

viaducto sobre el río Llobregat

España

sinopsis

La autopista Barcelona-Tarragona, a diferencia de la CN-340 que discurre paralela a ella y cruza el puerto del Ordal a una cota de 510 m, sigue el valle del Llobregat, río arriba, hasta Martorell, donde enlaza con la CN-II; en este punto tuerce en dirección sudoeste, siguiendo el curso del río Noya hacia el Panadés.

En comparación con las carreteras actuales, la traza permite —simultáneamente con elementos en planta relativamente grandes— una configuración notablemente más uniforme del alzado, con pendientes de hasta el 4 %, condiciones éstas determinantes para toda moderna vía rápida de tráfico que a la vez haya de soportar un intenso tráfico pesado. Frente a esta ventaja presenta la desventaja de que el trazado a lo largo del río y, ante todo, el cruce repetido del mismo, hacen necesaria una serie de obras de fábrica de cierta magnitud.

La mayor de esas obras de fábrica es el puente sobre el Congost de Martorell descrito en el presente informe, puente que debería merecer interés técnico, no sólo a causa de sus dimensiones, sino también debido a una serie de consideraciones básicas planteadas en su proyecto y ejecución.

Esta ingente obra ha sido realizada por «Autopistas» «Dragados y Construcciones-Candotte» y proyectada por «Dorsch Ibérica».

562-134

1. CONDICIONES QUE HACEN NECESARIA LA EXISTENCIA DEL PUENTE



Dado que, normalmente, el ingeniero no puede contemplar de forma aislada una obra de fábrica, sin tener en cuenta los demás factores condicionantes del proyecto de una vía de tráfico, sino que antes bien una solución aceptable —la mayoría de las

67

veces en forma de compromiso— es posible sólo a través de un equilibrio en las influencias mutuas y alternativas de trazado, geotecnia, hidrología y proyecto del puente, hemos por lo pronto de empezar exponiendo aquí, de modo breve, las condiciones que hicieron precisa la construcción del puente.

En los estudios previos de los últimos años se había considerado una serie de soluciones en la zona entre Molíns de Rey y Martorell. El punto clave era el paso por el Congost de Martorell. La topografía de esta zona está formada por un valle labrado por el Llobregat y enmarcado por montañas de no mucha altura, pero de pendientes muy pronunciadas. Era sabido que especialmente las laderas accidentadas de la orilla derecha (sur) presentaban condiciones geotécnicas muy difíciles.

En 1968 el M. O. P. redactó un proyecto en el que la traza, procedente de Molíns de Rey por la orilla norte, cruzaba el Llobregat por San Andrés de la Barca; discurría entre esta población y la salida del río del Congost por la orilla sur, llana en esta zona; cruzaba de nuevo el río un poco más abajo de la presa de Sedó; enfilaba las laderas norte del Congost, algo menos pronunciadas, y finalmente, describiendo un gran arco en planta, cruzaba por tercera vez el río dentro del Congost, para dirigirse al valle del Noya, hacia el sudoeste, después de atravesar la CN-II y algunas casas de Martorell.

Después de haberse concedido en 1968 la construcción y explotación de la autopista a «Autopistas Concesionaria Española, S. A.», el curso de la traza fue de nuevo objeto de consideraciones. Por una parte se compararon soluciones con tres cruces del río con otras que buscaban la alternativa de evitar dos cruces del mismo, manteniendo la traza en el lado norte del río hasta Martorell y aceptando unos movimientos considerables de tierra.

En este sentido, la solución de más alcance fue la que proponía un rodeo del Congost, pasando por el norte del Cerro del Telégrafo, y aceptaba un desmante de más de 1 km de longitud y hasta 70 m de profundidad, para cruzar el Llobregat en ángulo recto a poca distancia aguas abajo del Puente del Diablo. La roca existente muy diaclasada y los contactos entre terrenos de distinta formación geológica y diferente composición mineralógica dieron lugar a dudas sobre si se podría esperar la estabilidad debida de los taludes del citado desmante, con costes aceptables (fig. 2).

La comparación de las distintas soluciones no llevó a ninguna decisión razonable desde el punto de vista económico, a pesar de que se intentó en cada caso valorar desde un ángulo favorable y otro desfavorable las inseguridades de la estabilidad de los taludes, por una parte, y los problemas de cimentación de los viaductos en el río, por otra. Con respecto a los costes de construcción, las soluciones pudieron considerarse equivalentes.

En favor del elevado nivel de desarrollo técnico en la construcción de grandes viaductos para autopistas, habla el hecho de que se diera al final preferencia, a causa de su ejecución más rápida, con menos riesgos y mantenimiento más sencillo, a la alternativa que representaba en total más de 40.000 m² de superficie de puentes, a pesar de los considerables problemas de cimentación previstos. Además, la solución elegida permitía todavía un trazado algo más favorable, especialmente en alzado.

2. ESTUDIO PREVIO DE LOS VIADUCTOS

A causa del notable porcentaje de los tres puentes del río, con un total aproximado de 1.300 m de longitud, en los costes totales del tramo de 5 km y debido a sus dimensiones y problemas técnicos, en julio de 1969 «Autopistas» eligió un sistema de proyección que debemos calificar de ejemplar:

Por separado se encargó en concurso a tres consultores independientes, expertos en la construcción de puentes, la elaboración de estudios previos. En ellos, por una parte, se

estimados entre 10.000 y 20.000 ptas./m², incluida la cimentación. En esta discusión «Autopistas» hizo intervenir también a una serie de empresas constructoras competentes que ya habían participado anteriormente en la construcción de las autopistas catalanas y que probablemente se podrían encargar también de la realización de los nuevos puentes. Dichas empresas examinaron y evaluaron críticamente las dificultades de ejecución de los estudios presentados, a fin de asegurarse de que podrían llevar a cabo, con sus medios y experiencias, el proyecto definitivo que se basaría en las soluciones consideradas.

Las empresas constructoras, en vista del necesario plazo justo de ejecución y de las instalaciones de montaje ya existentes, optaron unánimemente por soluciones con vigas prefabricadas, señalando como peso máximo individual de las vigas el de 100 t. Además, se prefirió una forma simétrica de los pilares, la cual permitiría la utilización de encofrados deslizantes simples. Las soluciones de hormigón in situ y las de acero despertaron menos interés, y no en última instancia por causa de sus elevados costes en comparación con los sistemas de elementos prefabricados. Las empresas constructoras manifestaron estar capacitadas para construir, de forma técnicamente correcta y dentro del plazo previsto, los puentes de vigas prefabricadas así delimitados y, por ello, elegidos por «Autopistas» para la construcción.

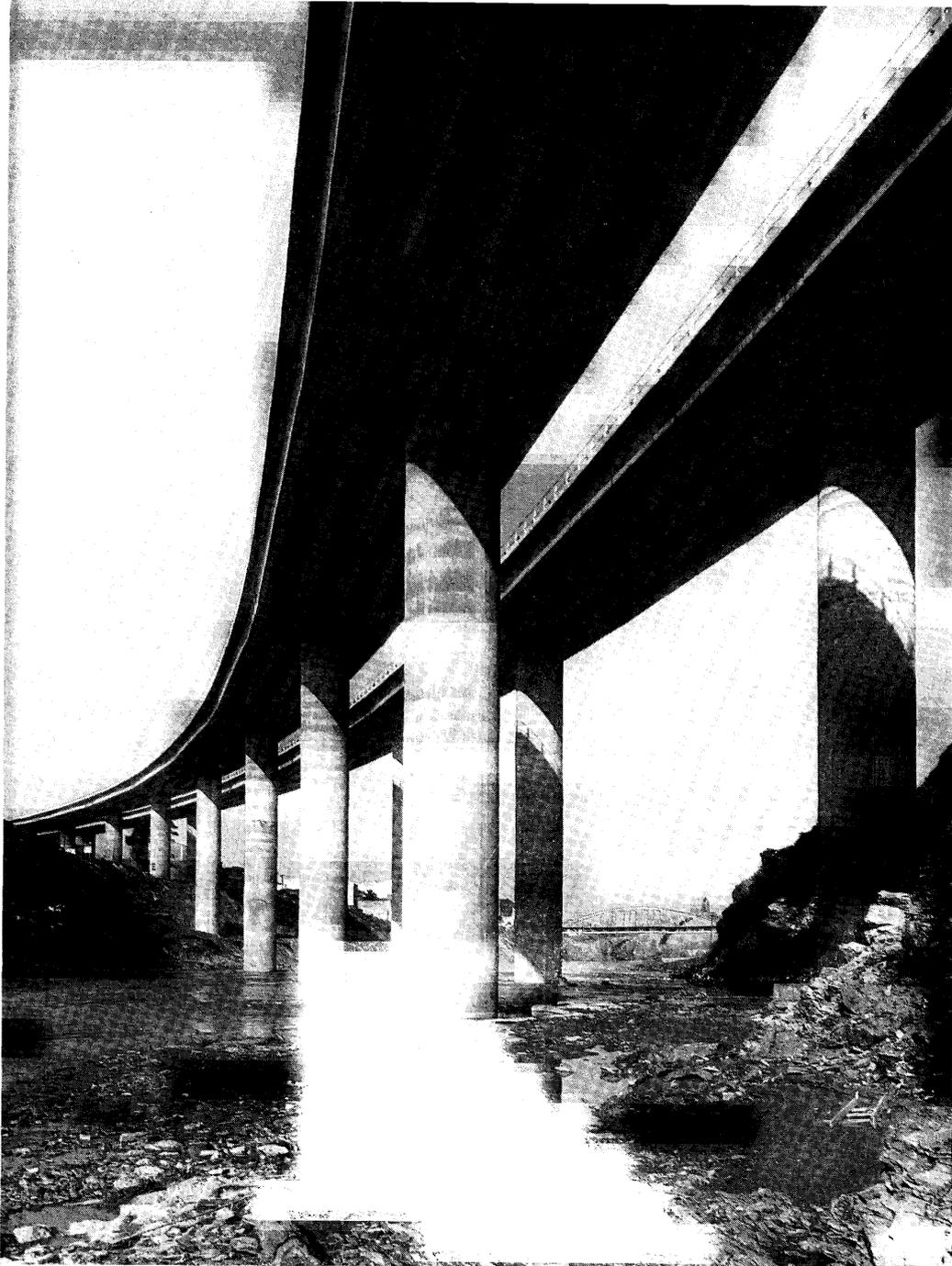
Este procedimiento empleado por «Autopistas» tenía la ventaja de poder escoger ya en el estadio de estudios previos una solución definida, para pasar inmediatamente, sin pérdida de tiempo, a la elaboración del anteproyecto y del proyecto definitivo, del que ya desde un buen principio se tenía la garantía de posibilidad de realización y que después de la adjudicación de los trabajos probablemente no sería cambiado por propuestas especiales o modificaciones deseadas por el contratista. Así se hizo y los hechos posteriores confirmaron lo antedicho.

3. PROYECTO DEFINITIVO Y EJECUCION DEL MISMO

3.1. Concepción general

El proyecto para la O.F. 10-1, elegido según el método antes descrito, preveía como elemento básico el empleo de vigas prefabricadas de hormigón pretensado en U, de 43,96 m de longitud total, 41,75 m de luz estática de cálculo y 94 t de peso propio. Con esta longitud y peso de las vigas se ha alcanzado el límite superior actual determinado por los aparatos corrientes de lanzamiento. Partiendo de este hecho, la idea constructiva debía consistir en encontrar, con el menor número posible de vigas por vano, con el espesor óptimo de la losa de hormigón in situ que se había de hormigonar sobre las vigas y con un porcentaje de armadura económico y admisible desde el punto de vista constructivo, una solución estática favorable para la sección transversal total, que, además, debía ser estéticamente satisfactoria (fig. 3).

La sección tipo del viaducto está formada, en cada calzada, por tres carriles de 3,75 m cada uno, arcenes de 1,50 m el exterior y 1 m el interior y aceras de 1,25 m la exterior y 1 m la interior; obteniéndose así una anchura total de 16 m por calzada, medida entre los bordes exteriores de hormigón de la superestructura. El espacio libre entre las dos calzadas es de 4 m. La anchura total del viaducto es, pues, de 36 m.



3

En sentido longitudinal, las medidas dadas de los elementos prefabricados no eran suficientes para adaptar el viaducto a las circunstancias. Dado que el viaducto cruza en curva el Llobregat en ángulo muy agudo y que además hay que respetar una serie de puntos obligados, tales como la línea de los FF.CC. Catalanes, la CN-II, la carretera Martorell-Tarrasa y las edificaciones de Martorell, fue preciso lograr un aumento de las luces mediante la disposición de mesas de hormigón armado empotradas en los pilares, de una longitud media de 13 m. De esta forma se consiguió una luz de cálculo de 54 m. Sólo después de un desplazamiento insignificante de la CN-II y de la ca-

rrertera local se logró emplear un sistema de luces constantes, el cual presenta, con una longitud total de 584 m, 2×11 vanos. Ante todo debía conseguirse ubicar en el cauce del río un número mínimo de pilas, siendo también necesario, por razones hidráulicas, que los pilares resultantes de las dos calzadas separadas entre sí 4 m, estuvieran al máximo dispuestos uno detrás de otro en el sentido de la corriente (fig. 4).

Los elementos de trazado del viaducto son un $R = 800$ y una $A = 400$. La pendiente longitudinal que varía entre 2,5 y 4 %, la transversal es del 3 % en $R = 800$ y variable entre 3, 0, 1,48 % en la $A = 400$. Tiene una altura máxima sobre el cauce del río de 45 m, aproximadamente.

A pesar de estas condiciones relativamente variables, con dos tipos de vigas que sólo se diferenciaban por su peralte de 1,5 y 3 %, respectivamente, se pudo mantener un número muy reducido de elementos mediante compensación de las variaciones de la pendiente transversal dentro del forjado in situ y mediante pequeñas modificaciones en planta de las mesas de hormigón armado.

La forma de las pilas de la infraestructura vino impuesta por las tres condiciones siguientes:

- a) en la zona del río la sección transversal debía ser hidráulicamente lo más favorable posible;
- b) la ejecución tenía que poderse realizar con encofrados deslizantes, y
- c) la sección transversal había de absorber estáticamente de modo rentable la sollicitación relativamente elevada causada por la magnitud y excentricidad de las cargas en las mesas y presentar una forma satisfactoria desde el punto de vista estético, a pesar de la fuerte diferencia de altura de las pilas.

De ello resultó la sección anular, de un diámetro exterior de 4,50 m.

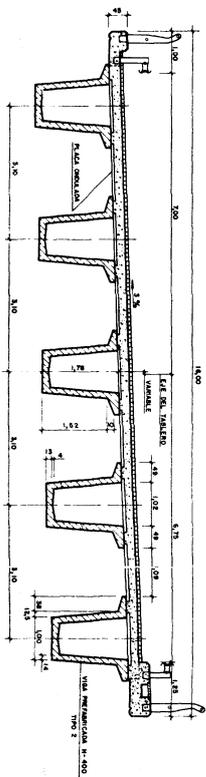
A continuación se describen con detalle los distintos elementos del viaducto:

3.2. La viga prefabricada

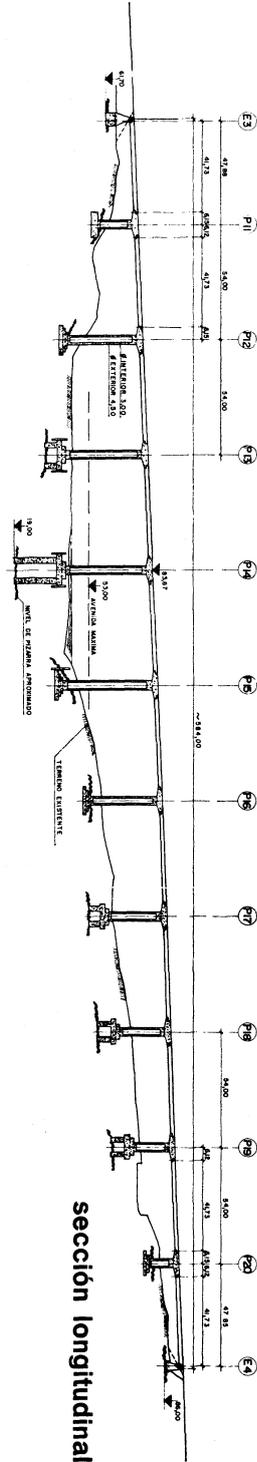
La sección en U (figs. 5 y 7) de la viga ofrece una solución muy favorable, no sólo para el sistema completo viga-losa, sino también para la viga sola, ya que permite una reducción considerable del peso propio por metro cuadrado y un ahorro en el acero de pretensar gracias a la reducida sección de las almas y a la losa inferior relativamente amplia que admite la colocación de los cables con un brazo de palanca máximo en el centro del vano. Las dos almas tienen cada una 14 cm de espesor, quedando garantizado un hormigonado y un recubrimiento correcto, incluso con la armadura ordinaria prevista a ambos lados.

Las anchas cabezas superiores impiden el pandeo de la viga, así como el abollamiento de las almas. Al mismo tiempo, las cabezas permiten colocar una armadura suficiente de esfuerzo cortante entre la viga y la losa de hormigón in situ y disponer de apoyo suficiente para el encofrado de esta losa en las vigas ya lanzadas y de dos pasarelas de unos 30 cm de anchura en la superficie de la viga (fig. 8).

5

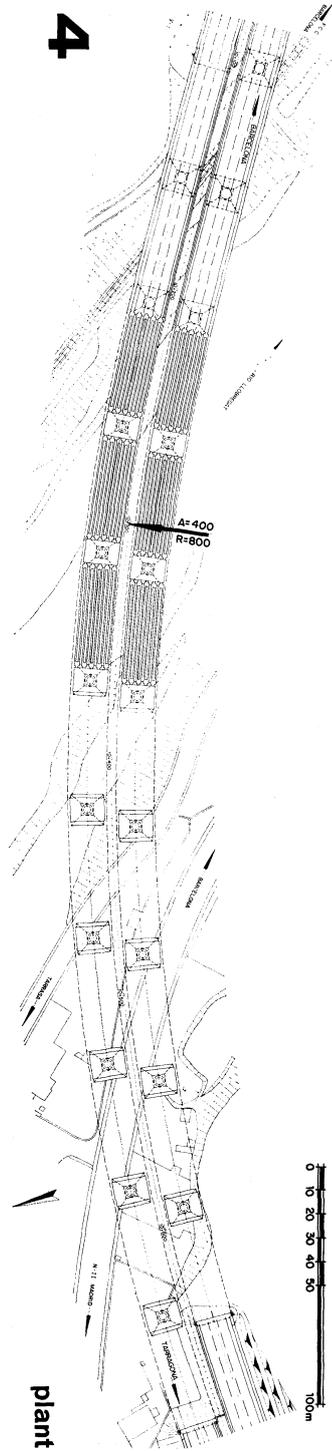


sección tipo en radio

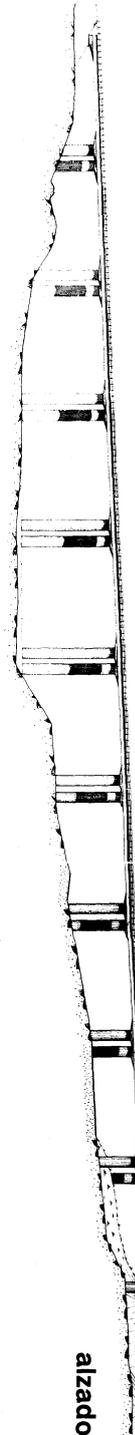


sección longitudinal

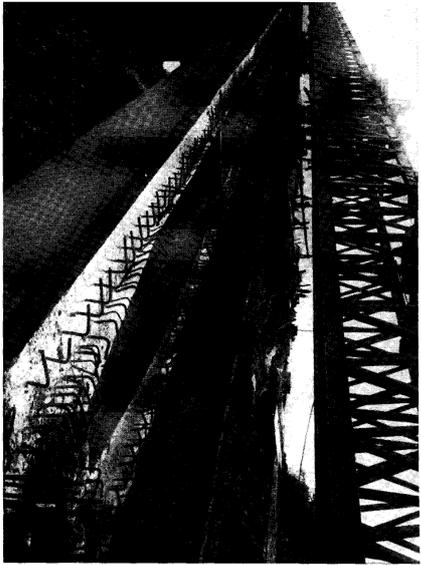
4



plant



alzado



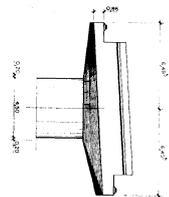
La losa inferior, que une ambas almas formando así la U, y cuatro diafragmas transversales en los puntos quinos de la viga, confieren a la misma una elevada rigidez torsional.

En los puntos de apoyo de las vigas se han previsto escotaduras de 152 cm de profundidad y 96 cm de altura, de modo que cuatro de las cabezas de anclaje de los cables de pretensado se encuentran en dicha escotadura, delante del eje de apoyo. Y las cuatro restantes están detrás del eje. Dos de estas últimas han sido ubicadas en la parte superior de la cabeza de la viga, y otras dos en el paramento superior de ella.

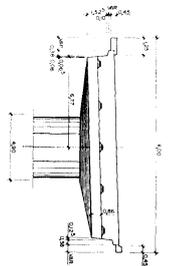
A unos 2 m de distancia de ambos extremos de la viga se colocó en las almas un tubo, de 15 cm de diámetro, que permitiría la introducción de un dispositivo de suspensión para el transporte.

En cada parte de la viga, en el punto más bajo y correspondiendo a la pendiente longitudinal, se dispuso un mechnal, de 2 cm de diámetro, a fin de poder derivar el agua que se pudiera formar por condensación.

Las superficies laterales de la viga son ligeramente inclinadas y totalmente lisas y llanas, y la superficie interior es también plana, con una contraflecha de 3,5 cm. Las cuatro zonas ali-gerradas interiores tienen forma cónica, de modo que el empleo de encofrados metálicos —tal como en la fabricación de un total de más de 200 vigas por tres firmas diferentes— fue posible sin ninguna dificultad digna de mención. (fig. 9).

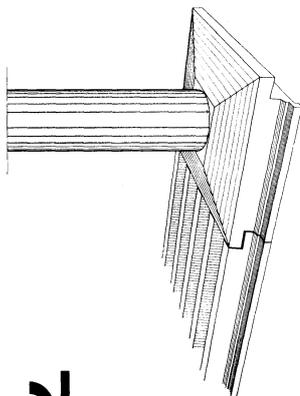


alzado B



alzado A

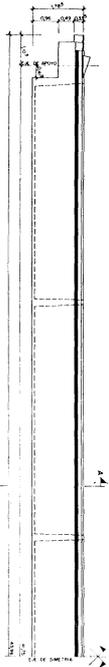
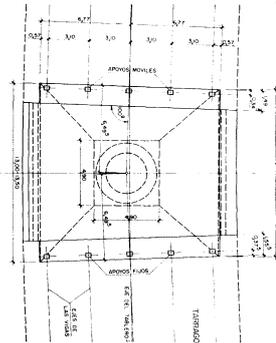
capitel



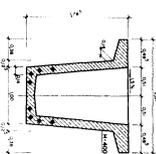
perspectiva

7

planta

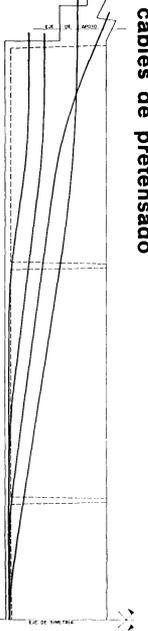


alzado



sección A-A

planta



cables de pretensado

viga prefijada

6

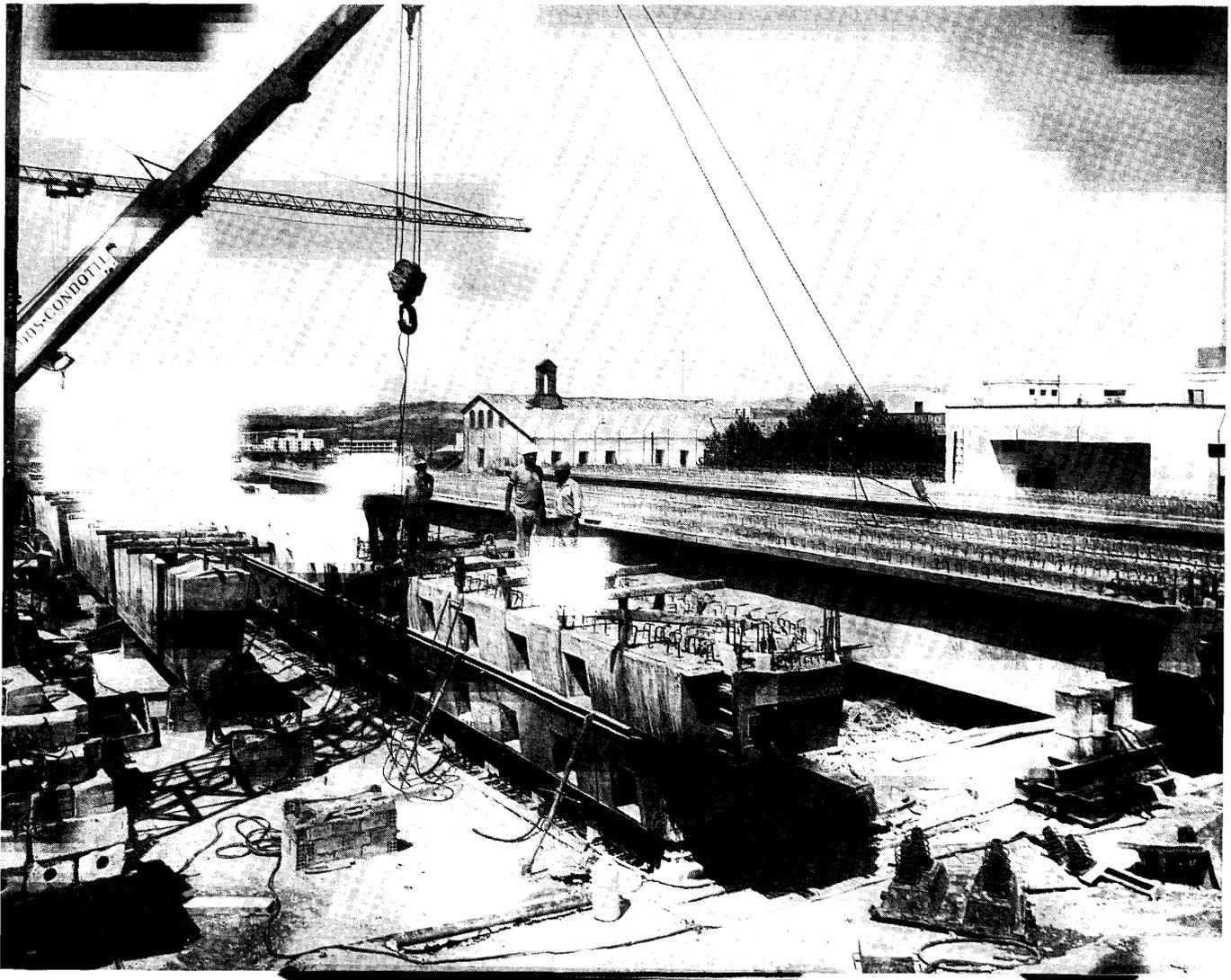
En la construcción de las vigas se empleó sólo un encofrado metálico, a pesar de lo cual se pudo construir con tratamiento al vapor (8 horas) una viga por día.

La calidad del hormigón definida para la viga fue H 400 y el factor agua-cemento se mantuvo muy bajo, gracias a los vibradores de encofrado adecuadamente instalados en éste. Los áridos de grava de río empleados se dividieron en tres grupos.

La guía de armadura de los ocho cables por viga fue condicionada por el desarrollo de momentos, tensiones principales de tracción, posible ubicación de las cabezas de anclaje, procedimiento de tesado, pérdidas mínimas de rozamiento y conducción espacial al paso del alma a la losa inferior. De ello resultó la configuración mostrada en la figura 7.

El acero para los cables de pretensado tenía que tener un límite elástico de $R_{0,2} = 15.000$ kilopondios/cm² y una carga característica de rotura de $R_T = 17.000$ kp/cm². Para el relajamiento del acero se ha estimado que para una tensión permanente del 55 % de la carga de rotura las pérdidas alcanzan el 4 %, y si la tensión permanente es el 70 % de la carga de rotura las pérdidas llegan al 7 %, interpolando linealmente entre estos valores.

9

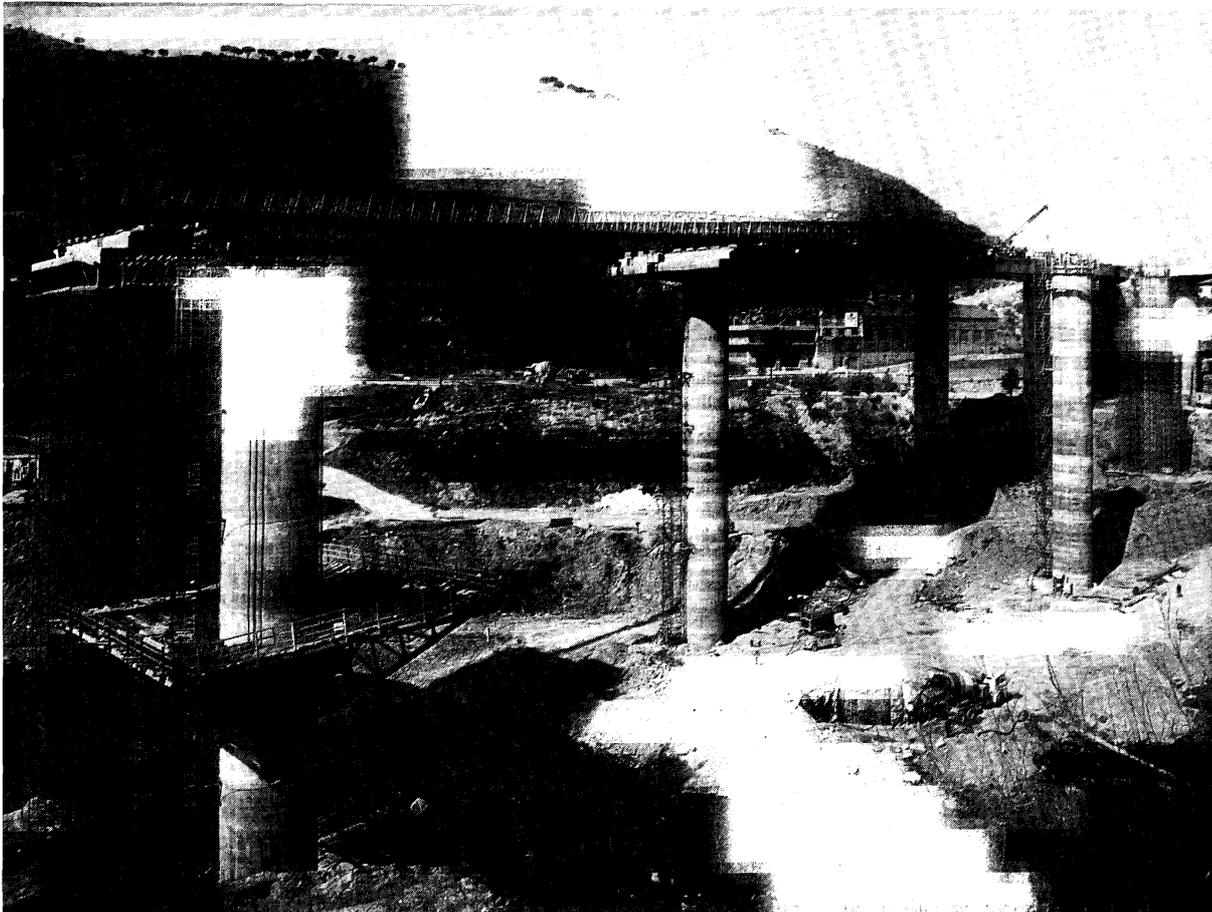


El pretensado de las vigas se realizó de acuerdo con el siguiente programa:

- a) **primer tesado:** después del desencofrado, cuando el hormigón había alcanzado una resistencia a la rotura de 200 kp/cm^2 , se tesaron seis cables, cada uno de $34 \text{ } \varnothing 7$, a una tensión de $0,42 R_t$;
- b) **segundo tesado:** después de dos semanas o cuando el hormigón había alcanzado una resistencia a la rotura de 330 kp/cm^2 , se procedió al segundo tesado de los seis cables, con una tensión de $0,73 R_t$, aflojando hasta $0,59 R_t$, y al anclaje definitivo. Inyección de los seis cables;
- c) colocación de la viga en el puente y hormigonado de la losa;
- d) tesado de los dos cables restantes de $34 \text{ } \varnothing 7$ cada uno, que tenían sus cabezas de anclaje en el tope de la viga y resultaron accesibles mediante nichos situados en el forjado. Se tesaron a una tensión de $0,73 R_t$, aflojando hasta $0,59 R_t$ cuando el forjado había alcanzado el 80 % de su resistencia característica. Anclaje e inyección.

Para la colocación de las vigas, en primer lugar fue preciso transportarlas, por medio de su suspensión, en dos vehículos-pórtico elevadores propulsados por motor y de ruedas de goma, desde el lugar de su fabricación hasta los aparatos de lanzamiento. Estos tenían una capacidad portante de 100 a 120 Mp y un alcance de 116 m, con lo que las vigas se pudieron lanzar sobre dos vanos y depositar directamente en los apoyos de neopreno ya dispuestos a tal fin (fig. 10).

10



En cada operación, de cinco vigas, se lanza primero la central, después las dos exteriores —que de momento se depositaron más hacia el interior, para ser desplazadas lateralmente más tarde— y finalmente las dos intermedias.

Dos vigas fueron sometidas a pruebas de carga, consistiendo el lastre en el llenado de agua de las zonas aligeradas. La flecha y el comportamiento portante correspondieron en general a lo esperado.

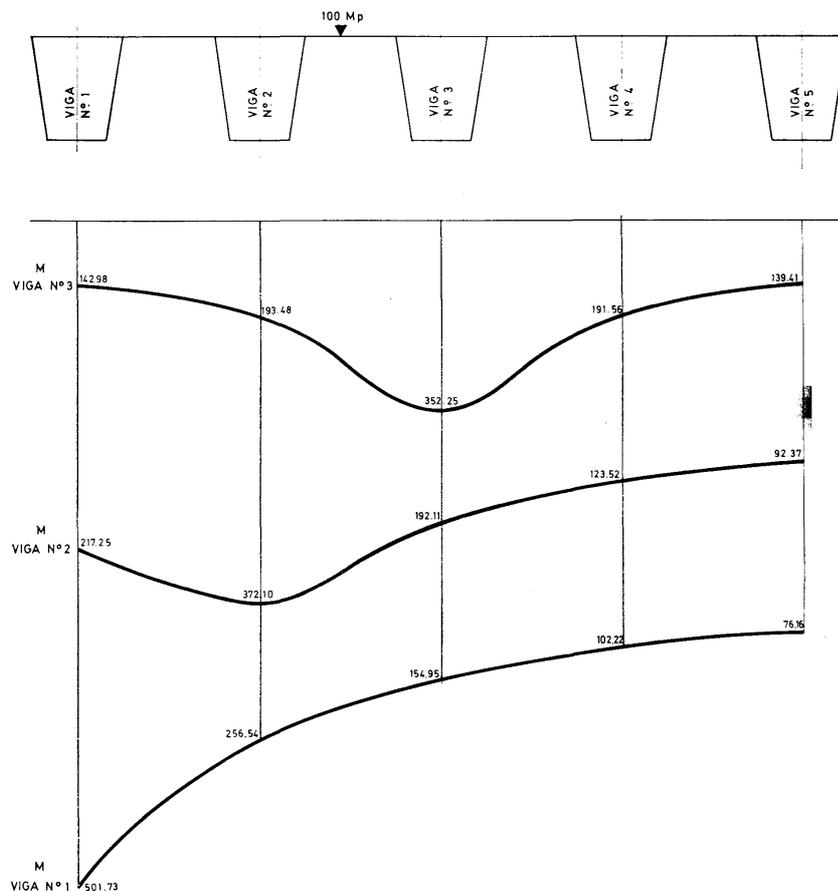
3.3. Sistema «vigas prefabricadas - losa in situ»

Con los elementos descritos anteriormente, para la sección transversal de 16 m de una calzada del puente se logró formar un sistema de cinco vigas por vano, con una distancia entre ejes de las mismas de 3,10 m; sistema que sin vigas transversales ofrece una capacidad portante extraordinaria con sólo 20 cm de espesor mínimo de la losa de la calzada. La altura total de la construcción es de 2,04 m y las vigas propiamente dichas tienen un canto de 1,785 m. Las líneas de influencia de los momentos de flexión, derivadas del cálculo electrónico del emparillado, muestran la distribución de una carga aislada. En comparación, el momento de flexión que resultaría de la carga de una sola viga con el mismo peso, en iguales condiciones de apoyo, es de $1.050 \text{ Mp} \cdot \text{m}$ (fig. 11).

El comportamiento relativamente desfavorable de la viga exterior es menos acentuado con la carga real del tren correspondiente, determinada por la posición de la viga con respecto al bordillo. En efecto; las sollicitaciones resultaron prácticamente las mismas, lo que permitió configurar de forma igual todas las vigas.

A fin de conseguir la máxima economía en el dimensionamiento de las vigas y de la losa, el citado cálculo electrónico de la superestructura consideró lo más exactamente posible los siguientes datos:

- rigidez variable de las vigas longitudinales en dirección longitudinal del puente;
- distinta rigidez de las vigas centrales y del borde (cornisa);



LINEAS DE INFLUENCIA DE MOMENTOS DE FLEXION POR UNA CARGA UNITARIA DE 100 Mp EN $x = 0.5L$. (Esquemáticas)

- rigidez a la torsión y a la deformación transversal de las vigas en la zona normal de las mismas y en la de los diafragmas;
- rigidez variable de la losa in situ en dirección transversal del puente.

Los elementos prefabricados de forma viga-cajón con unión resistente al corte entre la losa del hormigón in situ y las vigas, se introdujeron como vigas longitudinales rígidas a la flexión y torsión con apoyo puntual, considerando como momentos de inercia resistentes a flexión y torsión los de la viga-cajón.

La losa de hormigón in situ se dividió en franjas transversales, las cuales en cada caso hacen las veces de vigas transversales del emparrillado.

Con un ancho de franjas de 4,18 m y una luz de cálculo de 41,80 m, resultan en este caso 11 vigas transversales.

Todas estas vigas transversales se suponen rígidas a la flexión y torsión. Los momentos de inercia en la zona entre las cinco vigas-cajón, que llamamos zona «b», reciben los valores que resultan de la losa; por el contrario, en la zona de las vigas-cajón mismas, denominada zona «a», se les da los valores aumentados que resultan de la losa inferior y superior y de las almas.

La rigidez a la flexión del alma del elemento prefabricado impide la deformación del pórtico constituido por la viga y la losa en común. Este impedimento se tiene en cuenta mediante muelles.

La deformación de la sección del elemento prefabricado está localmente limitada de diafragma a diafragma. En éstos la deformación local del elemento prefabricado se transforma en una deformación por torsión de la viga longitudinal, deformación que queda cubierta por el momento torsor por inercia de las vigas principales.

Después del hormigonado de la losa in situ sobre las vigas prefabricadas, se tesaron dos cables de 34 \varnothing 7 cada uno, en cada viga. Este tesado produce inicialmente bajas tensiones de tracción en la losa in situ (en sentido longitudinal), que bajo las cargas permanentes llegan a cambiar de signo y alcanzar un valor de 10 kp/cm² de compresión.

En la zona tipo «a» de las vigas transversales equivalentes la losa in situ es sólo una parte de un conjunto viga-losa, y la rigidez del todo asegura el comportamiento de la losa de acuerdo con las leyes de materiales homogéneos. Por esta razón, se ha calculado con el 100 % de rigidez de esta sección.

En la zona tipo «b» de las vigas transversales equivalentes la losa, de sólo 10 kp/cm² de compresión en sentido longitudinal, forma el todo a considerar. En sentido transversal esta losa se deforma entre viga y viga, debiendo calcularse con zona traccionada fisurada. Se debe considerar una rigidez mucho menor para esta sección que la que se obtendría para secciones no fisuradas, y por ello se adoptó solamente el 50 % del valor teórico, que equivale a reducir el espesor de la losa, en este tramo, de 20 a 16 cm, aproximadamente.

De esta manera se obtiene una repartición transversal de las cargas que aumenta la seguridad en cuanto al dimensionado de las vigas longitudinales, de las cuales depende, en primera línea, la seguridad de la estructura.

Para la losa misma se comprobó que los momentos producidos, por carga directa, tienen una influencia mayor que los nacidos de la deformación transversal del emparrillado, por repartición de cargas.

Para carga directa se han tomado los momentos que corresponden a la viga con empotramiento perfecto, de modo que con esta simplificación se ha aumentado la seguridad de la losa in situ en sentido transversal.

La condición de apoyo de las vigas longitudinales permite giros omnidireccionales, pero ningún desplazamiento vertical.

El sistema de emparrillado de vigas así dividido y supuesto tenía, para fines del cálculo electrónico, 204 barras, 165 nudos y 485 incógnitas elásticas.

Atención especial se concedió al comportamiento de retracción y fluencia de la sección transversal total formada por las vigas pretensadas prefabricadas y por la losa de hormigón in situ colocada ulteriormente. Se estudiaron, por cálculo convencional, las condiciones de tensión de los elementos prefabricados, por ejemplo 6 semanas después de su fabricación y poco antes de la colocación de la losa in situ, así como el efecto de la aplicación del pretensado restante de 2 cables por viga después del endurecimiento de la losa in situ, y, finalmente, las tensiones en el momento $t = \infty$ después de la redistribución de tensiones por el fenómeno de fluencia.

La construcción se pretensó totalmente en sentido longitudinal, con excepción de un corto período de tiempo, durante la ejecución, en el que todavía no se habían aplicado todas las cargas permanentes. Las tensiones de tracción, con todo, se limitan incluso entonces a la losa, mientras la viga queda siempre sometida a compresión. Después de la caída de tensión a causa de la fluencia y retracción, en el momento $t = \infty$ tampoco existen tensiones de tracción.

El buen aprovechamiento del material y el favorable comportamiento portante de la superestructura se desprenden de la observación de la sección transversal de la figura 5, en la que están relacionadas las dimensiones de los distintos elementos componentes.

La construcción de la losa in situ después del lanzamiento de las vigas se efectuó de forma que, en el espacio entre las vigas y sobre las zonas aligeradas de éstas, se dispusieron placas onduladas de amianto-cemento de espesor superior al normal, las cuales sirvieron de encofrado perdido, dando a la cara inferior de la losa un aspecto armónico. Como precaución, dichas placas fueron calculadas para solicitaciones elevadas, ya que no había ninguna medida adicional de seguridad. Durante el tiempo de construcción, con todo, no ocurrió ningún accidente que hubiera dado lugar a dudas sobre la corrección de su empleo. Después de la colocación de la armadura inferior tipo malla de la losa, de una separación entre hierros de 20 cm, la seguridad aumentó de nuevo.

El borde exterior de los voladizos es paralelo al eje en planta del trazado. Esta parte de la superestructura se hormigonó ulteriormente, a fin de que, en conjunción con las mesas intermedias, resultara un borde continuo de la superestructura que hiciera resaltar la estética del trazado. En ello se concedió importancia a que siempre tramos largos de la cornisa fueran hormigonados de una tongada, al objeto de reducir el peligro de formación de irregularidades.

3.4. Mesas y pilares

Como se ha descrito en 3.1, los puntos obligados existentes requirieron mayores separaciones entre los pilares que las determinadas por las longitudes de las vigas. Al mismo tiempo, la geometría de la traza —en la zona del viaducto compuesta por un $R = 800$ y una $A = 400$ — exigió un elemento intermedio con el que el elemento rígido de las vigas se pudiera adaptar a una poligonal definida por los bordes de curvatura continua de las calzadas, sin que resultaran voladizos de variación excesiva. La relación entre la curvatura de la curva y la longitud de la cuerda determinada por las vigas era tan favorable, que



12

aun sin elementos intermedios se pudieron evitar ángulos pronunciados. Mediante la intercalación de mesas de 13 m de longitud por término medio, se redujo además a la mitad el ángulo de desviación, con lo que, en general, tal como se puede ver en las fotografías, el borde exterior de la superestructura presenta una línea muy seguida y tranquila (véase también la fig. 6). La escotadura de los extremos de las vigas y la conformación correspondiente de los apoyos de las mesas permitieron que también en alzado se consiguiera una configuración continua del borde inferior de la superestructura, de modo que, en especial teniendo en cuenta las dimensiones de todo el viaducto, casi resulta la imagen de una construcción homogénea como la de una construcción de hormigón in situ (figs. 12, 13 y 14).

Desde el límite exterior de la losa de la mesa así definido, el canto de la construcción hacia el apoyo central en la pila circular aumenta constantemente, formándose así un tronco de pirámide de 3 m de canto. La superficie de contacto con la pila es horizontal; la compensación del peralte y de la inclinación longitudinal de la superficie de las mesas lleva, con ello, a planos de las partes inferiores ligeramente retorcidos, que, sin embargo, no tienen importancia desde el punto de vista constructivo.

La superficie de este capitel es de 200 m²; desde el punto de vista estático se consideró como una losa con apoyo puntual, empotrada en una pila de sección anular. El cálculo

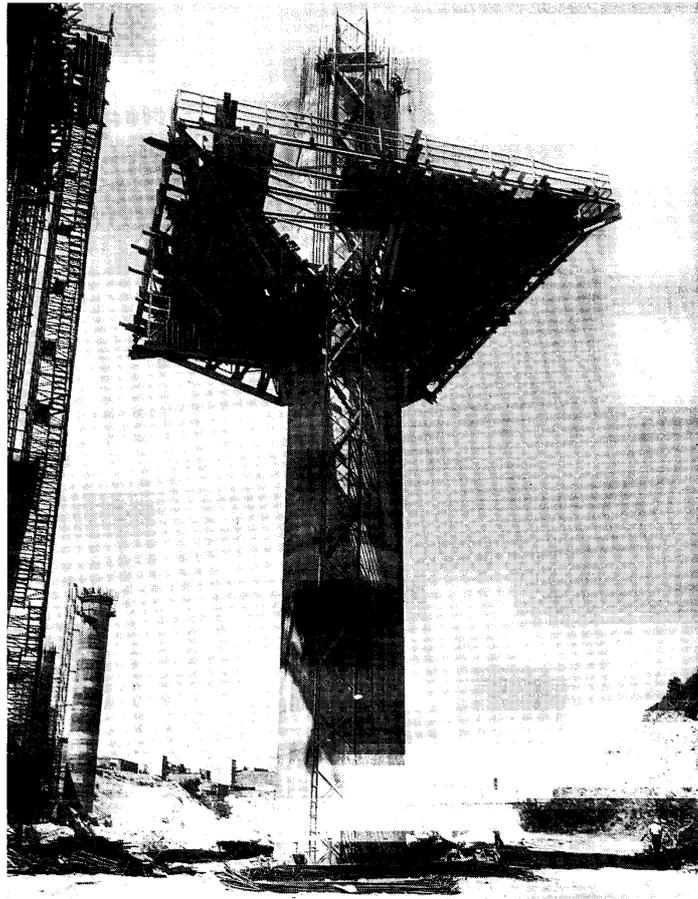
13

de los momentos de flexión no se pudo realizar con exactitud; a título aproximativo se tomaron cargas y momentos de flexión referidos a dos ejes perpendiculares en planta y a otros paralelos a éstos. Se redondearon los momentos sobre el apoyo. Así se consiguió una armadura en forma de malla.

Las mesas se construyeron de dos formas: en las pilas bajas principalmente, sobre andamiajes de tubos metálicos colocados sobre los cimientos; en las pilas altas, con un andamiaje de acero elevado y después descendido hidráulicamente por las pilas.

La aplicación en una tongada de más de 400 m³ de hormigón por mesa trajo, como se esperaba, algunos problemas. Cuando en la primera mesa, en el proceso de fraguado, se produjeron temperaturas de más de 60° y grietas de retracción, se decidió hormigonar los capiteles en dos fases, que fueron marcadas por una junta claramente definida a la altura de los apoyos y unidas mediante la correspondiente armadura de esfuerzo cortante.

Los aparatos de apoyo son de neopreno armado, de 300 × 400 × 52 mm, 180 Mp de carga admisible, móviles en el lado Tarragona, con un desplazamiento admisible de 26 mm y fijos en el lado Barcelona, que siempre están en el lado más bajo. Los aparatos de apoyo fijos se configuraron de modo tal, con una construcción de acero (véase la fotografía), que pueden absorber acciones sísmicas sobre el puente. Para ello se han tenido en cuenta las in-



14

15



dicaciones de la norma sismorresistente PGS-1 (1968) de la Administración (fig. 15).

Los aparatos de apoyo descansan en lechos de mortero de cemento totalmente planos y de unos 7 cm de altura. En los puntos previstos de apoyo, en su cara inferior, las vigas tienen unos nichos planos a los que, según la inclinación longitudinal, se les ha dado forma cónica para garantizar así un ajuste plano de los apoyos de neopreno. En caso de necesidad, es posible elevar la superestructura mediante gatos hidráulicos y cambiar los aparatos de apoyo.

La configuración de un apoyo fijo —en cada mesa del lado Barcelona— permitió en estos puntos cubrir de forma continua la junta entre mesa y parte de la viga en el asfalto, mediante la colocación de refuerzos de chapa metálica, de modo que la mitad de las juntas en la calzada del viaducto no se notan y sólo hay una cada 54 m. En

las juntas móviles se dispuso una construcción empleada por «Autopistas» en todos los puentes grandes. El espesor del pavimento del firme es de 7,5 cm, en total.

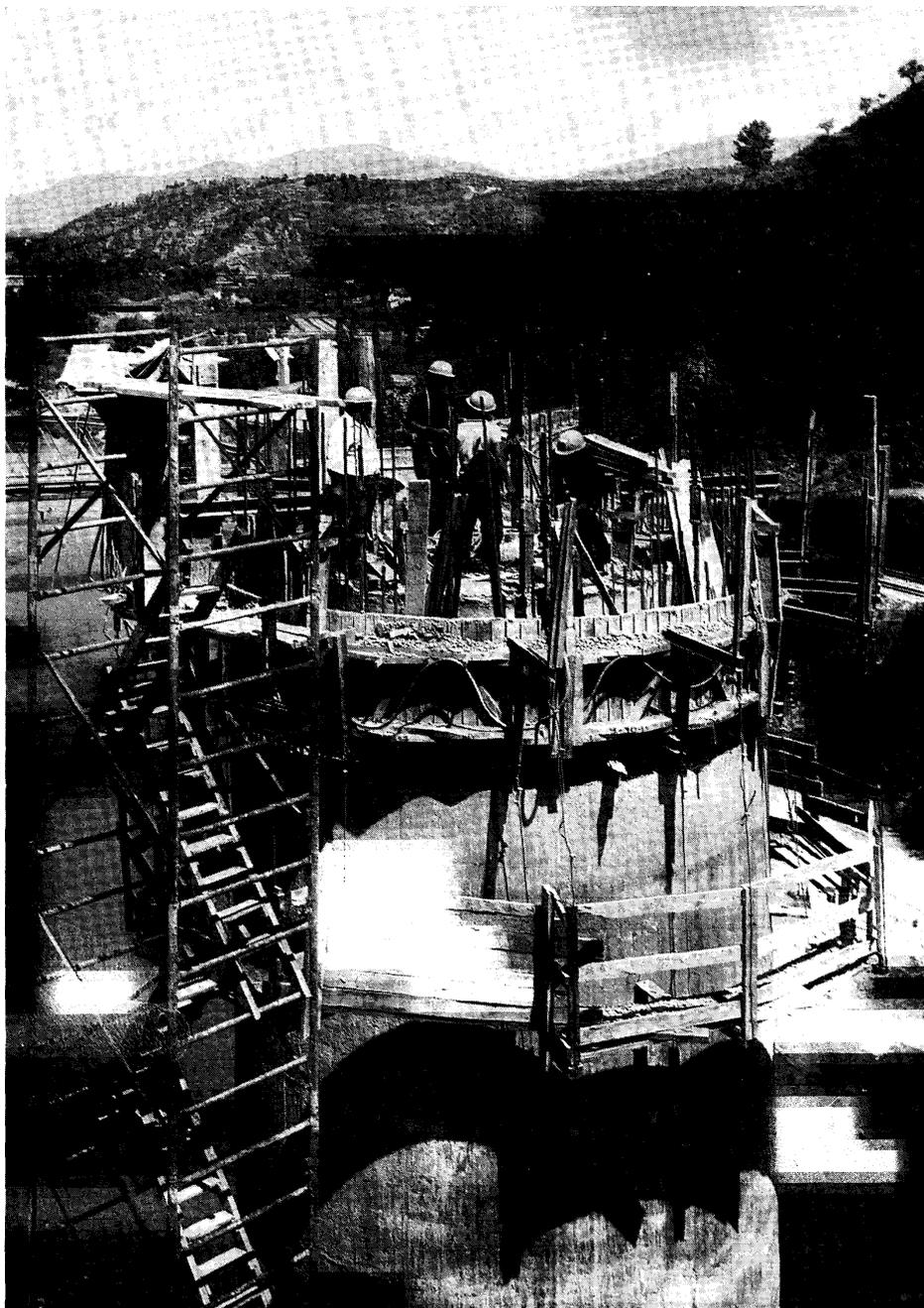
La infraestructura ha sido proyectada por pilas de sección anular, de 4,50 m de diámetro exterior y de 0,75 m de espesor. Esta solución garantiza un comportamiento hidráulico favorable y permitió, al mismo tiempo, una fabricación mecanizada.

Los ensayos realizados por encargo de «Autopistas» en un modelo reducido, en el Centro de Estudios Hidrográficos, demostraron que era realmente necesaria la disposición de un mínimo de obstáculos artificiales en el río. A escala 1 : 66, en los ensayos se estudiaron los efectos de las máximas avenidas del río Llobregat, previsibles para un período de retorno de cien años, y su intersección con los cimientos y pilas del proyecto.

Los resultados mostraron que, aun con el reducido número de pilares y su forma relativamente favorable, se podría producir un profundo efecto de socavación, confirmado casi de inmediato por la avenida del 26 de septiembre de 1971, con un caudal de paso por el puente de unos 3.000 m³/s.

El remanso en los pilares fue de 2 a 3 m y la profundidad de socavación no se pudo determinar exactamente, ya que las socavaciones en los cimientos se llenaron de nuevo al retirarse las aguas. Gracias a la cimentación profunda no se produjeron daños en la

16



obra en esa fase de ejecución, evitándose las socavaciones una vez definitivamente ejecutada mediante la disposición de un manto de escollera de características determinadas en los citados ensayos en modelo reducido.

La construcción de las pilas se realizó con un encofrado deslizante de 1 m de altura, que se fue elevando verticalmente mediante gatos hidráulicos. La velocidad de hormigonado alcanzada fue de unos 4 m/día (fig. 16).



17

En el aspecto estático, para el sistema mesa-pilar se estudiaron los siguientes casos de carga:

- 1) Estado de montaje I: 5 vigas sin losa en un vano.
- 2) Estado de montaje II: 5 vigas sin losa en un vano; 2 vigas en el siguiente vano en la posición más excéntrica posible.
- 3) Estado de servicio I: tren 2 en un vano.
- 4) Estado de servicio II: tren 2 en ambos vanos.
- 5) Efecto sísmico.

El peso del aparato de montaje se fijó en 90 Mp en el punto más desfavorable, de acuerdo con el programa de trabajo planeado, determinándose además una carga de montaje uniformemente distribuida de 200 kp/m² sobre las correspondientes superficies del puente. Asimismo se tuvo en cuenta la influencia de una diferencia de 20° C en la temperatura, el empuje del viento, así como las fuerzas de apoyo horizontales resultantes de la fluencia y retracción durante el período de montaje y posteriormente, y los momentos derivados de la teoría de segundo orden y aquellos que se derivan adicionalmente de la deformación por fluencia de los pilares a causa de cargas constantes.

Para el dimensionamiento de la sección transversal del pie de un pilar de 40 m de altura, por ejemplo, resultó un momento máximo de 9.300 Mp·m y una fuerza normal máxima de 3.000 Mp.

Al objeto de que el dimensionamiento de la mesa y los pilares no resultara antieconómico, a causa de una elevada carga unilateral, se descartó que la losa de un vano fuera hormigonada antes de que se lanzaran las vigas del vano siguiente. Esta limitación no tuvo efectos desfavorables en el progreso de la obra, ya que, gracias al tipo descrito del aparato de lanzamiento y a la fabricación y lanzamiento seguidos de las vigas, fue posible avanzar en los trabajos sin ningún obstáculo entorpecedor.

3.5. Estribos

Los estribos del puente no presentan ninguna particularidad constructiva, por lo que a continuación los describiremos brevemente:

- Barcelona (calzada sur): Se trata de un estribo en dimensiones reducidas con muro frontal escalonado y zapata constante.
- Barcelona (calzada norte): Se ha construido un estribo perdido con bancada de apoyo sobre tres contrafuertes en sentido longitudinal unidos por diafragmas dispuestos bajo la bancada de apoyo, y un muro lateral con contrafuerte transversal. Con este tipo de construcción se obtiene un estribo con altura mínima visible de aproximadamente 3 m en un extremo y 10 m en el otro. Se optó por esta solución a fin de reducir en un vano una calzada del viaducto.
- Tarragona (calzada sur): Estribo con muro frontal escalonado y zapata con dimensiones variables.
- Tarragona (calzada norte): Estribo de tipo perdido, pero con solamente un diafragma unido al muro lateral para evitar un cono de tierras de gran base. La altura máxima visible es de aproximadamente 7 m.

3.6. Cimentaciones

La profundidad del suelo resistente bajo la solera del río, las condiciones hidráulicas y las elevadas cargas hicieron necesaria en la zona del río una cimentación profunda con elementos de especial capacidad portante.

A propuesta de la empresa constructora, allí donde no era posible una cimentación directa fuera de la zona del río, se emplearon pantallas en forma de cruz, de 2,50 m de longitud y 80 cm de espesor y una capacidad portante de 1.750 Mp cada una. La empresa especializada encargada de la cimentación llevó a cabo sondeos de reconocimiento antes de la ejecución, exponiendo en un estudio de cimentación las presiones admisibles sobre el suelo, las cotas de la cimentación en las pizarras y la capacidad portante de las pantallas en las circunstancias dadas. Estas se tomaron entonces como base —de modo individual para cada pila— en el proyecto de cimentación:

En el cauce del río (pilas **3**, **4**, **5**, **13** y **14**) la cimentación es profunda, con encepados hexagonales de forma escalonada y seis elementos portantes para cada una. El pie de las pantallas llega hasta unos 25 m por abajo del cauce del río. Las pilas **7**, **17** y **18** fueron construidas con encepados cuadrados y 5 elementos para cada una, mientras las pilas **8**, **9** y **19**, también con encepados cuadrados, tienen sólo 4 elementos portantes (fig. 17).

El resto de las pilas están cimentadas directamente sobre pizarra. Para la cimentación de las pilas cercanas a la CN-II (pilas **8**, **9**, **18** y **19**) se ha tenido en cuenta la necesidad del mantenimiento del tráfico durante la ejecución de la obra; así, pues, se han proyectado encepados paralelos al desvío, reduciendo así el estrechamiento de la carretera y, en general, la superficie de cimentación. Con las dimensiones elegidas para el encepado se pudo mantener el tráfico con tres carriles de circulación. Las consideraciones anteriores

obligaron a disponer los encepados oblicuos con respecto al eje del viaducto. Las pilas 7 y 17, en la zona de desvío de la CB-224, se han proyectado también con encepados oblicuos.

La forma y dirección oblicua de las cimentaciones directas de las pilas 1, 2, 11 y 12 están condicionadas por la vecindad de la línea de los FF. CC. Catalanes.

El cimientado de la pila 16 es también oblicuo y paralelo a la ribera, reduciendo así la excavación. El cimientado de la pila 20 está condicionado por el estribo Tarragona (calzada sur).

Para esta adaptación individual a las condiciones topográficas, exigencias geotécnicas y situación en la superficie para cada pilar, se emplearon en principio siempre los mismos elementos básicos, con lo que quedaba garantizada la mayor unificación posible para la ejecución.

La protección de las zanjas de cimentación en el río se efectuó igualmente con pantallas, que se adaptaron a la forma hexagonal de los encepados y fueron rigidizadas en el extremo superior mediante vigas de acero contra el empuje exterior.

La cimentación de los estribos es directa y en su realización fue adaptada a las condiciones del suelo.

4. PLAZOS DE EJECUCION Y EMPRESAS PARTICIPANTES

La obra se contrató sobre la base del anteproyecto en 6-II-70, y el viaducto, de 18.690 m² de superficie, fue abierto al tráfico el 23-XII-71.

La colaboración entre la concesionaria «Autopistas», la empresa constructora «Dragados y Construcciones-Condotte» y el proyectista «Dorsch Ibérica», así como los demás participantes mediatos, fue muy eficaz y fructífera, siendo un ejemplo demostrativo de que obras de dimensiones superiores a las normales sólo se pueden realizar con éxito mediante la labor conjunta, esforzada y positiva de un grupo amplio de ingenieros y técnicos.

résumé

Viaduc sur le Llobregat - Espagne

L'autoroute Barcelone-Tarragone, à la différence de la RN-340 qui lui est parallèle et traverse le col de l'Ordal à une cote de 510 m, suit la vallée du Llobregat, en amont, jusqu'à Martorell, où elle rejoint le RN-II. A cet endroit, elle tourne vers le sud-ouest, suivant le cours de la Noya vers le Panadés.

En comparaison des routes actuelles, le tracé permet —simultanément avec des éléments sur plan relativement grands— une configuration notablement plus uniforme, avec des pentes de jusqu'à 4%. Ces conditions sont déterminantes pour toute voie moderne qui canalise un trafic intense, rapide et lourd. Face à cet avantage, elle présente le désavantage que le tracé tout au long du fleuve et, avant tout, le croisement fréquent de celui-ci rendent nécessaire une série d'ouvrages de maçonnerie d'une certaine importance.

Le plus important de ces ouvrages de maçonnerie est le pont sur le Congost de Martorell, décrit dans cet article, pont qui devrait mériter un intérêt technique, non seulement pour ses dimensions, mais aussi pour une série de considérations de base posées dans son projet et exécution.

Ce grand ouvrage a été réalisé par les entreprises «Autopistas», «Dragados y Construcciones-Condotte» et conçu par «Dorsch Ibérica».

summary

Viaduct over the Llobregat River, Spain

The Barcelona-Tarragona Motorway, unlike the National Road 340, which runs alongside it and crosses the port of Ordal at a height of 510 m above sea level, follows the Llobregat valley, upstream, to Martorell, where it links up with the National II; at this point it veers in a south-westerly direction, following the course of the Noya River towards the Panadés.

In comparison with present roads, the track allows —simultaneously with relatively large components in plan view— a considerably more even configuration of the elevation, with gradients of up to 4%, which are determining conditions for all modern fast-traffic roads which at the same time have to withstand intense heavy traffic. Offsetting this advantage, it offers the disadvantage that the stretch alongside the river and, especially, crossing it, make a series of quite large structural work necessary.

The biggest of those structural works is the bridge over the Congost in Martorell, described in the present report, and which should deserve technical interest, not only due to its dimensions, but also due to a series of basic considerations posed in its project and execution.

This gigantic job has been carried out by «Autopistas», «Dragados y Construcciones-Condotte» and projected by «Dorsch Ibérica».

zusammenfassung

Viadukt über den fluss Llobregat, Spanien

Die Autobahn Barcelona-Tarragona, im Unterschied zu der Landstrasse CN-340, die parallel zu ihr verläuft und den Pass des Ordal in einer Höhe von 510 m kreuzt, folgt dem Tal des Llobregat flussaufwärts bis Martorell, wo sie in die CNII einmündet. An diesem Punkt biegt sie in südwestliche Richtung und folgt dem Lauf des Noya-Flusses bis zum Panadés.

Im Vergleich mit den gegenwärtig bestehenden Landstrassen erlaubt die Trasse —gleichzeitig mit relativ grossen Bauelementen— eine bedeutend gleichmässiger Umformung des Höhengaufresses mit Abhängen bis zu 4%. Diese Bedingungen sind ausschlaggebend für jede moderne Verkehrsschnellstrasse, die gleichzeitig einen intensiven Lastwagenverkehr aushalten muss. Diesem Vorteil gegenüber steht der Nachteil, dass die Trasse, die dem Fluss entlang verläuft, und vor allem das mehrmalige Überqueren des Llobregat, eine Reihe von Bauarbeiten gewisser Grössenordnungen erforderlich machen.

Die grösste dieser Bauarbeiten ist die Brücke über den Congost in Martorell, die im vorliegenden Bericht beschrieben ist und technisches Interesse verdient, nicht nur aufgrund ihrer Dimensionen sondern auch wegen einer Anzahl grundlegender Erwägungen, die bei ihrer Projektierung und Ausführung angestellt werden mussten.

Dieses geniale Werk wurde ausgeführt von «Autopistas», «Dragados y Construcciones-Condotte» und projektiert durch «Dorsch Ibérica».