

Colección de puentes de altura estricta¹

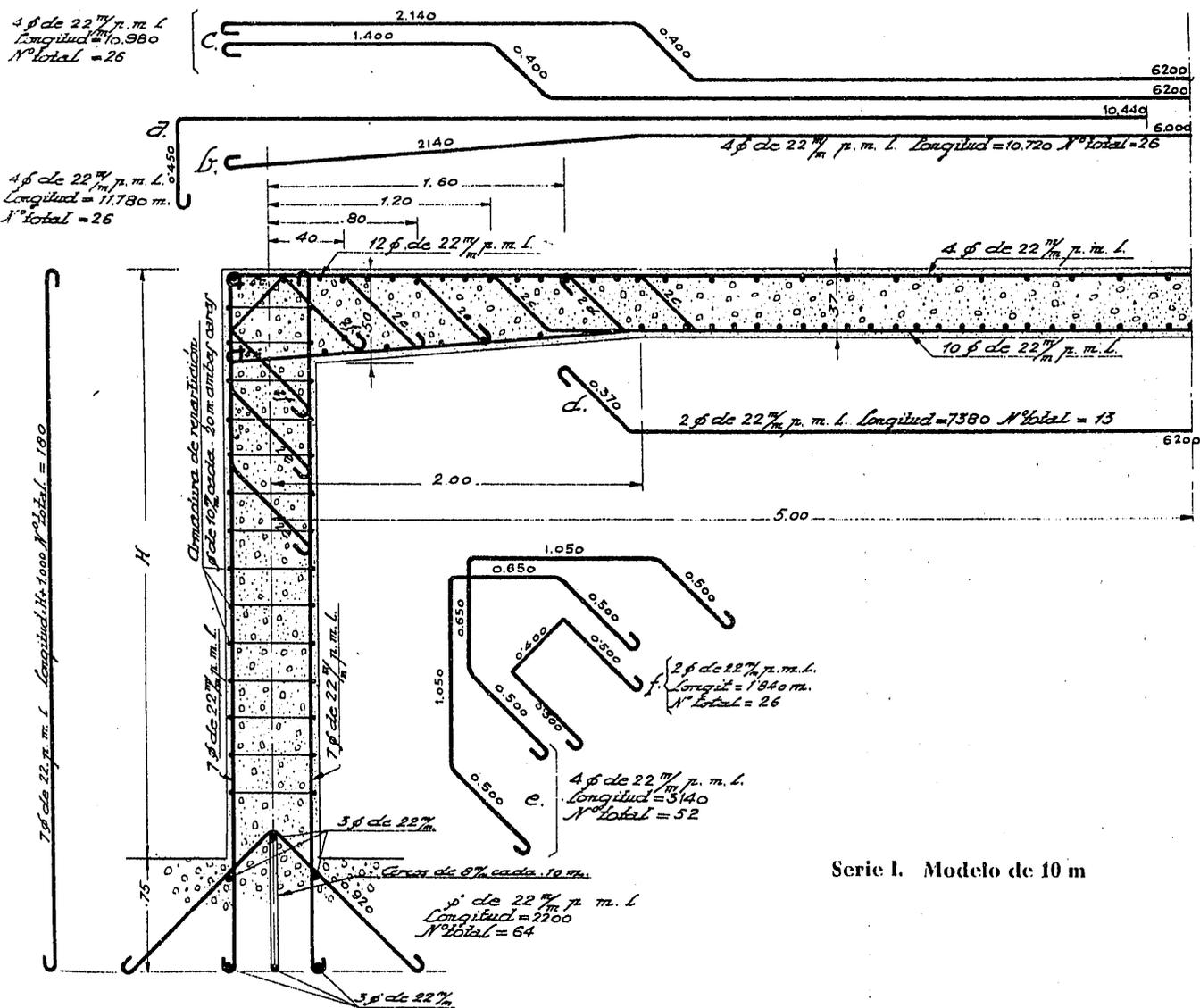
Modelos de las series 1.^a y 2.^a

En láminas adjuntas aparecen las armaduras de los pórticos que utilizamos en los modelos de las series primera y segunda. Están calculados con arreglo a las normas expuestas en artículos anteriores y de acuerdo con los resultados experimentales que hemos logrado reunir; claramente resalta la razón de

tar el estrangulamiento superficial de las vigas.

En las losas horizontales disponemos únicamente armadura longitudinal de trabajo y armadura transversal de repartición, suprimiendo los estribos de alambre fino, que en la práctica resultan difíciles de colocar en posición vertical; el cálculo los acusa in-

SEMI SECCIÓN LONGITUDINAL.



Serie I. Modelo de 10 m

cada uno de sus elementos; sin embargo, insistiremos ligeramente sobre los detalles menos corrientes.

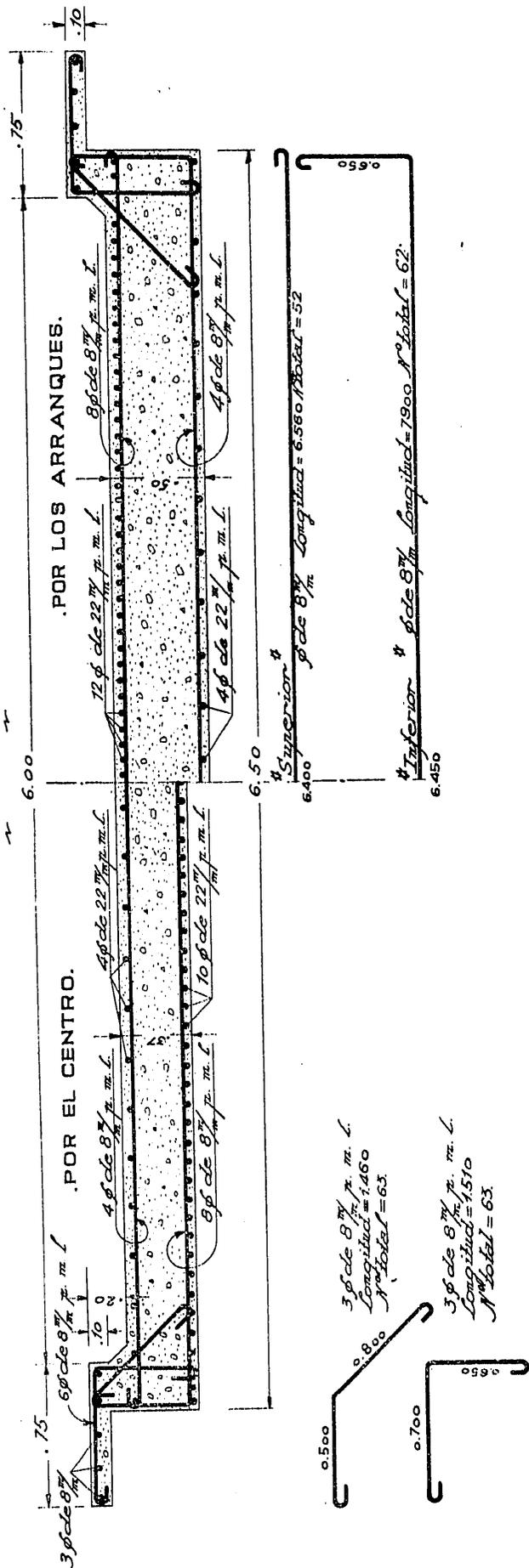
Se han suprimido los pequeños acartelamientos, tanto longitudinalmente en la unión del dintel con los pilares como transversalmente entre tablero y vigas longitudinales. En este segundo caso se tendrá la precaución de cepillar en bisel las tablas de los fondos de tablero del encofrado, para evi-

necesarios y no se recomiendan en ningún reglamento moderno ni se utilizan en los tableros de los puentes recientemente construidos.

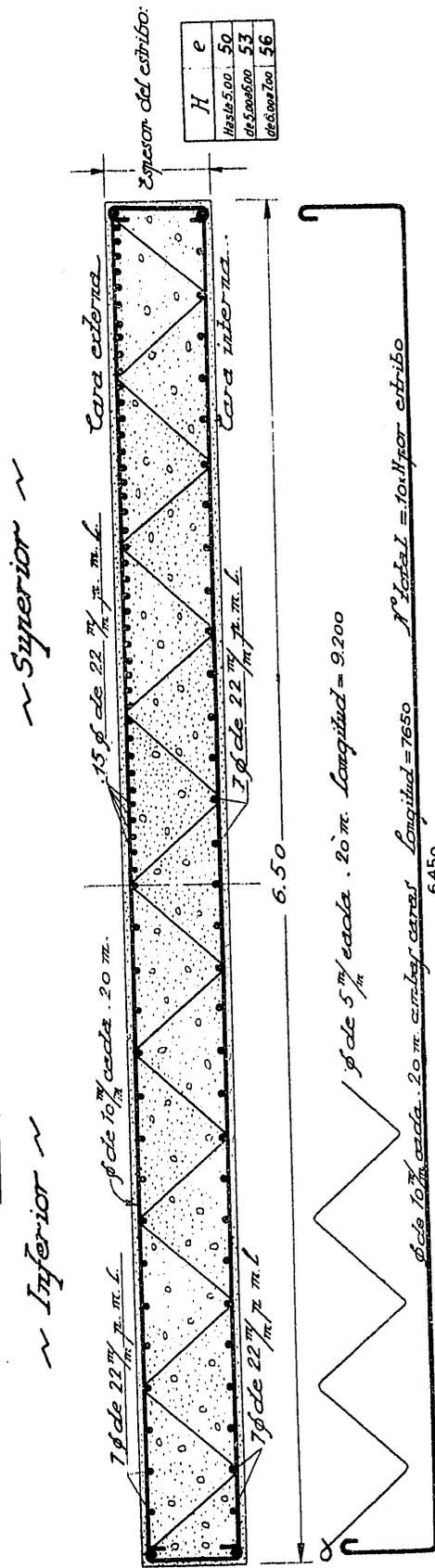
Disponemos disimétrica la armadura de trabajo, proyectando la parte destinada a compresión con cuantía relativamente importante (aproximadamente, 0,005) en los dinteles de la primera serie, teniendo en cuenta que, según los estudios recientes acerca del comportamiento plástico del hormigón, éste se descarga en una parte mucho mayor que la deducida

¹ Véase el número anterior, página 81.

SEMI-SECCIONES DE LA LOSA.



SEMI-SECCIONES DEL ESTRIBO.



SEMI-SECCIONES LONGITUDINALES

—POR LA VIGA—

—POR EL FORJADO—

10 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 4.660 m.
Nº total = 50

d.

10 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 4.290 m.
Nº total = 50

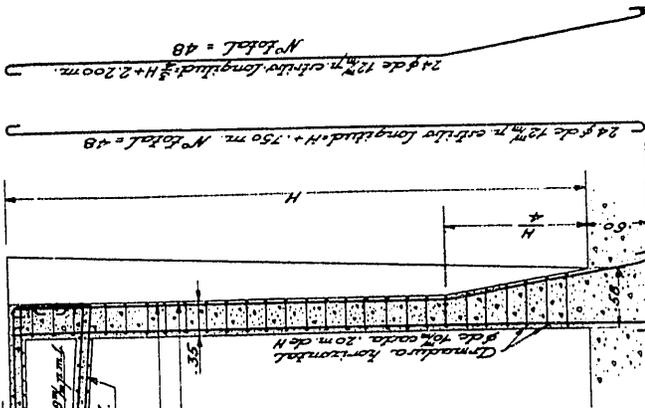
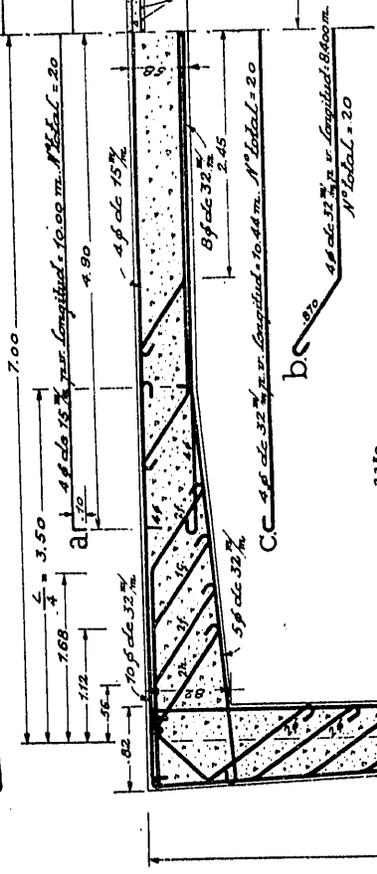
C.

5 ϕ de 8 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 15.280 m. Nº total = 20

5 ϕ de 8 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 14.070 m. Nº total = 24

5 ϕ de 8 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 3.740 m.
Nº total = 36

5 ϕ de 8 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 4.880 m.
Nº total = 48



50 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. rebbar Longitud = H + 1.44 m. Nº total = 100

8 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = H. Nº total = 16

25 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. rebbar Longitud = 3.200 m.
Nº total = 50

6 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p.

25 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. rebbar Longitud = 6.160 m.
Nº total = 40

g. 2 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 6.160 m.
Nº total = 10

h. 4 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 3.590 m.
Nº total = 20

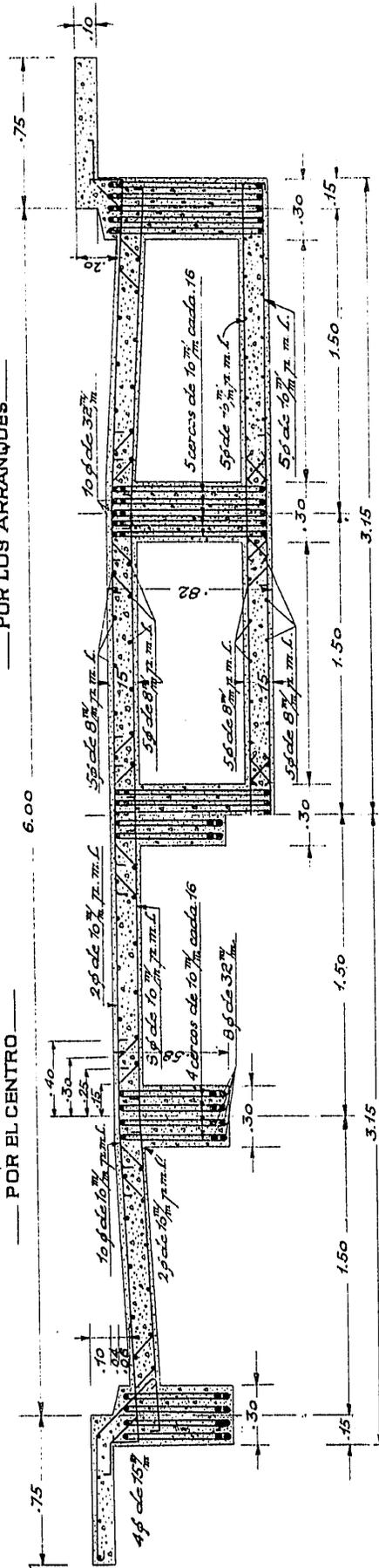
f. 8 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. Longitud = 6.160 m.
Nº total = 40

25 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p. rebbar Longitud = 3.200 m.
Nº total = 50

6 ϕ de 32 $\frac{3}{8}$ p.p.

Serie II. Modelo de 14 m

SEMI-SECCIONES TRANSVERSALES DEL TABLERO — POR LOS ARRANQUES



2 φ de 10 m. m. l. Longitud = 650 m. Total = 28

7 φ de 8 m. m. l. Longitud = 140 N° Total = 196

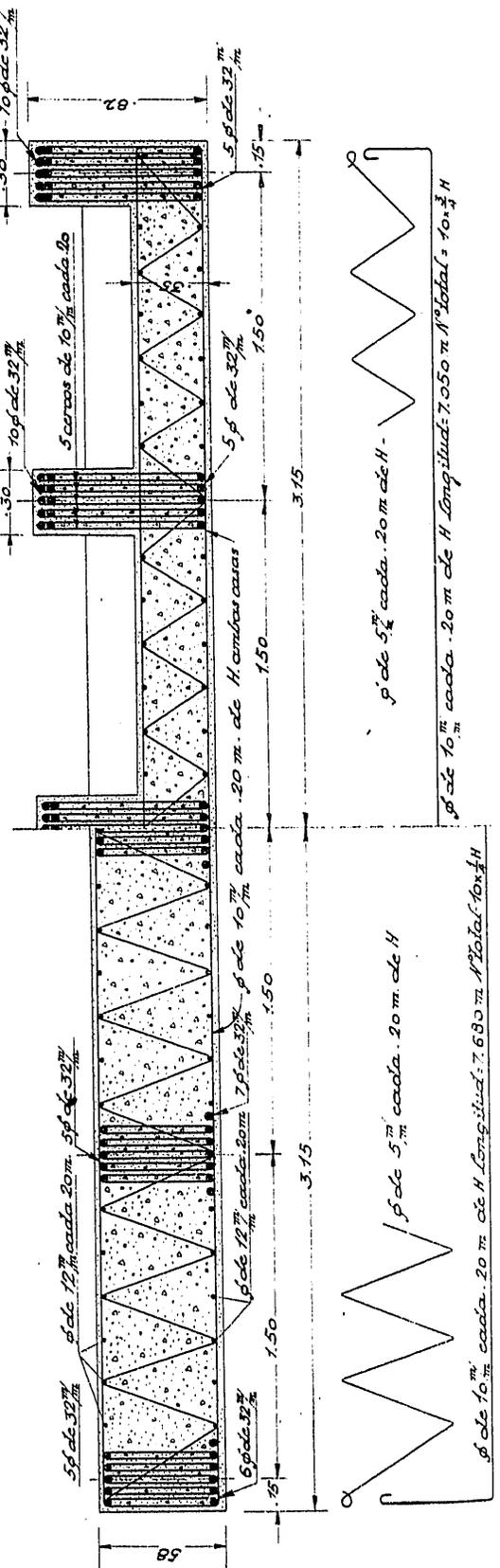
4 φ de 10 m. m. l. Longitud = 190 N° Total = 224

5 φ de 10 m. m. l. Longitud = 225 N° Total = 280

SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS ESTRIBOS

— Inferior —

— Superior —



φ de 5 m. m. cada . 20 m. de H

φ de 5 m. m. cada . 20 m. de H .
φ de 10 m. m. cada . 20 m. de H Longitud = 7.50 m. Total = 10 x 3/4 H

mediante los cálculos corrientes de distribución de tensiones entre hierro y hormigón proporcionalmente a sus coeficientes elásticos.

A este objeto son muy interesantes las últimas investigaciones del American Concrete Institute precisamente sobre pórticos sencillos sometidos a esfuerzos permanentes durante dos años. Es de advertir que en los pórticos de la primera serie la carga permanente produce aproximadamente del 30 al 50 por 100 de las tensiones máximas totales.

Teniendo en cuenta que siempre se trata de losas empotradas y que, por consiguiente, hay inversión de momentos desde el centro a los extremos, hacemos pasar en estas últimas zonas una parte de los hierros de la región inferior a la superior, utilizando este traslado para encauzar las tensiones principales, realizando lo que corrientemente se llama absorber las cargas tangenciales. Por ejemplo, en las losas del tablero de la serie 2.^a existen dos grupos de barras dobladas, que se obtienen con hierros de la misma plantilla, pero colocados alternativamente, de modo a alcanzar la zona superior en el plano interior de cada una de las vigas correspondientes. Como en los extremos el momento flector es mayor que en el centro, son precisas más barras, lo que se consigue naturalmente al reunirse las barras dobladas de los dos tramos adyacentes.

Las losas de los tableros inferiores se han armado teniendo en cuenta el trabajo a que están sometidas; desnivelación de los apoyos por flectar desigualmente las vigas que enlazan.

En las losas verticales proyectamos armadura transversal para contener la dilatación transversal del hormigón y enlazar las armaduras, dándoles rigidez durante construcción, y consiste en alambres de 5 milímetros, que pasan en zig-zag de una cara a la otra, con inclinación de unos 45°.

El armado de las vigas se dispone en cuchillos, combinando una barra de compresión, dos de tracción y los estribos correspondientes; resultan cinco cuchillos, que se componen de tres partes independientes, una central y dos extremas simétricas. Habíamos proyectado enlazar las tres partes del cuchillo atando barras inclinadas entre sí; pero teniendo en

cuenta que esta precaución no se ha tomado en consideración en puentes de este tipo de mayor importancia que los nuestros (así, por ejemplo, el de Martínez sobre el río San Antonio, en Texas, con 31 m de luz), hemos decidido no llevarla a nuestros modelos, uniendo únicamente las barras rectas de las zonas superior e inferior.

En el codo no disponemos hierros especiales para resistir a compresión, pues se prolongan en las zonas correspondientes los de tabique y dintel, y únicamente se colocan hierros en forma de horquilla, según ya justificamos al tratar de este elemento estructural.

La unión del tabique con los cimientos se refuerza con barras dobladas en ángulo recto, dispuestas a 45°, de modo a absorber las tensiones de tracción y contribuir a la buena transmisión de las compresiones. Además se disponen tres cuchillos longitudinales, que forman una sólida viga, para reparto de presiones al macizo de cimentación.

Hemos procurado no emplear hierros de diámetro importante; así en los forjados utilizamos de 8 y de 10, y en las armaduras principales calibres hasta 22 en las losas y hasta 35 en las vigas.

Carlos FERNANDEZ CASADO
Ingeniero de Caminos

BIBLIOGRAFIA

- HAYDEN: "The Rigid Frame Bridge". New York, 1931.
 TAYLOR, THOMSON & SMULSKI: "Concrete Plain and Reinforced". New York, 1925.
 "Ten Years of Achievement with Rigid-Frame Bridges". *Engineering News-Records*, 27 abril 1933.
 HAJNAL KONGI: "Weitgespannte Eisenbeton-Balkenbrücken". *Beton und Eisen*, 5 diciembre 1933.
 BERETTA: "Rigid Frame Concrete Bridges". *Journal of American Concrete Institute*. Enero-febrero 1934.
 MEILMOYLE: "Reinforced Concrete Railway Bridges". *Concrete & Constructional Engineering*. Enero 1930.
 POWELL: "Bridges on Grud Central Parkways". *Engineering News-Records*. 9 marzo 1933.
 HAYDEN: "Tests of several Reinforced Concrete Knees". *Engineering News Records*. 18 enero 1923.
 MITSUHI ABE: "Analysis and Tests of Rigidly Connected Reinforced Concrete Frames". *Boletín 107* de la Universidad de Illinois.

Las obras de reconstrucción del cuarto paso sobre el río Matarraña, en la línea de Zaragoza a Barcelona por Caspe

Desde la época de su construcción, la línea de Zaragoza a Barcelona por Caspe cruzaba por cuarta vez el río Matarraña, en el kilómetro 148,850, por una obra (fig. 1) constituida por tres tramos metálicos de viga continua, de 47,50 m de luz teórica los laterales y de 57 m de luz teórica el tramo central. A continuación del tercero de dichos tramos, y arrancando de la pila-estribo en que se apoyaba el extremo del mismo, lado de Barcelona, existía una bóveda escarzana de sillería, de 6 m de luz, cuyo otro arranque insistía sobre un estribo que recibía, en su parte superior, los astiales de una galería o túnel artificial de pequeña longitud, que servía de ingreso al

túnel de 1 848,60 m que se desarrolla a continuación, atravesando la denominada montaña de Bugarreig, para desembocar en la misma entrada de la estación de Fayón.

Dicha montaña, en el lugar de emplazamiento del puente, presenta un escarpe o cantil de una elevación de 125 m sobre el nivel superior de los carriles, nivel que está a 20,50 m por encima del cauce del río. De dicho escarpe, que está formado por estratos sensiblemente horizontales de caliza, alternando con delgadas capas de arcilla, se produjo en 20 de julio de 1931 el desprendimiento de un bloque en diferentes fragmentos, uno de los cuales, de un peso