

Construcción del puente sobre el Ebro, en Mequinenza (Zaragoza), en la carretera de Maella a Fraga

La actividad impresa a las Obras públicas, en todos sus aspectos, en los últimos años, y que alcanza, por consiguiente, a la apertura de nuevas carreteras, ha traído aparejada la construcción de puentes, algunos de importancia, entre los que figura el de Mequinenza, sobre el Ebro, cuyas obras tocan a su fin y se han ejecutado por contrata por la Sociedad Aragonesa del Cemento Armado.

Fué autor del proyecto el distinguido ingeniero D. Alejandro Mendizábal, quien lo redactó en cortísimo plazo de tiempo, con verdadero acierto en la concepción de conjunto. En la ejecución ha sufrido modificaciones parciales que, no afectando a lo esencial, son más bien adaptación a las circunstancias que la misma obra pone de manifiesto, o reflejo de un criterio personal del ingeniero encargado de la obra, que, como responsable de ella, siente la necesidad de seguir.

Del proyecto del Sr. Mendizábal queda la disposición en planta y en alzado, el sistema, arcos tri-

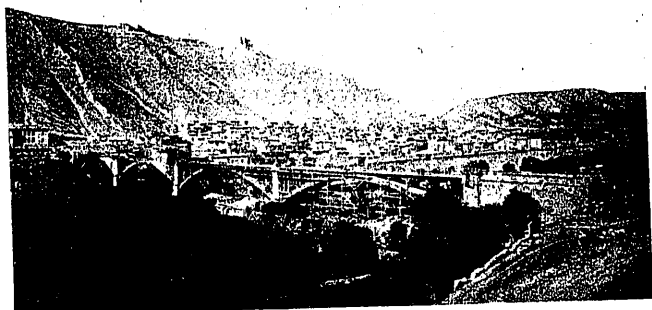


Fig. 1.ª Vista general del puente.

articulados de hormigón armado, la distribución de claros, etc. Por decirlo brevemente, todo lo que constituye la esencia del proyecto, hasta el punto que la obra construída apenas presenta en su aspecto nada que no estuviera contenido en aquél.

El puente está aguas arriba y a unos 300 m de distancia de la confluencia del Ebro con el Segre, habiendo servido como dato para la fijación de su desagüe la avenida del año 1871, que en Mequinenza, por su situación en la mencionada confluencia, alcanzó gran altura. Las avenidas máximas, a pesar de la fuerte inclinación de las laderas, ocupan un cauce mayor de 260 m de anchura, que es la longitud que, aproximadamente, tiene el puente y que, por la importancia que en el Ebro tienen las cimentaciones, aconsejó a nuestro compañero adoptar luces parciales grandes. Por otra parte, no habiendo circunstancias locales que limitasen la altura de rasante, se podía dar a los arcos, de directriz parabólica, una flecha no pequeña, y así, la solución adoptada la constituyen cuatro arcos de 62,50 m de luz entre apoyos. Como tipo de arco se escogió el de triple articulación, dispuestas las de arranques en los extremos de ménsulas, que vuelan 1,25 m respecto de los apoyos; de modo que la luz de los arcos entre

articulaciones se reduce a 60 m. Con una flecha en la directriz de 8,57 m, que produce un rebajamiento de 1/7, aproximadamente, resulta una altura de rasante de 18,68 m sobre el nivel de estiaje.

La fotografía que encabeza este artículo (fig. 1.ª) demuestra que las exigencias constructivas se han resuelto con una obra valiente, de tipo moderno, y con la belleza esencial de las obras bien concebidas. El tablero consta de cuatro nervios longitudinales y un forjado, y se apoya sobre la bóveda por palizadas de cuatro montantes, yendo las aceras voladas; el ancho total para el tránsito es de 6 m, mientras que el de la bóveda es de 4,80 m.

Correspondiendo el puente a una carretera de tercer orden, su ancho es estrictamente el de ésta; pero valdría la pena de considerar si, como medida general, en puentes de cierta longitud, no sería oportuno aceptar anchos mayores, aun en obras no situadas, como este puente, en las proximidades de núcleo de población. Las facilidades que con ello se ofrecerían al tránsito, muchísimo más restringidas que en un tramo cualquiera de carretera, compensarían con creces el aumento de coste que representaría; coste, por otra parte, ni remotamente proporcional al ancho. Y si esta no proporcionalidad se cumple aun en los puentes de fábrica, en que las boquillas constituyen un gasto común a bóvedas de distintos anchos; aun se fuerza el argumento en las soluciones modernas, en que los voladizos de hormigón armado permiten anchos para el trazado muy superiores a los del elemento sustentante, bóveda o viga, y, por tanto, a sus apoyos o cimientos.

Las sobrecargas admitidas en el primitivo proyecto fueron, para las aceras, 500 kg/m², y para la calzada, carros de 8 toneladas.

El procedimiento de cálculo seguido para el arco por el Sr. Mendizábal consistía en estudiar, para todas las hipótesis de carga posibles, la curva de presiones que resulta; determinar las excentricidades de ambos sentidos que se producen por dichas cargas en las secciones de la bóveda que corresponden a la unión con los montantes, y tomar las ordenadas correspondientes como extremos del núcleo central de la sección, para lo que basta adoptar como espesor del arco el triple del que resulta para núcleo. Dicho procedimiento, inspirado en el expuesto por Zafrá en su *Cálculo de estructuras*, que, como una primera aproximación, es irreprochable, tiene, sin embargo, un punto vulnerable si sus resultados se toman como definitivos, y es que, de las curvas de presiones halladas en las diversas hipótesis, se deduce sólo que el arco trabajará por compresión; pero falta tener en cuenta el valor de la excentricidad para deducir la compresión máxima. La comparación de los espesores asignados a la bóveda, de 0,60 m en el arranque, 0,55 en la clave y 1 aproximadamente, en los riñones, con los de puentes articulados de carretera de importancia parecida y descritos en la obra de Séjourné *Grandes voûtes*, fué una razón que nos indujo a revisar aquéllos, habida cuenta, además, de que, por disposiciones oficiales, la sobrecarga

concentrada admisible era mayor. Véase la indicada comparación:

Puente	Fábrica	Luz	Reba- jamiento	Clave	ESPEORES	
					Riñones	Arran- que
Göhren. . .	Mamposte- ría	60	$\frac{1}{8,8}$	1,10	1,50	1,20
Vallstrasse	Hormigón .	57	$\frac{1}{9,8}$	1,06	1,60	1,50
Mannheim.	Idem	58,50	$\frac{1}{10,6}$	1,07	1,47	1,12
Mequinen- za	Idem	60	$\frac{1}{7}$	0,60	1	0,55

Para que la comparación sea leal hay que advertir que el de Mequinenza era de hormigón armado, con poca cuantía, y no los anteriores.

Los espesores definitivamente asignados al arco han sido: 1,10 m en arranques, 1,40 en los riñones y 1 en la clave. Como sobrecargas se ha tomado el cilindro apisonador de 20 toneladas, precedido y seguido de una uniforme de 400 kg/m². Para el cálculo de las armaduras y comprobación de las secciones se determinan primeramente las reacciones en los apoyos por los pesos permanentes (estructura isostática), suponiéndolos concentrados en los puntos de inserción de las palizadas, y se deducen, en cada sección de las estudiadas, el momento flector y esfuerzo normal. Resulta una curva de presiones que se aleja poco de la directriz, sin que en ningún punto haya tensiones. Halladas las líneas de influencia de las distintas secciones y estudiada la posición del tren de sobrecarga que produce la máxima flexión, se calcula el momento flector y el esfuerzo normal y, por tanto, la excentricidad, con lo que se está en condiciones de efectuar el cálculo completo de las secciones. Como se presentan tensiones, aunque pequeñas, en la región central de cada semi-arco se dispone una armadura simétrica de 16 redondos de 16 mm de diámetro. Prescindiendo de la armadura, la distribución de esfuerzos en la bóveda es la que indica el cuadro siguiente, en que las secciones corresponden a los puntos de inserción de los montantes:

Secciones	Momento — M-kg	Carga normal — Kg	Carga media — Kg/cm ²	Espesor — Cm	EXCENTRICIDAD	
					Abso- luta — Cm	Unitaria
1	182330	1 287 280	23,1	116	14,1	0,122
2	358140	1 232 570	20,0	128	29,0	0,226 tens.
3	388120	1 188 320	17,6	140	32,7	0,233 »
4	291060	1 181 850	19,5	126	24,6	0,195 »
5	145890	1 171 900	21,7	112	12,4	0,111 »

Considerando después la existencia de la armadura, las secciones 2 y 3 se han comprobado por los procedimientos de la flexión compuesta, obteniendo cargas máximas de compresión de 46 y 43 kg/cm², res-

pectivamente; en el resto de la bóveda son inferiores. Las cargas de la armadura son pequeñas, siendo la máxima, en la sección 2, de 700 kg/cm².

El forjado se ha calculado como semiempotrado en los nervios; éstos, como vigas continuas sobre apoyos rígidos, y los montantes, como piezas comprimidas. Se hizo un tanteo de cálculo como pórtico continuo, que satisface más a un espíritu minucioso y analítico; pero su formidable complicación no conducía a consecuencias de economía dignas de consideración.

Como repetidas veces se ha dicho, los arcos son de triple articulación, punto éste en que hemos respetado la idea fundamental del autor del primitivo proyecto, aun cuando hemos modificado el sistema. Ciertamente no es lo más corriente construir bóvedas de hormigón articuladas, y, por el contrario, preponderan los arcos empotrados; por ello, y por conocer la opinión general, tal vez poco favorable a aquéllas, detallaremos algo este punto. Las ventajas teóricas del arco articulado son conocidas, y en ellas no he de insistir, por más que alguna, como la mayor adaptación para las deformaciones sobre la cimbra y en el descimbramiento, sean muy estimables, y más todavía las que pudieran sobrevenir de un asiento en los apoyos. Los inconvenientes que generalmente se les señalan nacen de que se suele pensar en las rótulas metálicas, y se argumenta de lo ilógico de su empleo en un puente de hormigón; sobre ello se hace notar que son de difícil conservación y montaje y de grave coste, afirmaciones todas ellas exactas. Las proyectadas por el Sr. Mendizábal eran del sistema Mesnager, bastante extendido en Francia, aunque no en bóvedas de las proporciones de las del puente de Mequinenza, para las que tal vez fuera atrevido emplearlas; las empleadas han sido las del sistema Freyssinet, usadas por primera vez en el puente Candelier, arco de 64 m de luz, para ferrocarril de vía normal, y rebajado a 1/10 (es decir, bastante más atrevido que el de Mequinenza), que se describe en *Annales des Ponts et Chaussées*, marzo-abril de 1923.

La articulación Freyssinet, propuesta ya por el que suscribe para otro puente sobre el Ebro, en construcción, en Gelsa, y aceptada por la Superioridad, consiste en esencia en reducir el espesor de la bóveda en la zona de la articulación en una longitud pequeña, 2 cm en nuestro caso; por esta zona reducida debe pasar, por tanto, la curva de presiones, siendo por esto grande la carga de compresión que en ella ha de sufrir el hormigón; en las construidas como ensayo por Freyssinet, dicha compresión variaba entre límites de 40 a 250 kg/cm²; en nuestro proyecto de Gelsa es de 147; en el puente Candelier, 167, y en el de Mequinenza, dándole una altura de 36 cm a las de arranque, de 136.

Naturalmente que, para admitir estas cargas, el hormigón ha de ser muy rico, habiéndose empleado 800 kg de cemento por metro cúbico; en el puente Candelier, los ensayos practicados dieron, a los noventa días, una resistencia de 519 kg/cm². En Mequinenza, con cemento «Sansón», que es el empleado por la contrata, y gravilla del Ebro, se obtuvieron, en nuestro Laboratorio de la Escuela, resistencias de 552 y 490 kg/cm² a los treinta y seis días de fabricación, muy satisfactorias, por consiguiente.

Las cifras indicadas corresponden a probetas de ensayo fabricadas antes de comenzar la ejecución de

la colección y rebajamiento 1/10, aumentando en un 12 por 100 las cifras de la cubicación, puesto que, aproximadamente, al pasar de 45 a 50 m de luz, el

aumento es del 25 por 100. Partiendo de los precios del puente de Gelsa, obtenemos los siguientes costes por arco:

	Sistema Ribera Pesetas	Puente de Gelsa Pesetas
Hormigón de 400 kg	187,6 × 120 = 22 512	183 × 120 = 21 960
Idem de 300 ídem	93,5 × 108 = 10 098	101 × 108 = 10 908
Idem en articulaciones	7 575 × 1,10 = 8 332	6 × 210 = 1 260
Acero en redondos	42 788 × 1,30 = 55 624	36 900 × 1,10 = 40 590
Idem en armaduras rígidas		29 000
Cimbra		96 566
SUMAS		103 718

Resulta, por consiguiente, una diferencia por arco, aparentemente, de unas 7 000 pesetas a favor del sistema Ribera; pero la exactitud de la comparación

no pueden conducir a conclusiones dogmáticas; pero creemos que basta con lo expuesto para concluir que

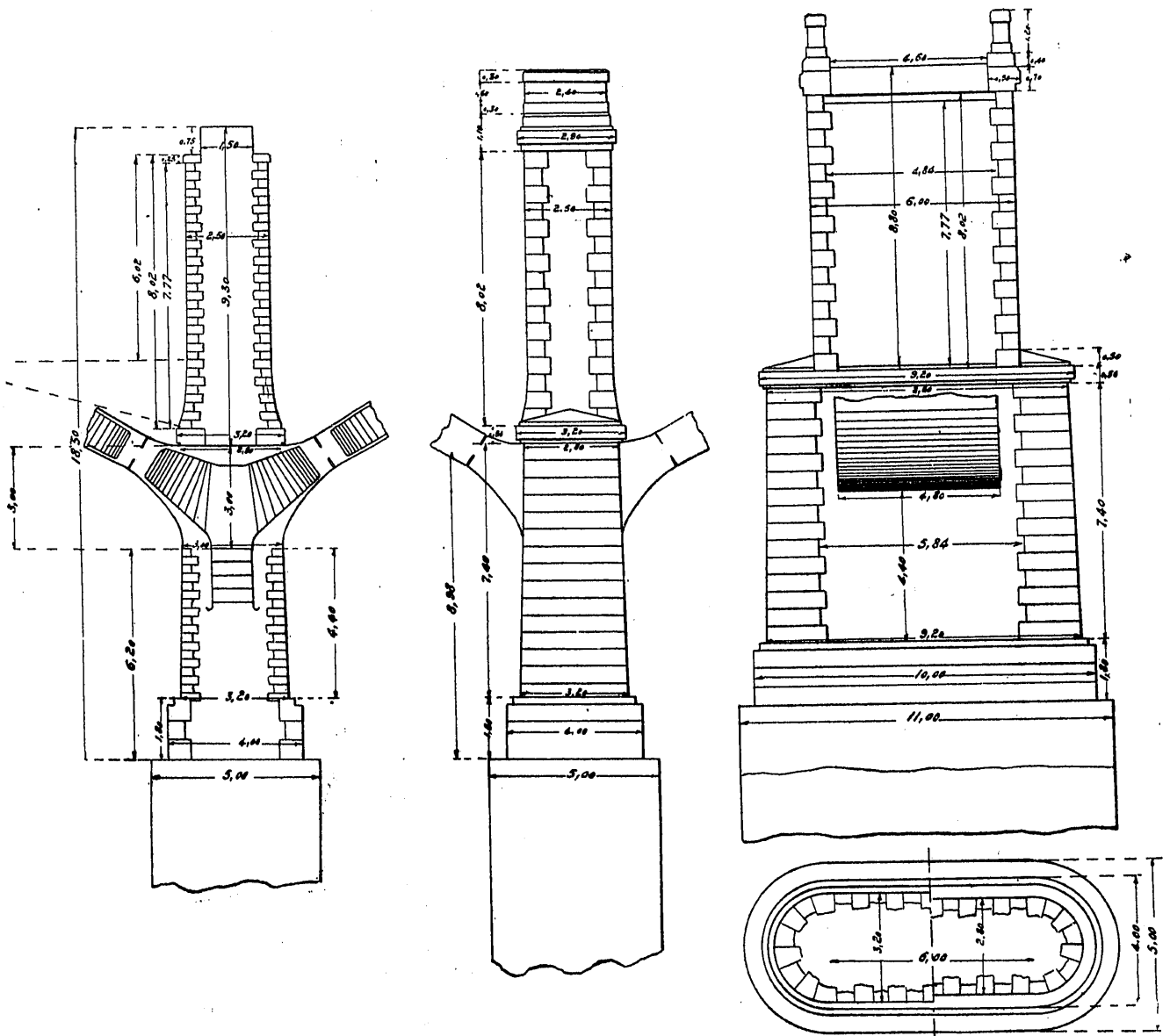


Fig. 5.ª Corte longitudinal, frente y alzado lateral y planta de las pilas.

depende del mayor o menor acierto que tuviéramos al señalar la partidaalzada para la cimbra (el puente consta de cinco arcos y se abona por ello en presupuesto 145 000 pesetas) y de la diferencia de precio asignado al hierro en redondos y en armaduras rígi-

no hay una patente inferioridad económica del arco articulado, sobre todo en la forma expuesta.

Ciertamente, la ejecución de la articulación es delicada: el número de ataduras que hay que ejecutar es crecidísimo, el árido ha de ser seleccionado (gra-

villa de 2 cm, como máximo) y el hormigonado es trabajoso por la pequeña distancia entre armaduras. Pero estos inconvenientes no creemos que tengan paridad con los de las rótulas metálicas, ni con la dificultad de ejecución de las de rodadura.

El volumen de hormigón de los arcos es de 426,642 metros cúbicos, que se ha dosificado a 350 kg de cemento, y el peso de hierro de 7 415 kg, incluidas articulaciones, o sea 17,6 kg de hierro por metro cúbico de hormigón. En el tablero entran 125,630 m³ de hormigón de 300 kg de cemento y 13 093 kg de hierro, con 104,2 kg de hierro por metro cúbico. Y además las articulaciones exigen 12,910 m³ de hormigón de 800 kg de cemento y 11 385 kg de hierro.

El coste de un arco, incluidos andenes y barandilla, más una partida de cimbras de 37 500 pesetas, es de 141 184,75 pesetas.

Los apoyos de fábrica son de mampostería, con sillería en los elementos indispensables (tajamares, ángulos, etc.), y de hormigón los enlaces con las bóvedas. La comarca suministra materiales excelentes, habiéndose conseguido un aspecto agradable.

Acompañamos planos de la pila (fig. 5.^a), que muestra las armaduras de las ménsulas que sostienen las bóvedas.

Las cimentaciones de los estribos se proyectaron y construyeron por excavación directa, y las de las pilas por aire comprimido. El cajón proyectado tiene bermas de 50 cm respecto del zócalo, norma que creemos muy conveniente para prevenir ligeros errores de replanteo o posibles desviaciones de hinca. Es un cajón de tipo intermedio entre los metálicos y los de hormigón, provisto de anillo cortante, forro de palastro, aunque de pequeño espesor (3 mm), y

cartelas de unión, a 50 cm de distancia, entre anillo, envolvente y forro interior de la cámara de trabajo. El hormigón se arma con redondos de 20 mm y, además, va provisto de una armadura supletoria el techo de la cámara, que salva una luz de 2 m y que, como el relleno entre cartelas, es la zona que en la hinca ha de sufrir mayores esfuerzos. Es un

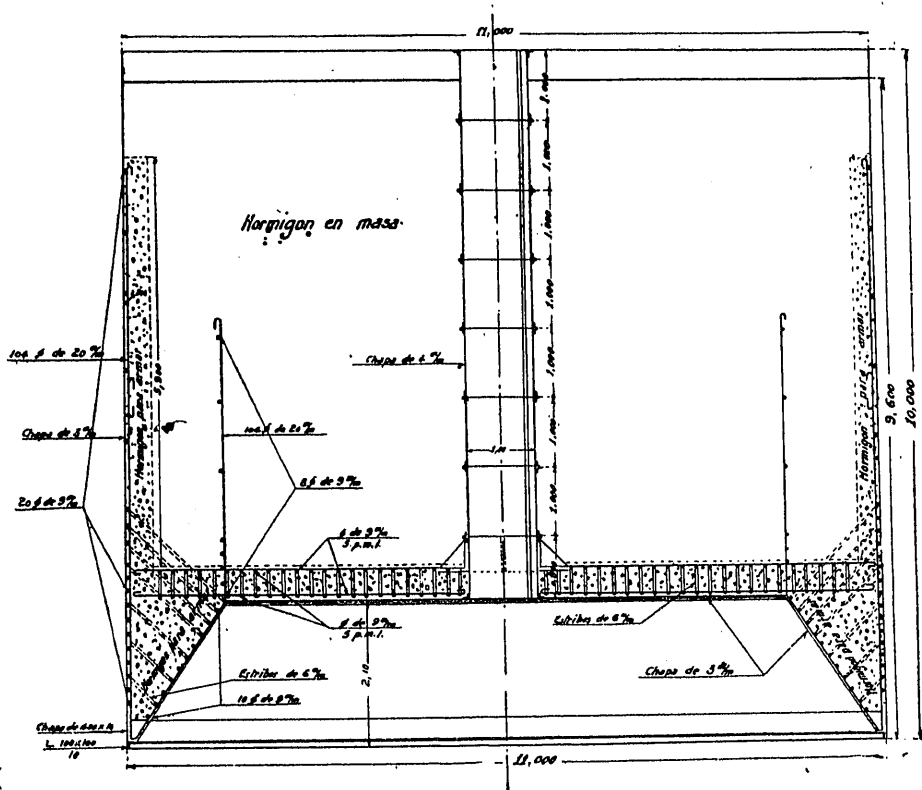


Fig. 6.ª Corte longitudinal del cimmento de la pila 1.ª.

cajón de tipo semejante al proyectado por el señor Ribera, aunque modificado posteriormente para la Corta de Tablada. La figura 6.^a representa un corte del macizo de cimmento.

Descritas así someramente las principales características del proyecto, procede dar cuenta de algunos detalles de la construcción, lo que haremos en un próximo artículo.

Joaquín CAMÓN
Ingeniero de Caminos

El ancho de vía de los ferrocarriles españoles

I

Reseña histórica

El mismo día que se inauguraba el ferrocarril del Canfranc—el 18 de julio de 1928—apareció en la *Gaceta de Madrid* un Decreto-ley en el que el Gobierno español resolvía reducir al ancho de vía europeo el ferrocarril transpirenaico de Ripoll a Puigcerdá y su enlace con el puerto franco de Barcelona.

En el preámbulo de dicha soberana disposición se dice que la transformación se hace a fin de evitar las operaciones de transbordo y obtener la consiguiente disminución de gastos en el transporte de

los productos de la exportación, añadiendo que cabe establecer una comunicación directa con Francia, de manera que resultando de utilidad para el desarrollo del puerto franco y ventajosa para los intereses comerciales de Barcelona, no produzca sensible perjuicio a los intereses generales de la nación.

Con esto volvió a quedar planteado el magno problema del ancho de vía de los ferrocarriles españoles de interés general. Zaragoza, Valencia, Pamplona y, en general, cuantas poblaciones de España tienen interés en que se establezcan directas y fáciles comunicaciones con Francia, reprodujeron demandas análogas a la concedida a Barcelona. Sabido es que la Península Ibérica y Rusia son los únicos países eu-