 h_c = \frac{2\sqrt{125}}{10^3} = \frac{2 \times 11}{10^3} = 0,022$$

y

$$h_t = 100 - (22 + 25) = 0m,053$$

De modo que la sección de hierros necesaria será:

$$S = \frac{125}{2 \times 0,053 \times 10^7} = \frac{0,000125}{1} = 125 \text{ mm.}^2$$

Para obtener la cual bastará poner 8 barras de 5 mm. por metro lineal, que dan 157 mm.² de sección.

Cálculo de la viga.—Luz = 12 m.—Sección 0m,20 x 1m,20. Forjado interesado = 0m,70.

Tendremos

Peso propio... $p = (0,20 \times 1,20) 2.000 = 600 \text{ kg.}$
 Peso del forjado $p' = (0,70 \times 0,20) 2.500 = 350$
 Sobrecarga... $p = 0,50 \times 1.100 = 550$
 Peso de la solera = $0,10 \times 0,50 \times 2.500 = 125$

Peso total..... 1.625 kg.

El momento flector debido á esta carga lo obtendremos aplicando la fórmula:

$$M_f = \frac{1.625 \times 12^2}{8} = 29.250 \text{ kgms.}$$

La cabeza de compresión de la viga es, en este caso, la mitad de la tapa del acueducto, y tendremos:

$$H_c = \frac{29.250}{2 \times 0,70 \times 0,20 \times 25 \times 10^4} = \frac{29.250}{70.000} = 0m,42$$

y

$$H_t = 130 - (42 + 5) = 130 - 47 = 0,87$$

La sección necesaria de hierros será, por lo tanto:

$$S = \frac{29.250}{2 \times 0,83 \times 10^7} = 1.762 \text{ mm.}^2$$

Bastan, pues, dos barras de 34 mm., que tienen una sección de 1.816 mm.²; pero además se ha colocado en la parte superior una de 30 mm. para asegurar la rigidez del conjunto.

Cálculo de los pilares.—La sección es de 0m,25 x 0m,25. La carga que actúa sobre cada pilar se compone:

Forjado.....	(0,50 x 0,10) 12 x 2.500 =	1.500	kg.
Tapa.....	(0,50 x 0,20) 12 x 2.500 =	3.000	
Viga.....	(0,20 x 1,10) 12 x 2.500 =	6.500	
Sobrecarga.....	12 x 2.500 =	6.000	
		17.000	kg.

El pilar de hormigón resiste $25 \times 25 \times 25 = 15.625 \text{ kg.}$; de modo que quedan para el hierro 1.375 kg., es decir, que en rigor bastarían con 4 barras de 7 mm.

Hemos puesto barras de 20 mm. para obtener un aumento de seguridad. Estos pilares van empotrados en unas basas armadas también, con flejes cruzados de 50 x 5, para repartir la presión sobre los cimientos.

PUENTE SOBRE EL RÍO TORMES EN SALAMANCA

(CONTINUACIÓN)

Metro lineal de caja de 25 metros de ancho.

	Pesetas.
Por excavación de 3,50 metros cúbicos en tierra dura, á 0,56 pesetas.....	1,96
Por transporte de 3,85 metros cúbicos de productos á 10 metros de distancia, á 0,14 pesetas el metro cúbico..	0,54
Por refino.....	0,30
Total.....	2,80

Aplicando estos precios á las longitudes de caja que resultan con los anchos que á cada una corresponden, y hallando el término medio, nos ha resultado en el anejo núm. 13 para precio del metro lineal de apertura de caja 0,93 pesetas.

Como no hay cunetas en toda la línea, hemos suprimido el anejo núm. 14 de la Memoria; sin embargo, figuran en el cuadro núm. 2 los precios del metro lineal de apertura de cuneta en las diferentes clases de terreno, tomados de otros proyectos aprobados ya en esta provincia. En el cuadro núm. 1 figura para precio del metro lineal de cuneta, el correspondiente á la tierra dura, pues de haber necesidad de abrirlas ha de ser en esta clase de terreno.

Con los precios arriba deducidos, y el volumen de terraplén y longitud de apertura de caja, hemos obtenido para importe de ejecución material del artículo que nos ocupa, 20.859,62 pesetas, debiendo tener en cuenta, que en él no van incluidos los costes de las excavaciones de cimientos.

(Continuará.)

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

26 DE MARZO DE 1903

SUMARIO

	Páginas.
Ministerio de Agricultura, Industria, Comercio y Obras públicas.	163
Información	167
Puente sobre el río Tormes en Salamanca (continuación).	93
Poligonación taquimétrica	97
El cemento armado en la República Argentina	98
Noticias industriales y Personal de Obras públicas.	171
La Escuela de Ingenieros de Caminos y el Sr. Méndez Vigo	176

PUENTE SOBRE EL RÍO TORMES EN SALAMANCA

(CONCLUSIÓN)

Obras de fábrica.

Art. 2.º Este artículo es el más importante y principal del proyecto. La única obra de fábrica que comprende es el puente sobre el río Tormes, por motivo del cual se ha llevado á cabo la redacción del presente trabajo. En otro lugar hemos hecho ya la descripción de esta obra, examinando todo cuanto se refiere á las condiciones técnicas de sus dimensiones; réstanos, pues, tratar ahora de su presupuesto, empezando por justificar los precios de las diferentes clases de obra que le constituyen. En todos ellos hay elementos comunes á las demás obras de la provincia, por lo que los hemos tomado de proyectos ya aprobados por la Superioridad, y únicamente hemos calculado aquellos que pueden variar, según las circunstancias, por los elementos que hay que tener en cuenta para deducirlos. Entre éstos figura el precio de los materiales al pie de obra, que es de lo que vamos á tratar á continuación.

Mampostería ordinaria.—Para esta clase de fábrica, proponemos como material la piedra arenisca que tanto abunda en las inmediaciones de Salamanca, hallándose unas buenas canteras á un kilómetro del emplazamiento del puente. El precio del material necesario para producir un metro cúbico, lo hemos obtenido tomando de otros proyectos los precios elementales, como sigue:

	Pesetas.
Por arranque del material é indemnización de cantera.	2
Por su transporte á un kilómetro de distancia, á una peseta el kilómetro.	1
Por carga y descarga del mismo.	0,47
Total.	3,47

Todas las demás clases de fábrica, incluso la mampostería careada, las proyectamos de granito, que podrá proceder de Villavieja ó Fuentes de Béjar, siendo en ambos casos preciso transportar el material por ferrocarril desde las estaciones respectivas á la de Salamanca, y por camino ordinario de las canteras á las estaciones de embarque y de la de llegada á la obra. En el cálculo del precio, como puede verse, se han tenido en cuenta todas estas circunstancias, debiendo advertir que hemos deducido el precio del transporte en ferrocarril de los convenios que en casos análogos ha hecho la Compañía de los ferrocarriles S. F. P. con los contratistas.

Mampostería careada.

	Pesetas.
Por el arranque del material necesario para producir un metro cúbico de esta clase de fábrica é indemnización de cantera.	2,50
Por el transporte en ferrocarril de dicho material	8
Por la carga y descarga de idem en el vagón	0,50
Por la doble carga y descarga del mismo.	0,94
Por transporte de idem id. por camino ordinario á 5 kilómetros, á 1,27 pesetas el kilómetro.	6,35
Total	18,29

Mampostería concertada.

Por el arranque del material necesario para producir un metro cúbico de esta clase de fábrica é indemnización de cantera.	5
Por el transporte en ferrocarril de dicho material.	10
Por la carga y descarga de idem en el vagón	1
Por la doble carga y descarga del mismo en los carros.	2,70
Por transporte de idem por camino ordinario á 5 kilómetros, á 1,58 pesetas el kilómetro.	7,90
Total	26,60

Sillarejo.

Por el arranque del material necesario para producir un metro cúbico de esta clase de fábrica é indemnización de cantera.	7,50
Por el transporte de dicho material en ferrocarril	10
Por la carga y descarga de idem en el vagón.	1,00
Por la doble carga y descarga del mismo en los carros.	2,70
Por transporte de idem á 5 kilómetros por camino ordinario, á 1,58 pesetas el kilómetro.	7,90
Total.	29,10

Sillería desbastada.

Por el arranque del material necesario para producir un metro cúbico de esta clase de fábrica é indemnización de cantera.	9,60
Por el transporte de dicho material en ferrocarril	11
Por la carga y descarga de idem en el vagón.	1
Por la doble carga y descarga de idem en los carros.	3
Por el transporte del mismo por camino ordinario á 5 kilómetros de distancia, á 1,70 pesetas el kilómetro.	8,50
Total	33,10

Silleras labrada, recta y aplantillada.

Por el arranque del material necesario para producir un metro cúbico de esta clase de material é indemnización de cantera.	12
Por el transporte del mismo en ferrocarril.	12
Por la carga y descarga de idem en el vagón.	1,50
Por la doble carga y descarga de idem en los carros.	3,74
Por el transporte del mismo material por camino ordinario á 5 kilómetros de distancia, á 2 pesetas el kilómetro.	10
Total.	39,24

La piedra que ha de entrar á formar parte del hormigón, lo mismo que la del firme, es el canto rodado que se halla esparcido en las tierras de Santa Marta y Vista hermosa, que distan de

la obra 3.800 metros. Su precio, deducido sirviendo de base los elementos de otros proyectos, será el siguiente:

	Pesetas.
Por recogido del metro cúbico de material.....	0,60
Indemnización de daños y perjuicios.....	0,12
Por carga y descarga de idem.....	0,30
Por su transporte á 380 kilómetros de distancia á 0,90 pesetas.....	3,42
Total.....	4,44

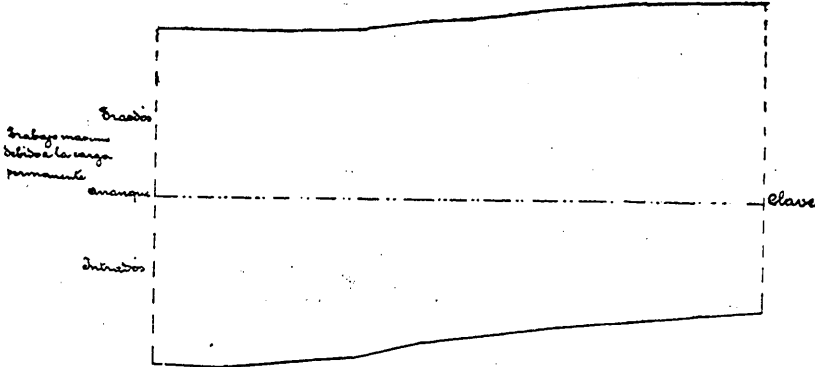


Fig. 16.

Para los ladrillos y las maderas hemos adoptado los precios corrientes en el país, por lo que nos abstemos de justificarlos. Réstanos ahora tratar de los materiales más importante de este proyecto, que son el acero y el hierro. Justificaremos únicamente el del acero laminado, por ser el que entra en más cantidad en este proyecto, y porque los demás precios de los metales los hemos tomado de proyectos de obras recientemente construídas en esta localidad.

Los datos que nos proporcionó el representante de la casa extranjera constructora de los puentes del ferrocarril de Plasencia á Astorga, con otros referentes á fábricas españolas que hemos tenido ocasion de ver en obras publicadas posteriormente á aquella fecha, nos han servido para hacer el cálculo del precio del acero como á continuación se expresa:

Precio de tonelada de acero laminado puesto en obra completamente terminado y pintado, incluyendo los gastos de prueba.

	Pesetas.
Precio de una tonenala de acero en el taller.....	260
Ejecución de la obra en el taller con el aumento producido por el alisado de los agujeros y roblonado mecánico.....	80
Transporte á la estación de Salamanca.....	55
Transporte de la estación al emplazamiento del puente incluso carga y descarga.....	5
Montaje en obra incluso andamios y toda clase de aparatos auxiliares....	80
Pintura.....	15
Pruebas.....	5
Total.....	500

ó sea 0,50 pesetas por la ejecución material del kilogramo de este material.

Pavimento del puente.—Aunque los precios del enlosado y adoquinado del puente figuran en el siguiente artículo, como esta clase de obra forma parte del puente y la hemos incluido en su presupuesto parcial, trataremos de justificar aquí el precio de este material puesto al pie de obra. Ha de proceder aquél, según

se exige en el pliego de condiciones, de las canteras de Marti-namor, porque este granito es de grano más duro y compacto que el de Villavieja, siendo por lo tanto más resistente al continuo desgaste á que ha de estar sometido el pavimento del puente, por cuyo motivo lo hemos preferido para esta clase de obra al de estas últimas canteras; á pesar de resultar algo más caro por la mayor dificultad de transporte y de labra.

Adoquinado del puente.

	Pesetas.
Por el arranque é indemnización de cantera de 0,20 metros cúbicos de material necesario para producir un metro cuadrado de esta clase de pavimento á 6 pesetas el metro cúbico.....	1,20
Por la preparaci6n con arreglo á condiciones del mismo á 6 pesetas metro cúbico.....	1,20
Por el transporte á 24 kilómetros incluyendo carga y descarga á 1 pesetas metro cúbico y kil6metro.....	4,80
Total precio del material del metro cuadrado de adoquinado.....	7,20

Enlosado de los paseos del puente.

	Pesetas.
Por el arranque é indemnización de cantera de 0,12 metros cúbicos de material necesarios para producir un metro cuadrado de enlosado á 12 pesetas el metro cúbico.....	1,44
Por el transporte del mismo á 24 kilómetros de distancia á 1,50 pesetas el metro cúbico y kil6metro, incluyendo carga y descarga.....	4,32
Total precio del material del metro cuadrado de enlosado.....	5,76

Con los precios á la vista se ve desde luego el aumento que supone en el coste de la obra la sustituci6n del firme de piedra partida por el adoquinado, pues mientras que con aquél importa el metro lineal 12,26 pesetas, con éste importa el metro cuadrado 8,25 pesetas y, por lo tanto, 57,75 el metro lineal; sin embargo, creemos más conveniente este sistema, pues hemos tenido ocasi6n de observar prácticamente lo difícil y costoso que resulta conservar el afirmado en regulares condiciones en el puente Mayor, siendo preciso un continuo riego durante el verano, que representa sólo para este servicio el gasto diario de 6,75 pesetas, importe de los jornales de un carro y un auxiliar. En el puente que proyectamos se agregaría á las causas que motivan

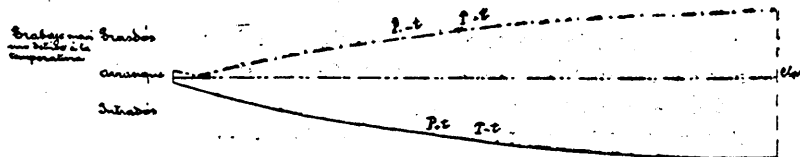


Fig. 17.

esta dificultad de conservaci6n en el puente Mayor, la movilidad del tablero, que por mucha fijeza que tenga nunca puede compararse con la de un puente de fábrica. Además, otra de las causas que habían de contribuir á remover el firme son los pequeños movimientos que en los arcos, y, por lo tanto, en el citado tablero, han de producir los cambios de temperatura. Por todas estas razones, creemos que los únicos pavimentos posibles en buenas condiciones son en este caso el adoquinado ó el entarugado, habiendo preferido el primero por ser más económico, más fácil de conservarlo y de una duraci6n mayor.

Continuando con los precios referentes á este artículo, debe-

mos manifestar que teniendo en cuenta la gran diferencia que existe en la mano de obra de la ejecución de la fábrica de hormigón, según se trate del que forme la cámara de trabajo y su relleno, ó del que se emplee en cualquiera otra clase de cimien-

de proyectos ya aprobados, por lo que no nos entretenemos en justificarlos.

Para medios auxiliares de los cimientos ponemos una partida de 20.000 pesetas, 3.000 para cada pila y 5.000 para el estribo

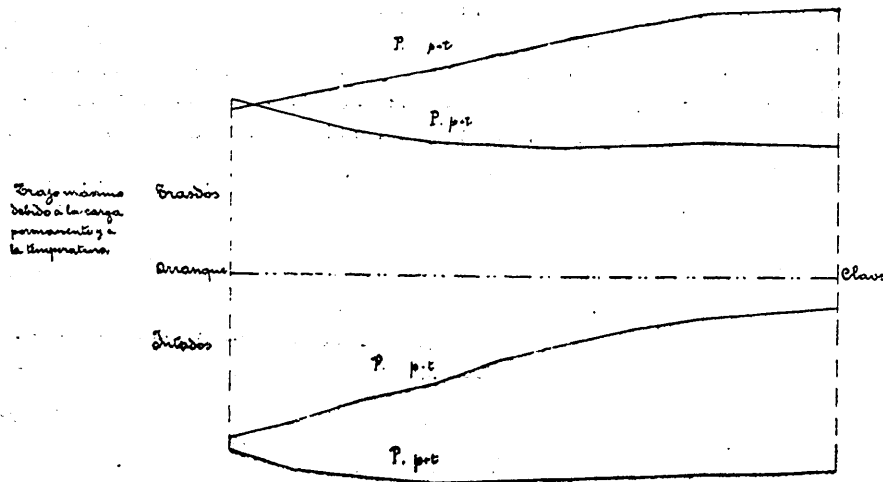


Fig. 18.

tos ú obras al aire libre, hemos puesto para esta clase de fábrica dos precios, cuyos importes de mano de obra difieren en 6 pesetas; el mayor de ellos aplicable únicamente, como se deduce de lo anteriormente dicho, al hormigón que forma la cámara-

derecho, en las cuales se halla comprendido el gasto de las bombas de inyección de aire, que asciende, según cálculo aproximado hecho por nosotros, á 2.000 pesetas para las pilas y más de 3.000 para el estribo, aplicando el resto para los andamios que

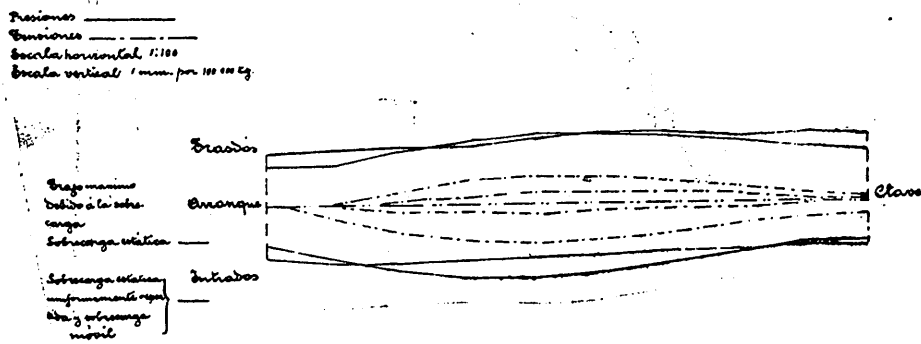


Fig. 19.

ra de trabajo y su relleno, y el otro para el que entra en todas las demás obras.

El resto de los elementos que figuran en las partes correspondientes á este artículo del cuadro núm. 2, los hemos tomado

hay que hacer para montar los cajones y los agotamientos que sean precisos en el estribo izquierdo y muros de acompañamiento de la avenida derecha.

Teniendo en cuenta esta partida alzada, asciende el importe

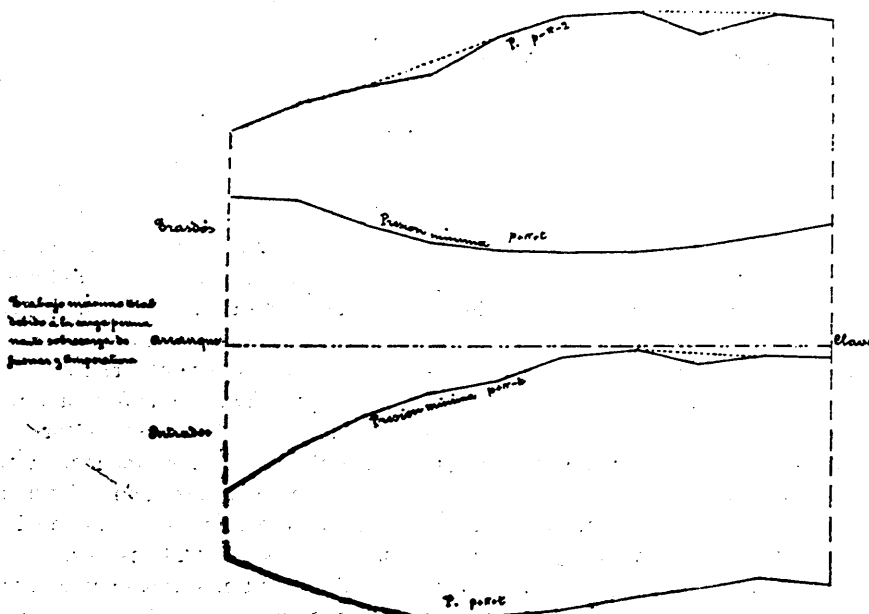


Fig. 20.

de los cimientos en nuestro proyecto á 165.315,72 pesetas, y como su volumen es de 1.945,82, resulta para el precio del metro cúbico $\frac{165315,72}{1945,82} = 84,95$ pesetas que se halla dentro de los límites de 60 á 110, que señala el Croizette en su curso de «Construcción de puentes» para precio del metro cúbico de fundaciones de este sistema en condiciones favorables.

Aplicando los precios arriba deducidos á los volúmenes y pesos que se obtienen en el anejo 9 de esta Memoria, nos ha resultado para importe de ejecución material del puente, inclu-

Las dimensiones que damos al firme son la de 7 metros de ancho, con un espesor de 0,14 en los mordientes y 0,28 en el centro, que da un buen bombeo para la pronta evacuación de las aguas que sobre él caigan, á la vez que nada exagerado para ser obstáculo á la fácil circulación de los vehículos que por él han de transitar.

Estas dimensiones, lo mismo que dijimos al hablar de la caja, varían en los empalmes de la nueva vía con la carretera de Villacastín á Vigo, y para deducir un precio único para el afirmado, hemos calculado en el anejo núm. 10 el volumen me-

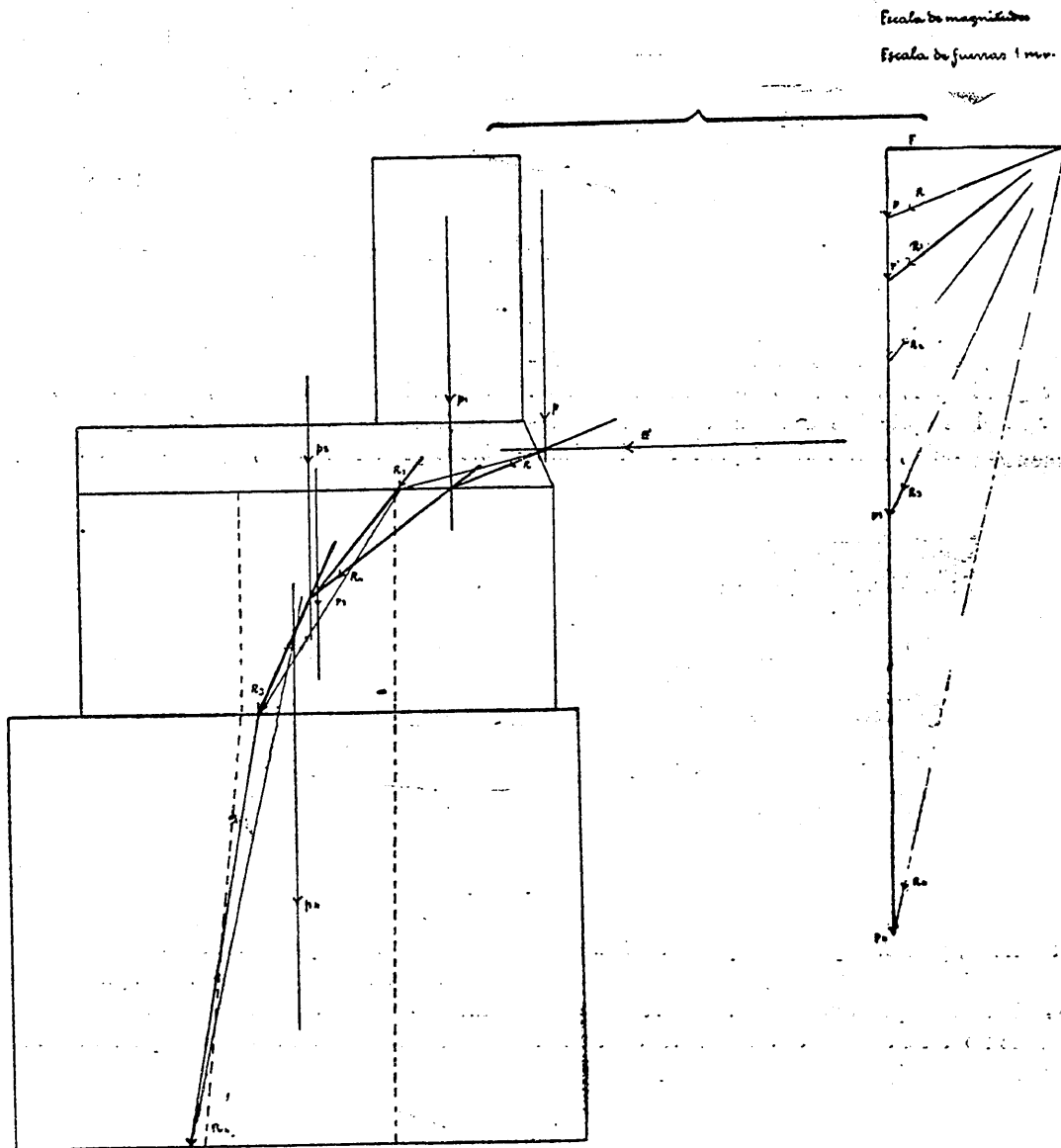


Fig. 21.

yendo el pavimento y muros de acompañamiento, la cantidad de 699.877,66 pesetas.

Afirmado.

Art. 3.º El firme lo proponemos de una sola capa de piedra machacada de 3 á 6 centímetros, debiendo hacerse la operación del machaqueo fuera de la caja. Las ventajas que ofrece el hacerlo de una sola capa, no necesitamos repetir las aquí, por ser conocidas de todos los que nos dedicamos á esta clase de trabajos, ventajas reconocidas por la Superioridad, como lo demuestra con la aprobación de gran número de proyectos en que se proponía este sistema de construcción del firme. Respecto al machaqueo fuera de la caja, tiene también la ventaja de que se puede inspeccionar mejor la manera como lo ejecutan, y sobre todo, porque hace que sea más difícil que queden cantos sin recibir golpes.

dió de piedra y recebo que corresponde al metro lineal, que resultan ser respectivamente de 1,87 y 0,25 metros cúbicos, para luego tenerlos en cuenta en el anejo núm. 15.

Respecto al precio del metro cúbico de piedra para afirmado puesta al pie de obra, hemos dicho ya que es el mismo que hemos deducido para el que entra ó forma parte del hormigón, de modo que añadiéndole á aquél el precio del machaqueo, que lo evaluamos en 1,50 pesetas por metro, tendremos 5,94 pesetas para el de la piedra machacada puesta al pie de obra.

Con estos datos hemos formado el anejo núm. 15 antes citado, que nos da para precio medio del metro lineal de afirmado un importe de 12,26 pesetas.

Finalmente, aplicado este precio al número de metros lineales que existen de afirmado, nos da para importe de ejecución material del presente artículo 5.664,12 pesetas.

Obras accesorias.

Art. 4.º En este artículo sólo incluiremos 500 pesetas para la construcción de rampas de servidumbre, cuya obra se sabe ya que se abona al contratista por el número de unidades que haya al precio que se consigna en el cuadro correspondiente.

También ponemos 200 pesetas, que se abonarán íntegras al contratista, para abono de daños y perjuicios por tránsito inevitable y habilitación del camino provisional que se verá precisado á ejecutar en el trayecto que comprende la variación de rasante de la carretera de Villacastín á Vigo.

Conservación y acopios.

Art. 5.º En este proyecto no hemos tenido en cuenta lo dispuesto en la Real orden de 19 de Septiembre de 1893, referente á la conservación de las obras durante los cuatro años siguientes á la recepción definitiva, pues tratándose de una longitud muy corta de vía que ha de formar parte de la carretera de Villacastín á Vigo, que se conserva hoy por administración, le ha de resultar indudablemente más económica al Estado su conservación por este sistema que si lo hiciera por contrato cualquier particular. Así, pues, proponemos que sólo durante el año de garantía sean de cuenta del contratista la conservación ordinaria y extraordinaria de todas las obras, quedando de cuenta del Estado al ser recibidas definitivamente.

El coste de conservación durante dicho año lo hemos deducido como sigue:

	Pesetas.
Por 365 jornales de un peón mayor, á 1,75 pesetas.....	638,75
Por 50 metros cúbicos de piedra machacada para la conservación, á 6,09 pesetas el metro.....	304,50
Gastos de herramienta.....	25
Total.....	968,25

También incluimos en este artículo el importe de 80 metros cúbicos de piedra machacada que el contratista deberá tener acopiada en los paseos al hacerse la recepción definitiva, resultando para importe total 1.455,45 pesetas.

Forma del proyecto.

Consta el proyecto de los cuatro documentos que se exigen en los formularios vigentes, figurando en los anejos á la Memoria todos los que hemos considerado necesarios para la justificación de cuanto á la obra se refiere.

El documento núm. 2 comprende el plano, perfil longitudinal y transversales de la variación de rasantes de la carretera de Villacastín á Vigo; el plano del puente sobre el río Tormes con los detalles más importantes de dicha obra y, finalmente, el perfil de la carretera.

En el documento núm. 3 figuran dos pliegos de condiciones facultativas, uno que se refiere á la obra en general y el otro á la parte metálica del puente sobre el Tormes. En ambos se imponen condiciones que están de acuerdo con las reglas de buena construcción para todas las clases de obra que comprende el proyecto, fijándonos principalmente en las de fábrica y en la parte metálica por ser las más importantes, exigiendo, como puede verse, para las pruebas del puente, el empleo de las cargas que se han tenido en cuenta para su cálculo.

El documento núm. 4 comprende los cuadros de precios, presupuestos parciales y presupuesto general, redactado todo, como hemos dicho, con estricta sujeción á los formularios vigentes, obteniéndose en él como resultado final un importe de 738.556,85 pesetas para la ejecución material, y de 837.840,38 para el presupuesto de contrata.

Con esto creemos haber justificado cuanto se refiere al pre-

sente proyectó que tenemos el honor de elevar á la Superioridad, esperando merezca su aprobación.

Salamanca 12 de Diciembre de 1898.

SATURNINO ZUFIAURRE.

POLIGONACION TAQUIMÉTRICA

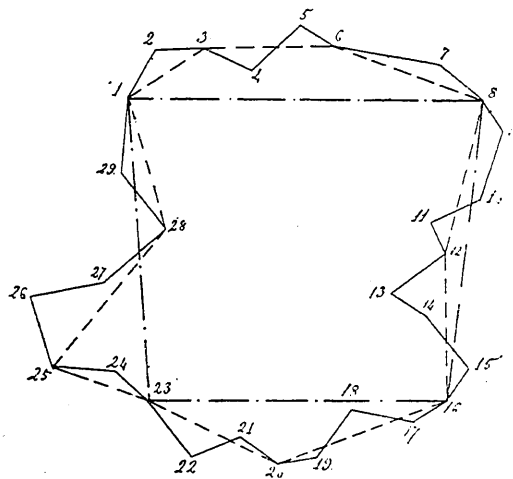
II

Hemos visto en el artículo anterior (núm. 1286 de esta REVISTA) el procedimiento usual para la compensación de los errores de cierre de un polígono, según el cual, se corrige primero el error cometido en la orientación de las estaciones, sirviendo los ángulos horizontales definitivos para calcular las coordenadas de todos los vértices que son objeto de una segunda compensación.

Como es fácil comprender, á medida que aumenta el número de lados del polígono, el error probable en la posición de cualquier vértice crece también, sin que la pequeñez de los errores cometidos en el cierre pueda servir para suponer mayor exactitud á causa de la compensación verosímil de los errores parciales; como, por otra parte, los lados del polígono no pueden exceder del límite que marque la precisión del aparato en la apreciación de distancias y desniveles, resulta que no pueden emplearse polígonos extensos sin rebajar notablemente la precisión en la posición de cada vértice.

A evitar este inconveniente tiende el sistema especial de compensación conocido con el nombre de *Método de interpolación de Villain*, cuya exposición es objeto de este artículo.

Sea el polígono de estaciones 1-2-3 29; supongamos que desde los vértices 3, 6, 8, etc., se han dirigido las visuales señaladas en la figura, ligando los ángulos horizontales correspon-



dientes de manera que se forme una serie de polígonos 1-3-6-8-12 28 y 1-8-16-23, inscritos unos en otros hasta llegar á uno que tenga pocos lados.

Fácil será en este polígono 1-8-16-23 corregir los errores de orientación, con tanta mayor garantía, cuanto es el número de lados; cada uno de éstos forma con una parte de los del polígono inmediatamente anterior, otros polígonos como los 1-3-6-8; 8-12-16, etc., que también serán de pocos lados si las estaciones se han agrupado debidamente; en cada uno de estos polígonos auxiliares podremos también corregir los errores de orientación, teniendo en cuenta que las estaciones 1, 8, 16 y 23 tienen ya su orientación corregida y la compensación debe hacerse entre las 3, 6, 12, etc. Por último, los pequeños polígonos 1-2-3, 3-4-5-6, 6-7-8, etc., nos permitirán corregir las estaciones que faltan, quedando así resuelta la primera parte del problema.