

EL PUENTE DEL PEDRIDO

Por CÉSAR VILLALBA GRANDA, Ingeniero de Caminos.

Termina con el presente artículo la información sobre este importante puente, que iniciamos en nuestro número de noviembre último, con la descripción de las cimentaciones. El arco central de esta obra se describe a continuación con bastante detalle, destacando diversas particularidades constructivas de gran interés técnico.

SEGUNDA PARTE - SUPERESTRUCTURA

Dedicamos esta segunda parte a la descripción de la superestructura del puente del Pedrido, dividiendo la exposición en tres secciones: Alzados de apoyos y muros, arcos laterales y arco central.

I. - Alzados de muros y apoyos.

Los muros inmediatos a los estribos se han realizado siguiendo el criterio que Ribera utilizó, y que consiste en dos muros paralelos para sostener el piso, formado éste por un forjado igual al de los tramos, y vertiendo el terraplén terminal, tanto fuera de los muros como entre ellos, con lo cual no existe empuje de tierras, lo que permite gran economía, en circunstancias normales, ya que, a causa del hierro necesario para la armadura del forjado, su empleo es hoy más restringido. La longitud de estos muros es: 11,40 m. en el de aguas abajo de la margen derecha, y 10,80 m. su altura, con 1,20 m. de espesor uniforme, que corresponde al ancho de bóvedas y tablero de los tramos. Los de la margen izquierda tienen 11,70 m. de altura.

Los estribos son de sección rectangular, de $2,40 \times 4,76$; 11,50 m. de altura el de la margen derecha y 11,70 m. el de la izquierda.

Las pilas para los arcos laterales son once. La más alta, con 21,80 m. desde enrase de cimientos hasta el plano inferior del tablero del piso. Por no estar sujetas a la acción de las aguas, carecen de tajamares. La clase de fábrica empleada en estribos y pilas obedece al siguiente criterio: existe al pie de obra piedra adecuada para mamposterías, pero, tanto por su escasa resistencia a los agentes externos, como por su aspecto y forma, no se prestaba a constituir paramentos. Por ello, adoptamos el empleo de la mampostería ordinaria para formar el núcleo, y en los paramentos y alzados de poco espesor (como en los muros de acompañamiento), el hormigón de Portland de 200 Kg. Es decir, una distribución opuesta a la usual de paramentar con mamposterías.

Por último, las pilas-estribos sirven de apoyo al tramo central y a los arcos laterales inmediatos, diferenciando los dos tipos de estructuras-arcadas y arco atirantado. De estas pilas-estribos, la derecha

ha sido toda ella de nueva construcción; la izquierda, se realizó aprovechando completamente el cimiento y la parte de alzado, que quedó formando el núcleo, de la pila-estribo de la obra anterior, como dijimos en el artículo primero, si bien, como indicamos asimismo, tuvo que realizarse un difícil recalce, no previsto, al intentar el aprovechamiento de esta parte de obra.

Constan estas pilas-estribos de un cuerpo inferior, imposta, cuerpo superior, imposta de coronación y muretes de coronación, aparte pretilos y elementos decorativos.

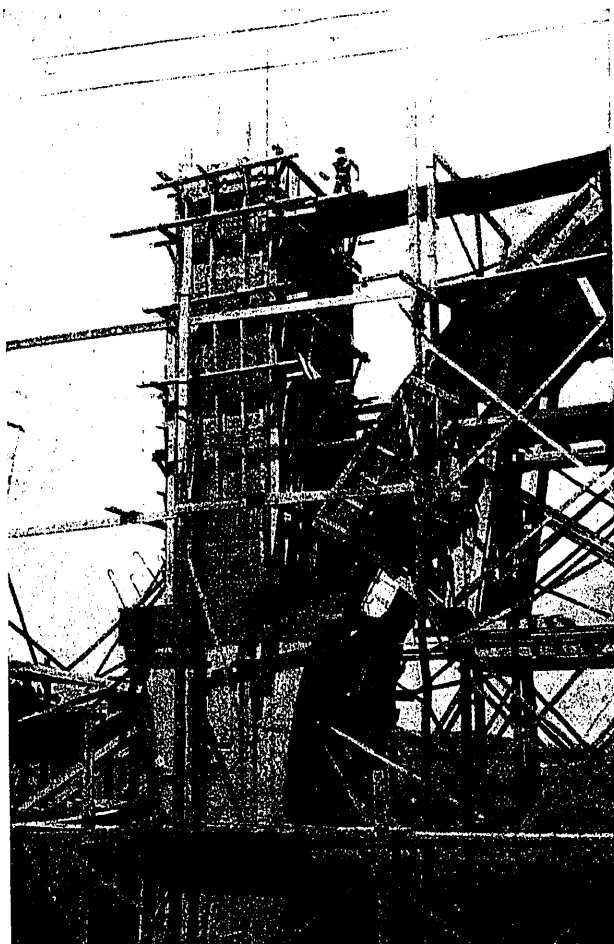
El cuerpo inferior es de planta rectangular, con tajamares, pues está sujeto a la acción de las corrientes de la ría. Las dimensiones del rectángulo-base son 4,62, en sentido normal al eje del puente, por 7,28 m. La altura del cuerpo inferior es de 13,10 metros, para procurar su armonización con los arranques de los arcos laterales, y el talud, 1/50.

La imposta tiene 0,90 m. de altura, de acuerdo con las grandes proporciones generales, y del plano superior de la misma se eleva el segundo cuerpo, de sección rectangular, de 3,40 m., en sentido del eje del puente, por 9,50 en el normal, y 8,44 m. de altura. Este segundo cuerpo se ha compuesto arquitectónicamente para armonizar con los análogos de pilas, y ambos de acuerdo con la tónica que imponen los vanos contiguos de los tímpanos de los arcos laterales. Sobre dicho cuerpo superior va la imposta y plataforma de coronación, con 0,60 m. de altura; es decir, menor que la primera imposta, por encuadrar y estar rodeada de elementos más ligeros que aquélla.

Resulta así una altura total, desde enrase de cimiento al plano superior de la imposta de coronación, de 23,04 m.

Sobre el citado plano se elevan los muretes de coronación, que, además, protegen los aparatos de apoyo de la acción directa de los agentes atmosféricos.

Como se deduce de lo expuesto, en todos los apoyos, pero especialmente en las pilas-estribos, por ser elementos muy destacados, se ha procurado la armonía estética a que antes hemos aludido. Desgraciadamente, el recalce de la pila-estribo izquierda obligó



Construcción de las pilas y arranques de los arcos laterales.

a rodear su base de una ménsula que deslucé, en parte, esta armonía. Se nos indicó, en ocasiones, el simular otra igual en la otra pila-estribo. Estimamos, no obstante, más sincero no hacerlo así, siguiendo el criterio de Augusto Rodin: "Todo lo que no es esencial, es extraño al arte".

Para la elección de fábricas se ha seguido análogo criterio al expuesto al tratar de los otros apoyos, es decir, con núcleo de mampostería y paramentos de hormigón.

Ahora bien: como estos apoyos, en sus primeros 4,60 m. de altura están expuestos a la acción del mar con las variaciones de altura que por las mareas se dejan sentir, y siendo precisamente en las partes de fábrica sumergidas en el mar y expuestas a la carrera de mareas, aquellas en las que se ha demostrado que se presenta la acción destructora sobre los hormigones, ya que en ellas, la capa de carbonato cálcico que se forma en la superficie y las defiende de la disgregación, se desprende en los elementos que no están siempre sumergidos; tratamos de evitar

esta causa, empleando cementos puzolánicos en la confección de las fábricas de las pilas-estribos en los cinco (5) primeros metros de altura, es decir, hasta fuera de las mayores mareas. Hemos empleado en dichos cinco primeros metros un hormigón con 300 kilogramos de cemento puzolánico, en un metro de espesor, y núcleo de mampostería ordinaria, también con mortero puzolánico de 300 Kg.

II. - Arcos laterales.

El puente tiene 10 arcos laterales en la margen izquierda y tres en la derecha, todos iguales, constando cada tramo de dos bóvedas gemelas de 32 metros de luz teórica y 31 metros de luz libre, con 1,20 metros de ancho constante y 0,60 m. de espesor en la clave. La curva directriz es una parábola de cuarto grado de flecha, $1/2,5$ de la luz de cálculo, obteniéndose el rebajamiento real de $1/2$ mediante curvas circulares tangentes en los arranques del intradós y paramentos de apoyo.

Las armaduras de cada bóveda consisten solamente en dos ϕ de 30 mm. en el plano inferior, y otros dos en la superior, desde empotramientos hasta la sección, a 9,60 de abscisa desde la clave, desde aquella sección a la situada a 6,40 m. de abscisa desde la clave, 4 ϕ de 30 mm. en cada plano, y desde ésta a la clave, 10 de igual diámetro.

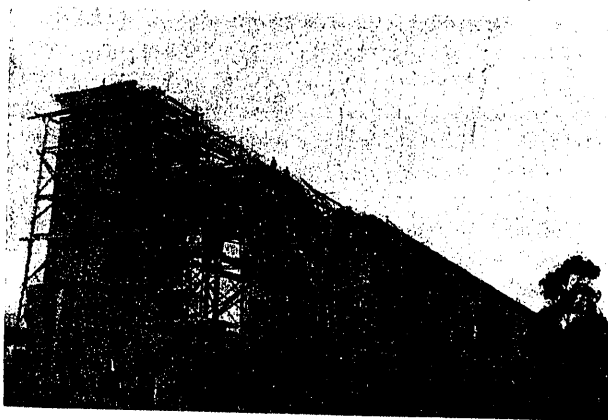
Transversalmente, estribos en número de tres cercos por sección, y diámetro de 8 mm.

Es, pues, una bóveda que puede clasificarse entre las de hormigón poco armado.

Como directriz, se rechazó desde el primer momento la parábola de segundo grado, muy diferente de la funicular del peso propio en arcos como éste, poco rebajados, ya que, sobre todo, el peso de los tabiques varía mucho de la clave a los arranques. La parábola de cuarto grado, elegida convenientemente, cumple los requisitos precisos. La determinación de la forma más racional de la fibra media, desde el



Cimbra de los arcos laterales.



Construcción escalonada de los arcos laterales.

punto de vista mecánico, tenía, especialmente en este caso, mucho interés, ya que, dado el número de arcos que han de construirse, aparte de mejorar las condiciones de trabajo de los mismos, se traduce en una economía muy digna de tenerse en cuenta.

Partiendo de la ecuación general de la fibra media coincidente con la curva de las presiones o funicular de los pesos muertos del arco (bóvedas, tímpanos, tablero, etc.), cuando la ley de dichos pesos es una parábola de segundo grado.

$$Y = \frac{8f}{p+5} (p+2)X - 3pX^2 + 4(p-1)X^3 - 2(p-1)X^4;$$

y fijadas las dimensiones, el peso muerto del arco en la clave por metro de luz, y que comprende el peso de la bóveda en la clave, largueros, forjados, etcétera, es $C = 5131$, y en los arranques por metro de luz, $A = 14687 \text{ Kg.}$; con lo cual, $p = \frac{A}{C} = 2,86$, valor bien distinto de $p = 1$, en la parábola de segundo grado. La ecuación que en definitiva se obtiene, es:

$$Y = 0,81425 (2,43 X - 4,29 X^2 + 3,72 X^3 - 1,86 X^4).$$

La ley de espesores adoptada ha sido aproximada a la clásica del coseno. La comparación de estas bóvedas con las de igual luz de la Colección oficial demuestra lo acertado de la elección de la directriz. En primer lugar, desde el punto de vista estético, tan esencial en esta obra, la parábola de segundo grado, con su menor curvatura en la zona de riñones, tiende más al aspecto de ojiva, poco estético, al presentar bruscamente en la zona de clave una fuerte curvatura. En segundo lugar, si comparamos las bóvedas, vemos que, con igual espesor en la clave, 0,60 m., hemos obtenido un arco casi de hormigón en masa, mientras que en la Colección oficial lleva la

fuerte armadura rígida y, por otra parte, en aquélla no se considera la retracción de fraguado y torsión por viento, que, naturalmente, nosotros hemos tenido en cuenta. El ancho de estas bóvedas es 1,20 m., y si bien en las de la Colección Oficial es solamente de un metro, téngase en cuenta que el ancho del tablero es, en nuestro caso, de 7,00 m., y en los modelos oficiales, 6 m. El hormigón de las bóvedas es de 350 kilogramos.

Los tabiques que constituyen los tímpanos son de 0,25 m. de espesor constante y 1,20 m. de longitud, situados a 2,00 m. El hormigón de los tabiques es de 300 Kg.

Estos tabiques han sido cuidadosamente estudiados como pórticos múltiples, teniendo en cuenta, además del asiento elástico de los apoyos, por su deformación propia o de la estructura, la producida por la deformación del arco base bajo las cargas que, en la zona de riñones, es de cuantía. Un reparto conveniente de armaduras ha permitido realizar el



Arcos laterales.

caso de los tabiques más altos con 10,50 m. y 0,25 metros de espesor, con esbeltez de 42, sin las anti-constructivas, y absurdas mecánicamente, riostras horizontales, que figuran en los Modelos oficiales y en otras obras construidas.

El tablero en los tramos es el usual de un larguero, uniendo las cabezas superiores de los tabiques y el forjado intermedio, prolongado exteriormente en voladizo. La distancia entre largueros, de la cual depende luego la de bóvedas gemelas, y que fija la luz libre del forjado, así como la magnitud del voladizo, resulta de la condición de que los máximos momentos flectores, producidos en ambos elementos por la hipótesis de sobrecarga más desfavorable, sean iguales.

Los cálculos de las estructuras laterales, realizadas antes de la existencia en nuestra Patria de normas oficiales, se efectuaron de acuerdo con las alemanas de marzo de 1932 (el proyecto es de diciembre de 1932). Las cargas límites del hormigón se fijaron en 46,5, 50 y 56 para la compresión unitaria en hormigones de 300, 350 y 400 Kg., respectivamente, y de 1 200 y 697,50 para las armaduras a tensión y compresión, respectivamente. La carga tangencial en el hormigón, 4 Kg./cm.², y 4,5, la de adherencia. La tracción en el hormigón, cero, en piezas a flexión o tensión, y 1,2 Kg./cm.², en los de flexión compuesta.

En cuanto a coeficientes de cálculo, se tuvo en cuenta lo prescrito por los principales autores y por las normas citadas: Relación de coeficientes de elasticidad, 15; coeficiente de elasticidad del hormigón, $E_b = 15 \times 10^8$ Kg./m.²; coeficiente de retracción por fraguado, el equivalente a un descenso de temperatura de 20°, correspondiente a arcos de hormigón, poco armados y adoptado por las Ordenanzas de los ferrocarriles suizos. La variación de temperatura, $\pm 15^\circ$ y coeficiente de dilatación lineal 0,000012. Acción del viento, de acuerdo con nuestra Instrucción de puentes metálicos. Las tensiones máximas obtenidas en el forjado han sido: 46,60 Kg./cm.² para compresión del hormigón; 3,94 Kg./cm.² para tensiones tangenciales; 1 140,93 Kg./cm.² para la armadura, y 0,96 Kg./cm.² para desgarramiento del hormigón. La flecha máxima calculada, 2,6 mm.

Los largueros se estudian como formando el cordón superior de un pórtico múltiple, con apoyos (los montantes), de distinta altura, y, por consiguiente, de distinta flexibilidad, teniendo en cuenta, como antes hemos dicho, el acortamiento elástico y el de deformación del arco-base.

También se tiene en cuenta, en el pórtico, la acción del viento sobre la estructura en las dos hipótesis que fija la Instrucción de tramos metálicos (tramos cargados y viento a 170 Kg./m.², y descargados, con viento a 270) y el frenado.

La comparación entre los resultados obtenidos

con este cálculo y el aproximado, nos da unos máximos momentos positivos de 5 993 m. Kg. en el aproximado a 6 200 en el más exacto, diferencia escasa. Pero, en cambio, no es aceptable el segundo supuesto en lo que a momentos negativos de empotramiento se refiere, ni a los negativos del centro de los vanos, — 1 498 m. Kg. por el aproximado — 5 783,9 m. Kg. por el segundo; éstos para los negativos de empotramiento.

En los montantes de estos pórticos, como resultado del estudio citado, la armadura de cada tabique no es simétrica. En los tabiques más altos, las cargas de trabajo que resultan, totalizadas con la acción del viento, dan una compresión máxima en la coronación de 11,60 Kg./cm.², inferior a 28,47 que resulta como límite admisible en el caso de flexión lateral; para la armadura de compresión, 179,9; para el hormigón a las acciones transversales, el máximo tiene lugar en la base del tabique, y vale 0,82 Kg./cm.².

Para los demás tabiques, menos altos, la carga máxima para el hormigón vale 44,65 Kg./cm.² en el 6.º tabique (el más rígido, como es lógico); 453,28 Kg./cm.² para armadura de compresión, y 1 004,62 para la de tracción, todas en la coronación del tabique e inferiores a los 44,74; 671,10 y 1 200 cargas límites, respectivamente, admisibles en éste. La carga del hormigón a las acciones transversales es máxima en la base del mismo tabique, y vale 2,90 Kg./cm.². En cuanto a las deformaciones elásticas, tanto transversales como normales, son insignificantes en los tabiques, la máxima, 0,59 mm.

Por último, en los arcos, como resultado de las hipótesis más desfavorables, se obtienen cargas máximas de 48,40 Kg./cm.² en el hormigón a compresión (clave), y de 720,10 Kg./cm.² para tensión de la armadura, con 0,57 Kg./cm.² para carga tangencial. La máxima flecha, 0,6 mm. (dos diezmilésimas de la luz). El coeficiente de retracción longitudinal se fijó en 0,00020; la oscilación térmica, variable según las piezas, en el arco se fijó en $\pm 15^\circ$. Dada la escasa altura de las vigas, no se tuvo en cuenta el efecto de arcada múltiple.

III. - Tramo central.

Es el elemento más interesante de la superestructura de esta obra.

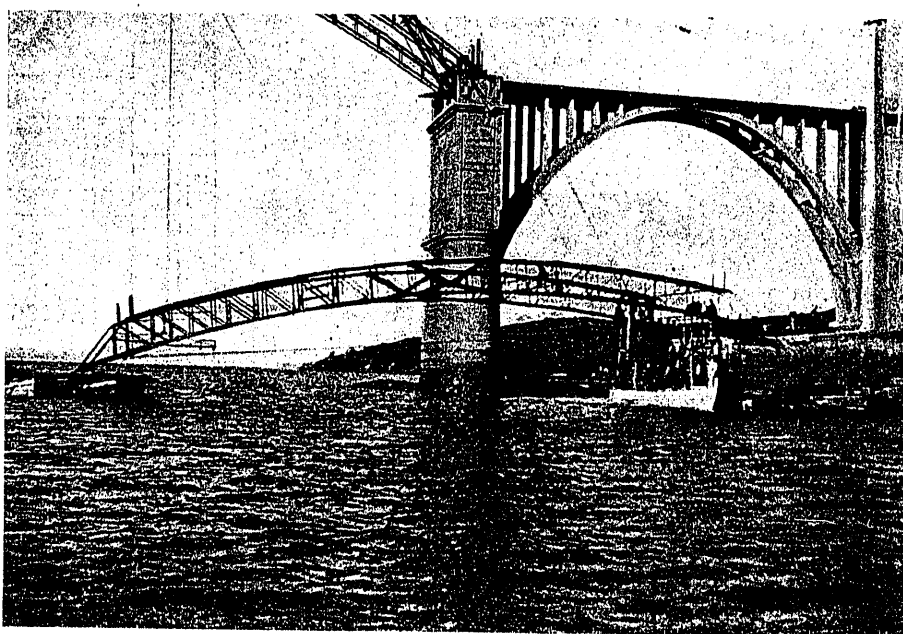
Determinada, según expusimos en la primera parte de esta descripción, la naturaleza del tramo central: arco atirantado de hormigón armado con armadura rígida de montaje y de 75 metros de luz; fué, cuando se proyectó, el tercero del mundo por su luz.

Solamente estaban construídos entonces, de mayor luz que el nuestro, el de Lucien Saint, sobre el O. Mellégue, en Túnez: tramo de 92 metros de luz, construído en 1927 según proyecto de Lossier, puen-

te que hasta hace poco ha tenido la marca mundial, y el de Kehl, sobre el Kinsig, en Alemania, con 80 metros, si bien éste no es un arco atirantado típico, ya que lleva tramos adosados de compensación. Más tarde, y durante la construcción del puente del Pedrido, en su época de paralización por nuestra Gloriosa Cruzada, se construye en Neuville-sur-Oise, el tramo de 82,20 m., con viga de rigidez en marco, construido en 1938, también según proyecto de Henry Lossier.

En la actualidad está recién construido el puente de la Coudette: viga parabólica reticulada, de 111,28 metros de luz con puesta en tensión previa por actuación en el tirante y en el andamiaje, según proyecto de N. Esquillan, arco que es hoy, en esta clase, el mayor del mundo y al que iguala el proyecto redactado en nuestra Jefatura de Puentes y Estructuras por el Ingeniero D. Vicente Roglá, para el río Tinto, interesantísimo proyecto, actualmente en tramitación, y con el cual seguirá España a la cabeza en este tipo de obras.

Al presentar el proyecto completo del puente, se

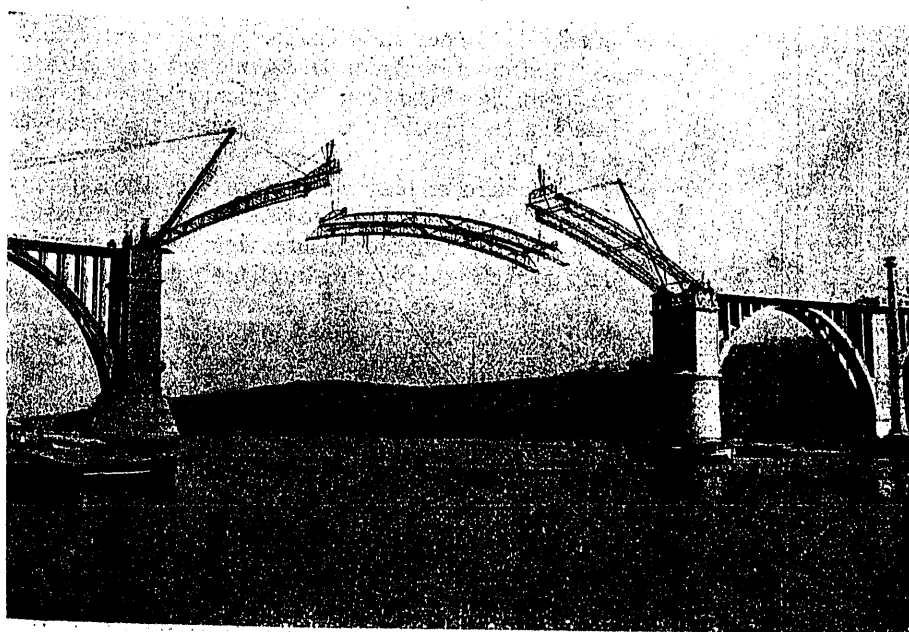


Montaje del arco central. Transporte del tercio central.

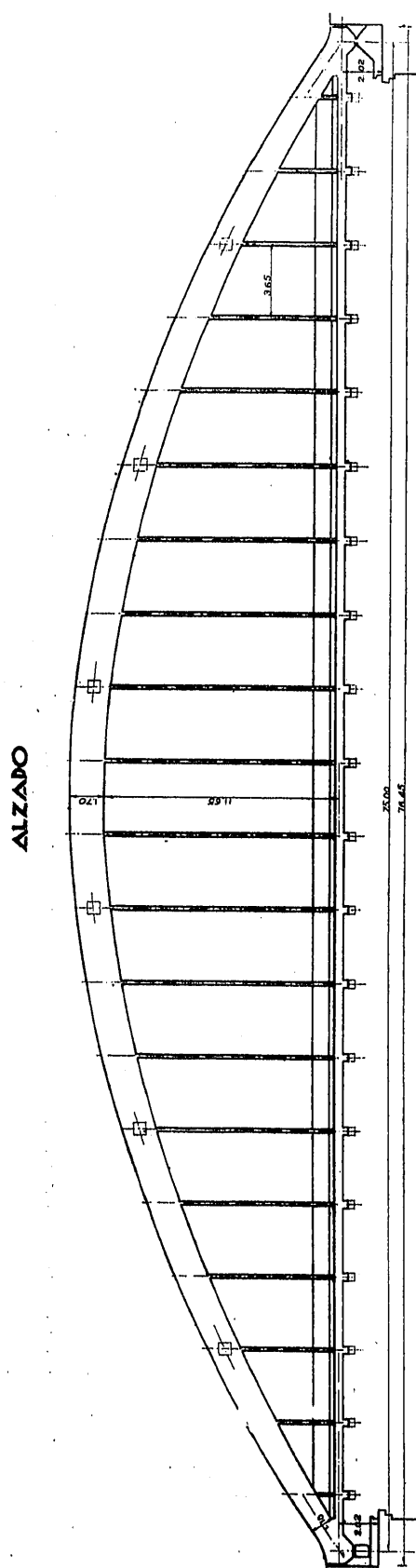
incluyó, por consiguiente, el del tramo central. Pero retrasadas las obras por el recalce de la pila-estribo izquierda, ya descrito, e interrumpidas luego durante la guerra, próxima a terminarse ésta, fué rescindida la contrata y ordenada por la Superioridad la terminación de las obras por administración.

Al redactar el proyecto de terminación de obras, constituyó parte primordial de éste el arco central.

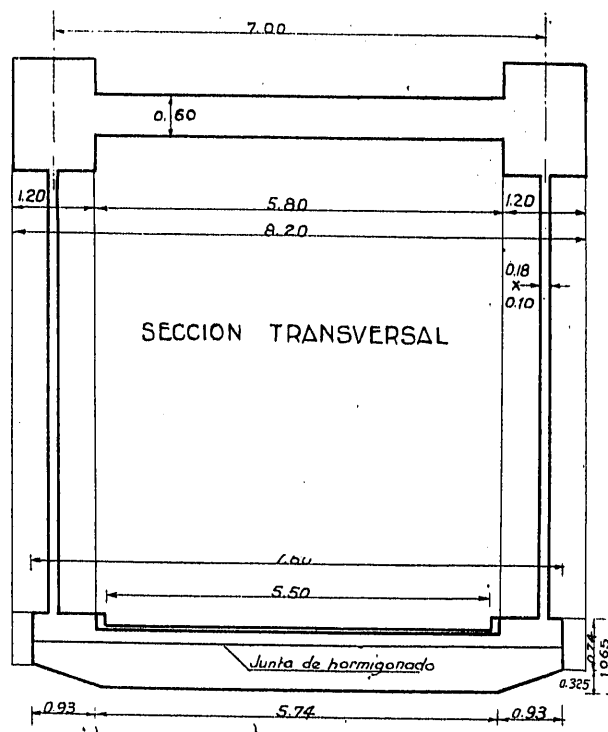
En la solución adoptada se conservó el mismo tipo de estructura que constituía el arco que figuraba en el proyecto primitivo, y que no era, en definitiva, más que la empleada en los cinco arcos de 53 m. sobre el Guadalquivir, en Brenes (Sevilla), con el mismo sistema de montaje, tensión previa, armadura mixta, etc., ya descrito por nosotros en otros números de esta REVISTA. Pero se adoptaron las modificaciones que la construcción de aquéllos aconsejaba y que cerca de ocho años habían introducido en la técnica de la construcción, y muy especialmente en lo que se refiere a arcos atirantados, ya que, si al estudiarse el nuestro era, en aquel entonces, el tercero en



Montaje del arco atirantado. Elevación del tercio central.



Arco central.



su luz, se construyeron después otros varios; por ello, y teniendo en cuenta los últimos adelantos en estos arcos, se introdujeron las modificaciones constructivas necesarias, reduciendo además, en lo posible, el coste de las obras.

Las modificaciones principales que se introdujeron las indicaremos a continuación, al describir el tramo definitivamente adoptado, remitiéndonos para el tramo primero al análogo descrito con motivo del puente de Brenes antes citado.

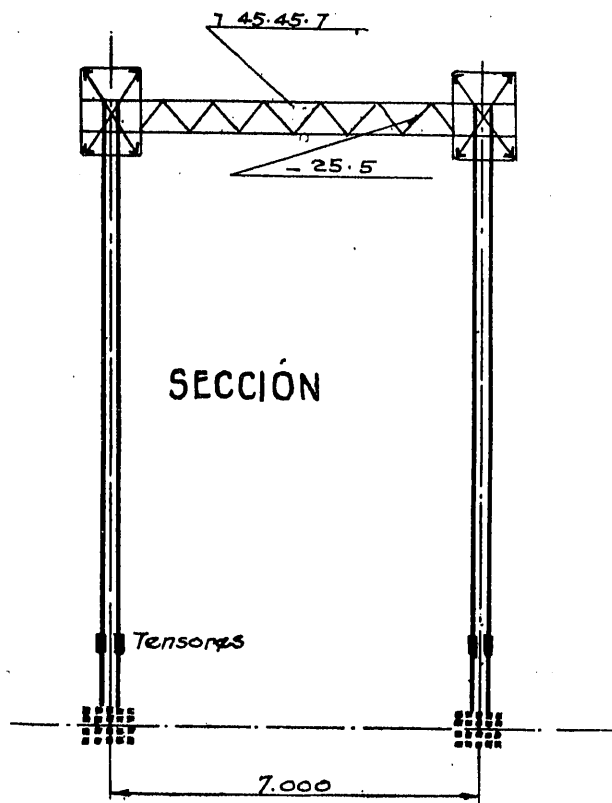
El arco atrirantado de 75 metros de luz tiene 12,50 m. de flecha, con dos articulaciones y tablero inferior, suspendido mediante péndolas espaciales a 3,65 m.

El tablero se proyecta como un forjado continuo de 3,65 metros de luz, excepto los dos extremos de 2,83 metros, apoyando sobre viguetas transversales de 7,00 metros de luz, suspendidas por sus extremos de las péndolas del arco.

La calzada tiene, como en los tramos de acceso, 5,50 metros de ancho y 0,75 m. los andenes, hasta el eje de las péndolas; 0,96 metros en total.

Describamos con algún detalle los elementos del tramo y las modificaciones respecto al proyectado primeramente:

Arco. — Se constituye el arco por dos nervios principales, de canto variable, entre 1,10 m. en arranques a 1,70 m. en la clave, con un ancho uniforme de 1,20 m. El arriostramiento entre ambos nervios principales consiste en unos elementos de 60 X 60



centímetros cada 10,95 metros, coincidiendo con ejes de péndolas.

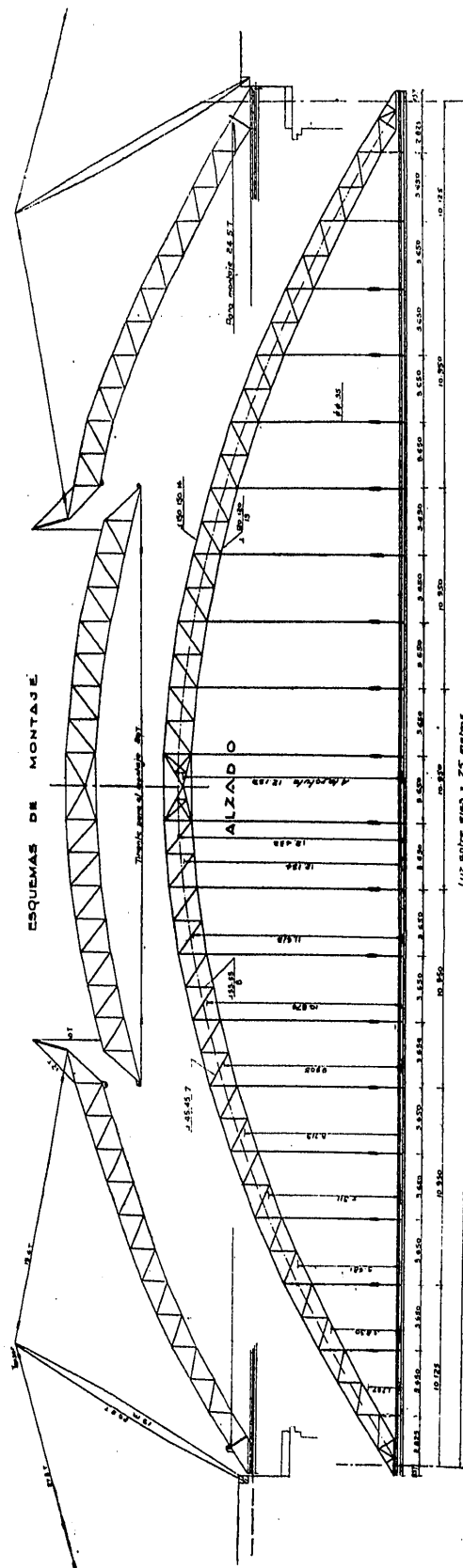
La armadura principal del arco se proyectó de perfiles laminados, soldados eléctricamente, y estudiada para permitir el lanzamiento del arco en dos mitades, desde cada extremo, y una vez unidas ambas partes en la clave y colocado el tirante, permitir el hormigonado del arco.

El montaje se hace luego, dividiendo el arco en tres trozos, como después diremos.

La directriz del arco, que en un principio se proyectó parabólica, se rebajó después 20 cm. en los rñones, para encajar mejor el funicular de los pesos propios, rebajamiento según otra parábola de 20 cm. de flecha y 37,50 m. de luz.

La armadura rígida de cada arco está formada por cuatro angulares de $\frac{150 \times 150}{16}$ con arriostramientos transversales en aspa, de planos de 40×20 , longitudinales, de angulares verticales de $\frac{55 \times 55}{8}$ y diagonales de $\frac{45 \times 45}{7}$ y horizontales de $\frac{45 \times 45}{7}$.

Tirante. — Está formado por hierros cuadrados, soldados eléctricamente en sus empalmes, agrupados



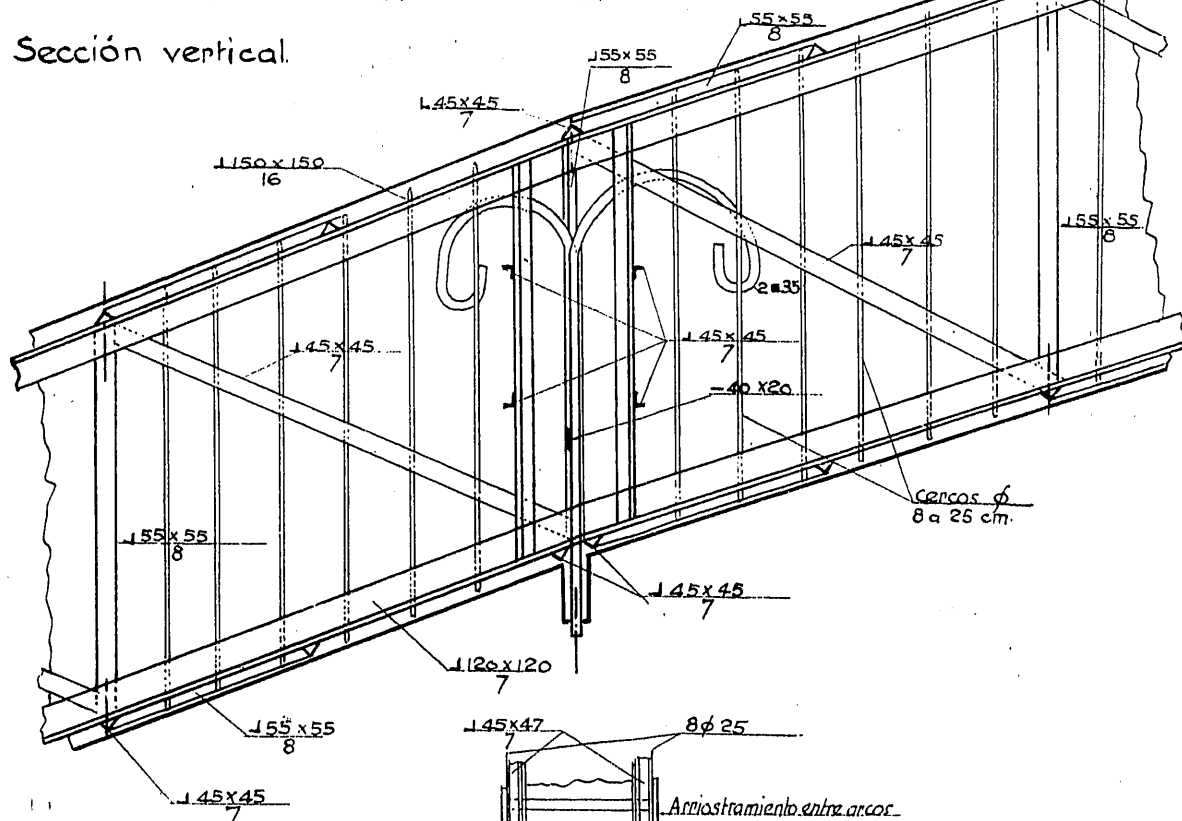
Arco central.

dentro del espesor de los andenes. La unión del tirante al arco se hace rigidamente, puesto que la elasticidad del tablero es suficiente para permitir el libre juego del arco en sus extremos. Son 40 barras cuadradas de 50 mm. (20 a cada lado), colocadas muy agrupadas hacia el extremo del andén para controlarlas con el eje del arco.

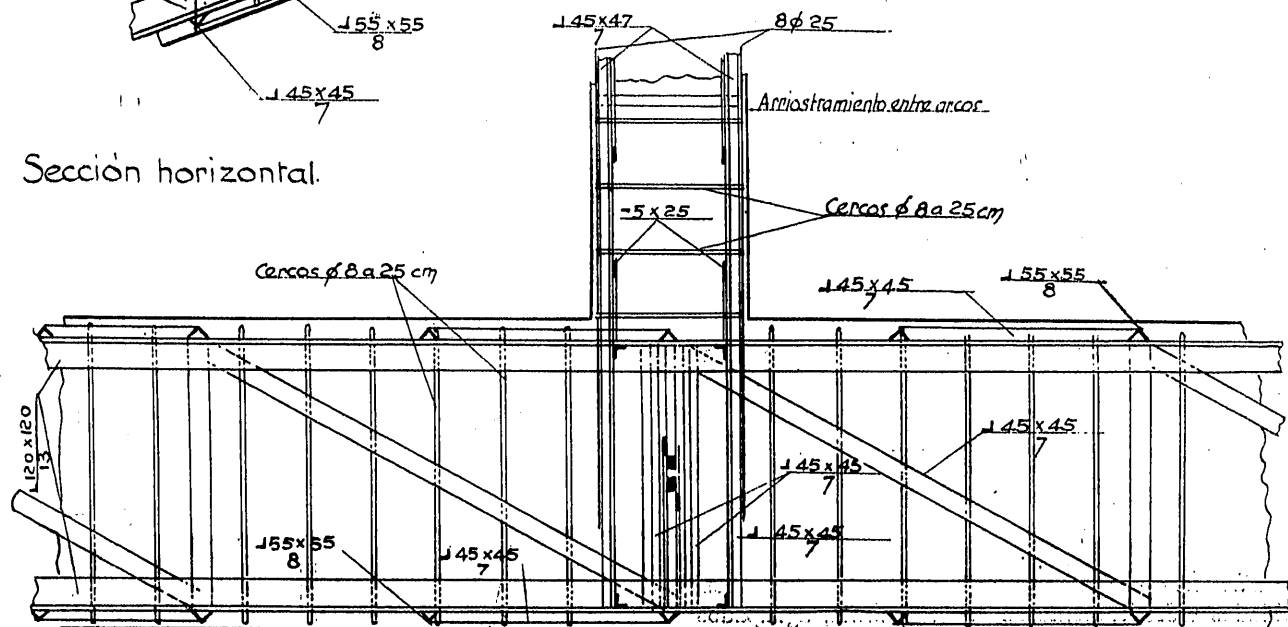
Péndolas.—Las péndolas están formadas por dos redondos de sección equivalente a la cuadrada, de 35 mm. de lado, con un zuncho de ϕ de 5 mm., con separación de espiras de 5 cm., cuyo objeto es exclusivamente evitar el fisuramiento del hormigón que recubre las péndolas, formando una sección de $0,18 \times 0,10$. Las barras de estas péndolas se suel-

DETALLE DE LA ARMADURA DEL ARCO Y SU UNIÓN CON EL ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL Y CON LA PENDOLA.

Sección vertical.



Sección horizontal.



dan en su parte superior a la armadura rígida del arco y se unen a otras barras homólogas embebidas en el hormigón de las viguetas al hormigonar éstas, unión que se hace por medio de un manguito que, actuando en los extremos terrajados de aquellas barras, da la tensión de regulación precisa.

Piso.—El tablero es un forjado continuo de 3,65 m. de luz, excepto en los dos extremos de 2,83 metros, unido a viguetas transversales de 7,00 m. de luz, suspendidas por sus extremos de las péndolas del arco.

Las viguetas tienen 0,25 m. de espesor, con una pestaña en el cordón inferior de 5 cm. para el soste-

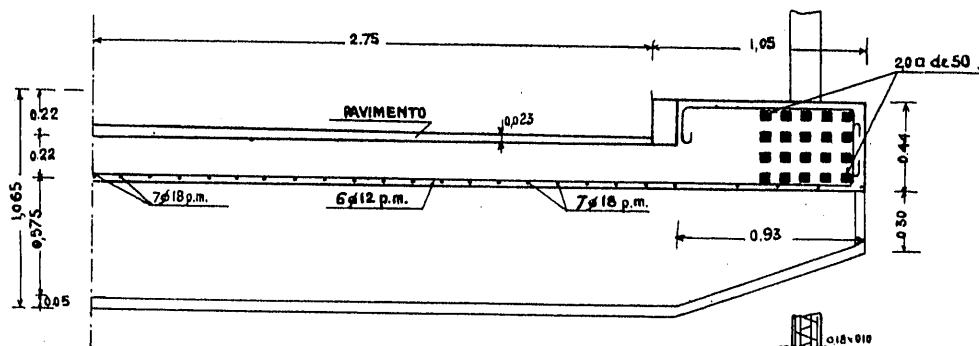
nimiento de los puntales del encofrado del forjado. Su altura, hasta intradós de forjado, es de 0,625, y van armados con 9 ϕ de 35 mm.

El forjado es de 0,22 m. de espesor, armado con 7 ϕ de 18 p. m. y transversales de 6 ϕ de 12 mm.

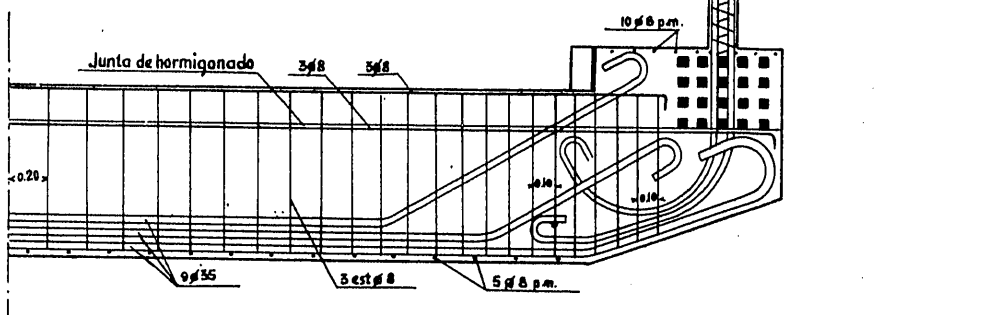
El pavimento es de hormigón, de 0,025 $\div$ 0,5 de espesor.

Aparatos de dilatación y apoyo.—Se adoptó una disposición análoga a la dispuesta por Caquot (*Anales* núm. 1, enero 1938) y ejecutada en el puente de Palluau, en Francia. El apoyo móvil consiste en un paralelepípedo, con bases cilíndricas, de 0,80 m. de altura máxima, 1,20 m. de longitud y 0,60 m. de

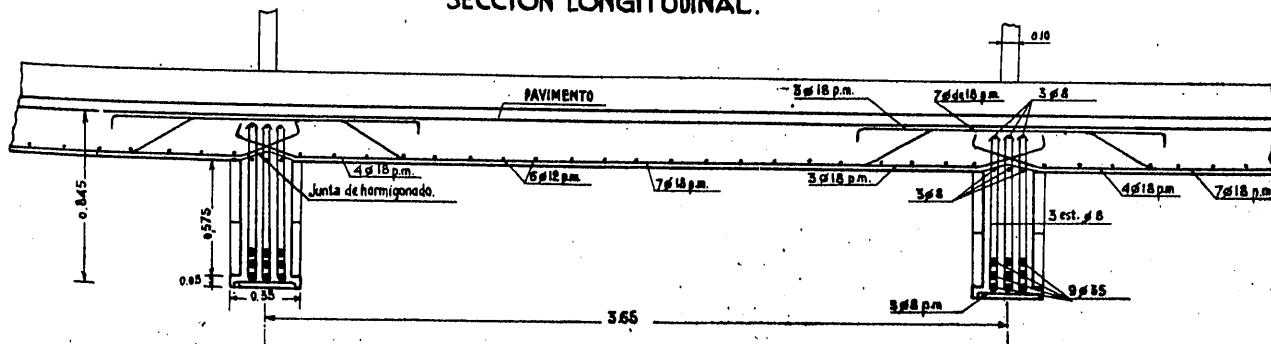
SECCIÓN TRANSVERSAL POR EJE DE FORJADO.



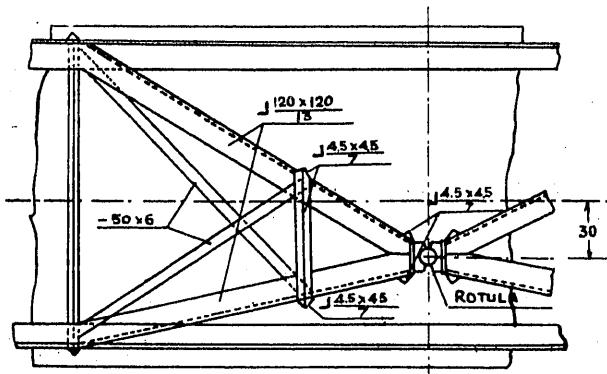
SECCIÓN TRANSVERSAL POR EJE DE VIGUETA



SECCIÓN LONGITUDINAL.



Detalles de la estructura del tablero.



Detalle de la articulación de la clave. Alzado.

ancho, fuertemente armado con dos zunchos de ϕ de 15, de 2,5 cm. de separación, de espiras y armadura longitudinal de ϕ de 8, con 19 ϕ de 12 como barras pasantes. Las zonas de contacto, tanto del tramo como del apoyo, llevan siete capas de cuadrícula de reglillas de 20 ϕ , de 10 p. m. en cada dirección.

El apoyo fijo tiene 0,20 m. en la zona de estrangulación, con ancho constante de 1,20 m. y armaduras en la zona superior e inferior, formadas por ocho capas de barras en aquella y 12 en ésta, de reglillas de 20 ϕ de 10 p. m. en cada dirección. Las barras pasantes son también 19 ϕ , de 12 m.

Modificaciones respecto al primer proyecto. — Las modificaciones introducidas respecto al primer proyecto, y la causa de las mismas, son, en definitiva, las siguientes:

1.º Sustitución de la armadura de construcción, roblonada, por otra electro-soldada. La economía de peso, facilidad de construcción, la obtención de empalmes y nudos, de difícil realización en estructuras roblonadas, la supresión de planos extensos en contacto con el hormigón, etc., nos sugirieron esta modificación, cuyas ventajas ya habíamos corroborado en Tortosa y más tarde vimos de nuevo en el Esla. El peso de la armadura laminada que así obtuvimos fué de 54 067,92 Kg., y en el proyecto primitivo, 114 633,20 Kg.

2.º Articulación provisional de la armadura rígida de construcción en el centro, facilitándose así el montaje y condiciones del arco durante el hormigonado.

3.º Sustitución de la armadura mixta del tirante por otra de cuadrados. Se componía la armadura del tirante, en el primer proyecto de $\square$, que constituían la armadura rígida con la del arco, y de redondos, que se colocaban después. Este sistema está abandonado actualmente en estos arcos, por la dificultad de obtener una tensión igual en elementos tan distintos y colocados en distinto período de construcción, que

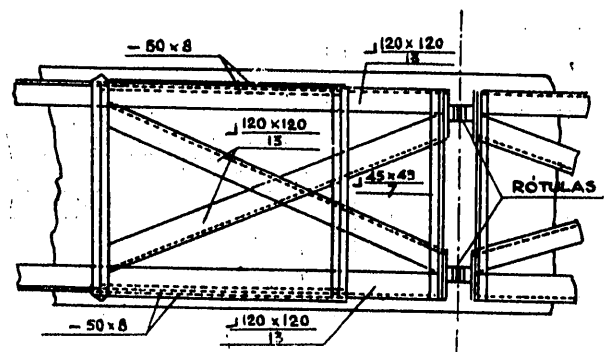
obligaba a tensar los redondos con rosca, y los perfiles, mediante complicadas uniones con agujeros ovales o husillos entre las piezas, siendo luego difícil la puesta en igual tensión. Formamos la armadura del tirante con hierros cuadrados, por ser más fácil su soldadura, y la tensión la producimos actuando en las péndolas, mediante manguitos, como se hizo en el puente de Tortosa.

4.º Modificóse también la estructura del piso, que estaba formado por un sistema de dos filas de largueros y viguetas, cuyo encofrado es difícil de realizar, y más, a la altura en que se sitúa y sin andamios intermedios. Se simplificó suprimiendo los largueros, dejando las viguetas, y con forjado continuo entre ellas.

5.º Modificaciones en el aparato de apoyo: Se propusieron en el proyecto anterior aparatos de apoyo, metálicos. Teniendo en cuenta la unificación de fábricas, la necesidad de evitar oxidaciones en los elementos esenciales, como son los apoyos, que se traducirían, por lo menos, en graves acodalamientos; oxidaciones que se presentan rápida e intensamente por la aproximación de la obra al mar, nos aconsejaron el sistema de hormigón armado, siendo los tramos de mayor luz que poseen actualmente esta clase de aparatos.

6.º Modificaciones de las riostras del arco. Se proyectaban dos de 1,30 $\times$ 1,00 m. de sección, huecas, y en vez de éstas, cuyas dimensiones transversales hacen mal efecto, según vimos al realizar el puente del Guadalquivir, antes citado, y según hizo observar Freyssinet, en caso análogo, en el puente de Villeneuve-Sur-Lot (*Le esthétique des ponts*, "Le Möniteur des travaux publics"), y que, además, se encuentran excesivamente separadas, se propusieron seis de 0,60 m.

Montaje y construcción. — La realización del tramo central presentaba la dificultad de tener que efectuarse sobre las pilas-estribos, a 34 m. de altura, sin

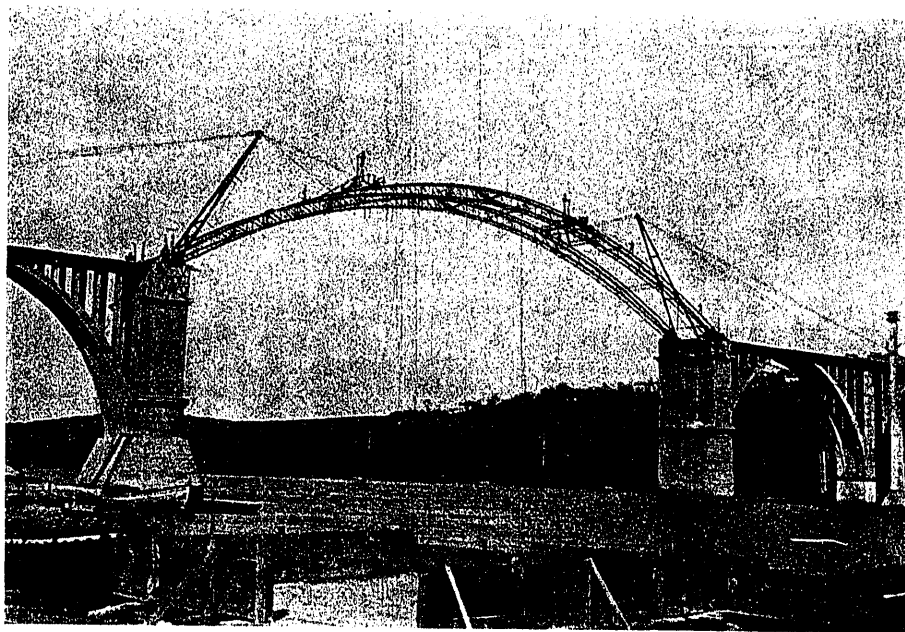


Detalle de la articulación de la clave. Planta.

utilizar andamios apoyados en la zona entre pilas, para no dificultar la navegación, cuyas características señalamos en la primera parte de este trabajo, y la necesidad de prever, en todo momento, la intensa acción de los fuertes temporales que en la zona de obras tienen lugar con gran frecuencia.

Se pensó primeramente en construir la ligera armadura electro-soldada que constituye el arco, en dos mitades, enlazadas, al montarlas, por la rótula excéntrica, pero la gran longitud de cada elemento determinó la variación del sistema, dividiendo la cercha en tres partes. Las zonas laterales se construyeron sobre el piso de los arcos laterales, y utilizando las plumas erigidas en las pilas-estribos se situaron en su posición, sostenidas por dichas plumas mediante cables y amarres a la zona inferior de las pilas de los arcos laterales próximos. La parte central, fijada su articulación provisionalmente con piezas soldadas, se construyó en la margen, se botó en dos barcasas y, colocada en la vertical precisa, se elevó mediante montantes situados en los extremos de los sectores laterales, actuando en cabrestantes colocados en los tableros de los tramos adyacentes.

Intentada la maniobra una vez, se sufrió la rotura de uno de los terminales de cable, accidente imprevisto, ya que dichos terminales habían estado pres-



Cierre de la armadura del arco.

tando servicio durante mucho tiempo en el Viaducto del Esla con cargas mucho mayores. Acaso algún golpe durante el transporte pudo resentir, sin avería aparente, este elemento. No habiéndose terminado la maniobra al llegar la noche, quedó la parte central próxima a su encaje con el resto, para realizarlo al día siguiente, y en este intervalo ocurrió la avería.

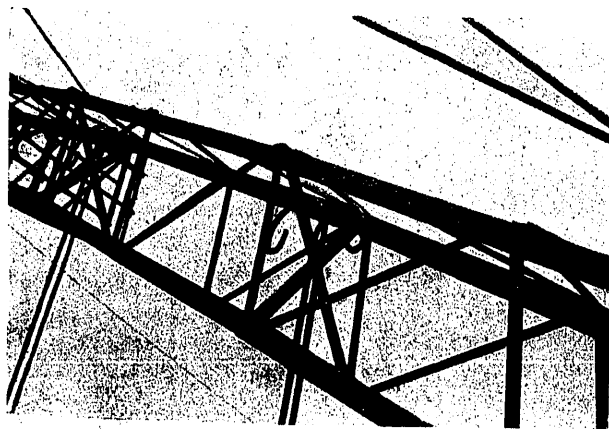
Caída la parte central y la lateral correspondiente al terminal citado a la ría, sin que, afortunadamente, ocurriese el menor accidente personal, se extrajeron los sectores, con sólo pequeños desperfectos y sin que fallase ninguna soldadura, excelente prueba de la bondad de los enlaces así realizados, que resistieron el efecto de una caída desde unos 24 metros.

Permítasenos ahora decir, en pequeño paréntesis, que no es frecuente contar los sucesos desfavorables que en una obra puedan ocurrir y ocurren a veces, pero estimo que no hay por qué no hacerlo así cuando todo se desarrolla con rectitud, y porque es, precisamente, la parte más interesante.

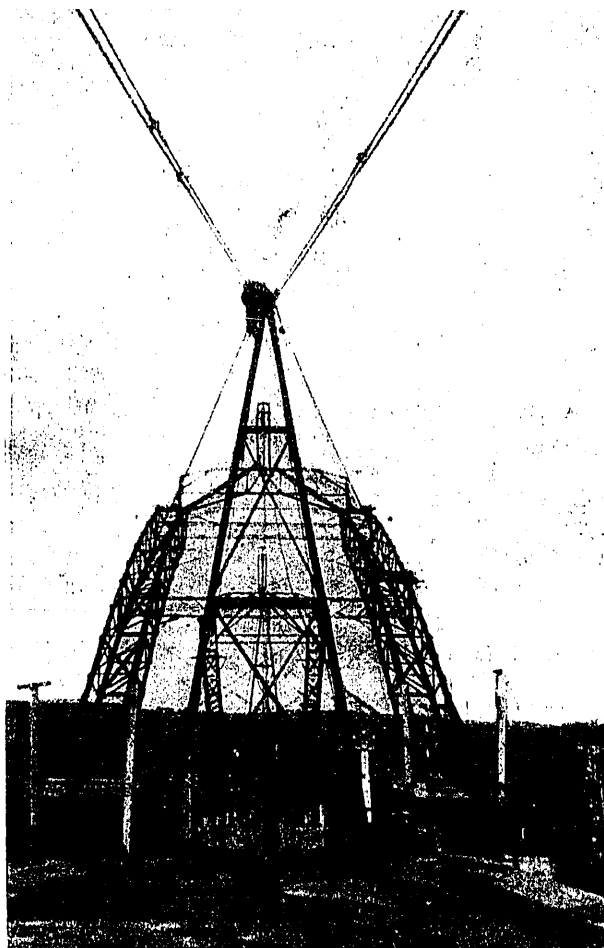
Reparadas las averías, se volvió a realizar el montaje en igual forma, tardándose entonces unas tres horas en efectuar toda la maniobra.

Provisionalmente se colocó un tirante de redondós soldados, y una vez constituido el arco atirantado, se montaron las péndolas, mejor dicho, la parte superior de las mismas.

Hormigonadas en taller las viguetas hasta la zona de intradós del forjado, donde se establece una junta de hormigonado para unión de dicho forjado y la



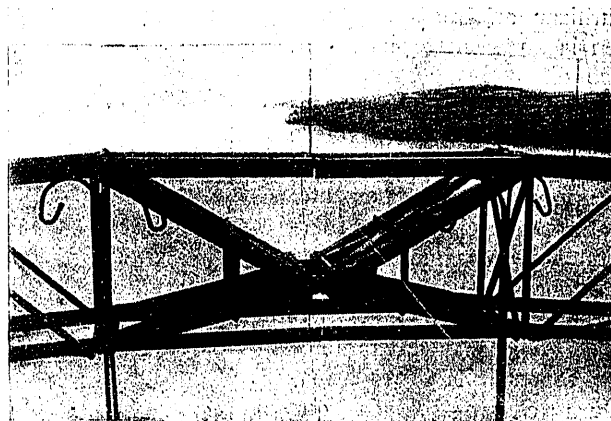
Detalle de la unión de armaduras del arco y péndolas.



Castillete de amarre sobre las pilas-estribos.

vigueta, se empotra en la vigueta la parte inferior de péndolas que ha de unirse al resto mediante los manguitos tensores. Estas viguetas fueron llevadas en barcaza al plano vertical del tramo y elevadas para unir las a las péndolas. La parte inferior de la vigueta lleva una pestaña para sujetar el apoyo de los tableros del encofrado del forjado, que ya se hormigona *in situ*. Una vez acabado el hormigonado del tablero, esta vigueta queda con un canto útil de 80 cm. y con una cabeza de compresión de 1,87 m.

El hormigonado del arco se realizó en tres rosas: la primera, formada por una losa a $\frac{2}{9}$ de la altura, con una armadura supletoria formando cercos ϕ a 25 cm., y 2 ϕ longitudinales de 8 en los ángulos superiores del cerco; la segunda, en los $\frac{4}{9}$ siguientes, y la tercera, el resto. Estas rosas, a su vez, se subdividieron en dovelas de longitud igual a la distancia entre péndolas, en la primera rosca, y algo desplazada, en las siguientes. Dentro de este dovelado, el orden fué fijado previamente, en vista de



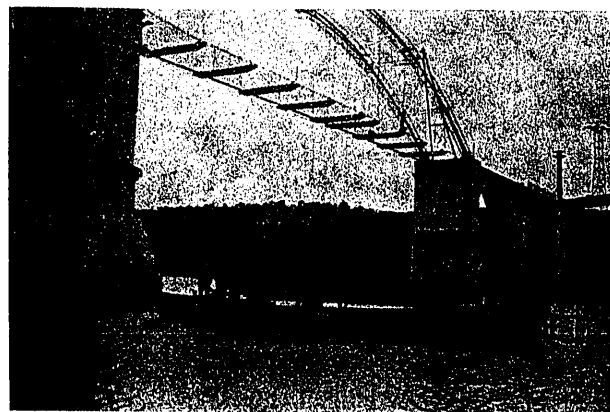
Articulación excéntrica en la clave de la armadura de montaje del arco central.

las deformaciones del arco, y reducir a un mínimo los esfuerzos principales durante esta fase de construcción.

Durante el hormigonado del arco, la armadura del mismo conserva una articulación en clave, a 30 centímetros por debajo del eje, articulación que no se suprime hasta acabar el hormigonado de todo el puente. Con esto se consigue que los pesos propios de todo el tramo dejen a éste sometido en la sección de riñones a un momento mínimo y de signo contrario al máximo que producen después las sobrecargas.

El hormigonado del tablero se efectuó después que el del arco, pero sin haber cerrado aún la articulación de clave.

Por ello, la rótula se proyectó capaz de soportar las compresiones producidas por el arco hasta el momento de estar acabado de hormigonar, pero sin hormigonar el tablero. En dicho momento, el esfuerzo



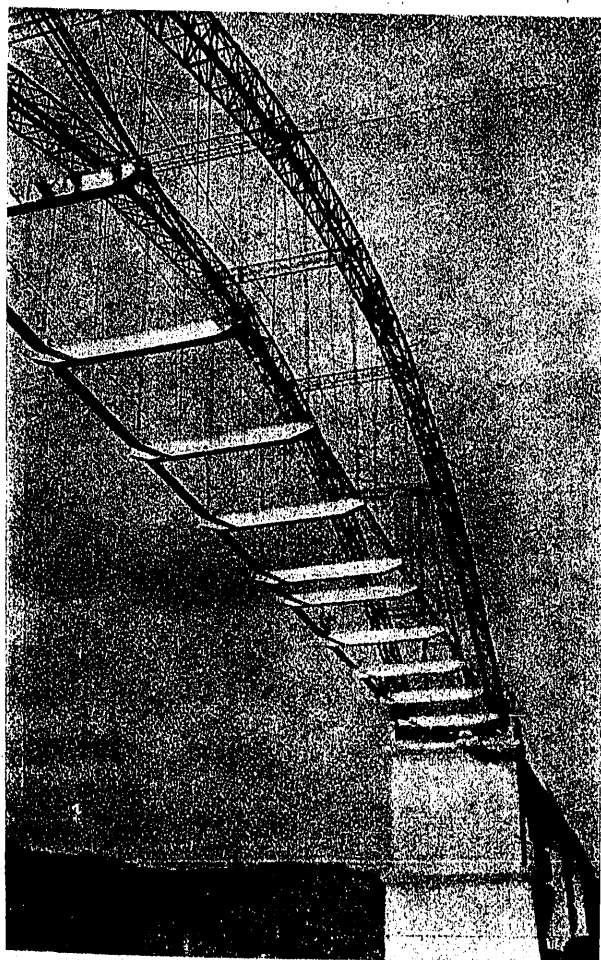
Transporte, en barcas, de las viguetas de hormigón.

normal en la clave vale 673,71 Tn. para todo el anejo, y como las rótulas son 4, son 166 Tn. por rótula. La anchura de cada rótula es de 5 cm. Una vez acabado de hormigonar el arco, dejamos aún una rótula de hormigón con 20 m. de radio de curvatura y 20 cm. de zona de contacto, a 0,30 m. su centro bajo el eje del arco. Esta rótula tenía 3,840 cm.² de sección útil, sobre la cual actuará el momento de compresión que corresponde al peso del tablero, que vale 314 Tn., con lo cual la carga media de compresión de esta rótula era de 84 Kg./cm.².

El hormigonado del tablero se realizó descomponiéndolo en calzada y andenes, realizándolo en dos fases consecutivas, con las juntas de hormigonado en los bordillos. El hormigonado de cada una de estas fases se efectuó en el orden más conveniente para el régimen de trabajo del arco, pero continuo, es decir, que no se previeron juntas transversales de hormigonado, suponiendo al efecto, para el cálculo, la masa total de la calzada y andenes descompuesta en dove-



Detalle de la unión de viguetas y péndolas, durante el montaje.



El arco central, durante la construcción del tablero.

las de 3,65 m. de longitud, cuyo eje coincide con las péndolas.

Aunque se contaba con que la posición definitiva de la directriz se había de obtener mediante la adopción de las contraflechas necesarias, se previó, para mayor seguridad, la posibilidad de tener que recurrir al empleo de gatos en la clave, para lo cual se dejaron las cajas correspondientes al hormigonar. La posición de estos gatos (2 por arco) sería, con sus ejes, a 30 cm. por encima de la directriz, y a 60 cm. sobre el eje de la rótula. Para un esfuerzo normal en las rótulas de 987,93 Tn., correspondiente al peso muerto total, de la relación de brazos de la rótula y el gato respecto a la línea de arranques, se deduce que el esfuerzo en los gatos tendría que ser de 940 Tn., es decir, 235 Tn. por gato. No hubo que utilizar este sistema.

La ligereza de la estructura metálica de montaje determinó el que durante su ejecución se estudiase un sistema de arriostramiento. El fuerte viento que

en aquel lugar reina casi constantemente, llega, en ocasiones, a alcanzar la violencia extraordinaria característica de las costas del Norte de España. No se podía, en modo alguno, correr al albur de dejar la estructura metálica a merced de que un temporal pudiese ocasionar la ruina de la misma, ya que, además, el intervalo que corresponde entre el montaje y la terminación del hormigonado y su fraguado (cuando ya adquiere la estructura estabilidad propia muy sobrada para aquellos efectos) es necesariamente de importancia, dadas las dimensiones y dificultades del tramo.

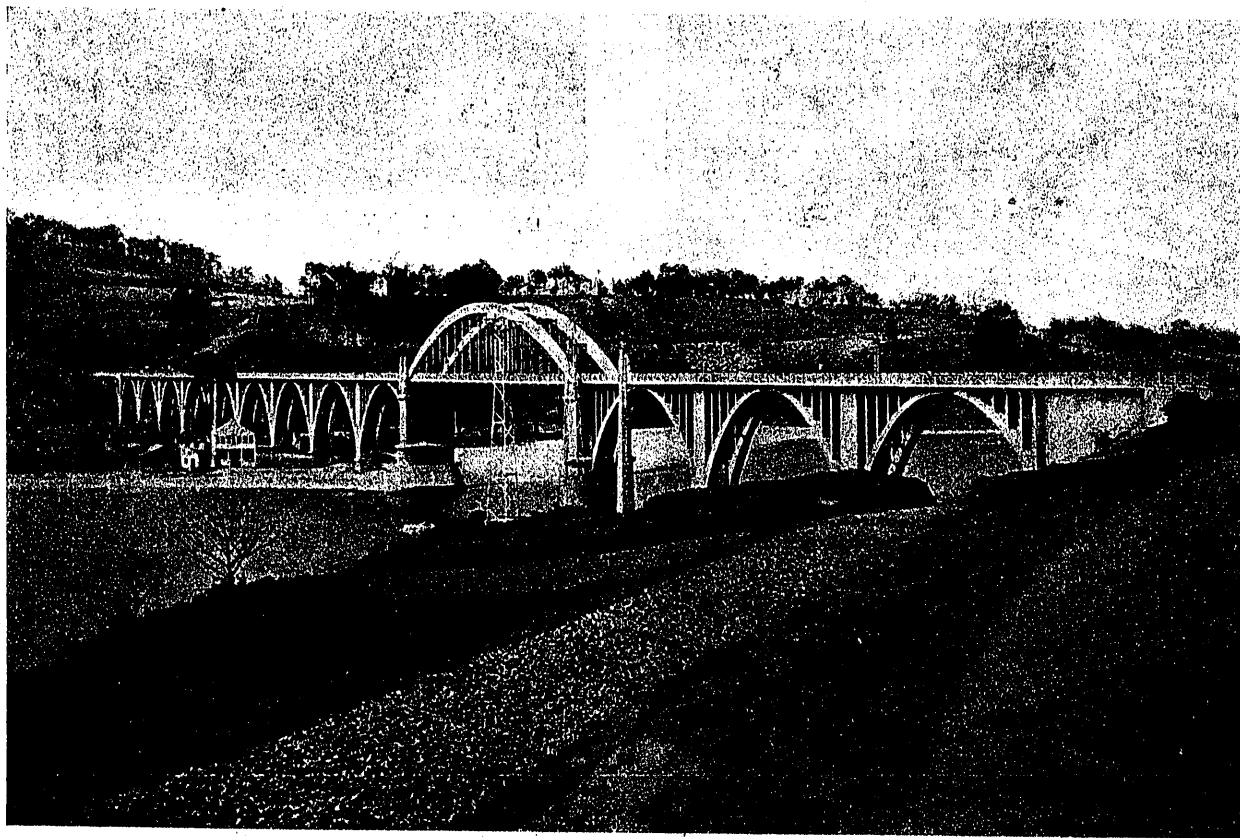
El sistema de arriostramiento utilizado fué análogo al empleado en el Viaducto del Esla. La fijación en el espacio de dos puntos del arco, situados a 25 metros, se logra mediante un sistema de cables: 2, de 28, para la unión entre sí; otros dos, de 28, a los castilletes sobre pilas-estribos, a su vez referidos a tierra, y otros dos, de 28, de cada botón a tierra, simétricamente al arco.

Estos dos últimos se fijaban a tierra mediante macizos de anclaje, situados en la zona de mareas

de la ría, convenientemente balizados y sujetos al terreno arenoso del fondo por pilotaje encepado por el macizo.

La extensión que ya alcanza este trabajo nos impide entrar en más detalles, cálculos, sistemas de observación, pruebas, ejecución de soldaduras, etc. Sirva lo expuesto para dar una idea del conjunto de esta interesante obra, felizmente llevada a término merced al inteligente esfuerzo de cuantos nos prestaron su eficaz ayuda a resolver los problemas que se originan en una obra de esta clase.

No podemos dejar sin especial mención, a estos efectos, en lo que se refiere al tramo central, la parte más delicada de la obra, a la Sociedad Esab Ibérica, con su Ingeniero D. José Martínez París, constructores de la parte metálica; D. Ricardo Barredo, destajista de las obras, y a nuestro querido compañero D. Eduardo Torroja. Precisamente con todos ellos colaboramos también en otra obra bien conocida: el Viaducto del Esla. Por último, los tramos de acceso fueron construídos por la contrata, luego rescindida, de D. Juan Arozamena.



Aspecto general de toda la obra.