

II CONGRESO DE ACHE

PUENTES Y ESTRUCTURAS EDIFICACIÓN

Realizaciones

Puentes



Viaducto sobre el río Jalón



Viaducto sobre el río Ginel

**Viaductos sobre el río Jalón (2238 m) y sobre el río Ginel (1147 m) en la LAV
Madrid-Barcelona**

**Francisco Millanes Mato
Javier Pascual Santos
Antonio Carnerero Ruiz
Daniel Martínez Agromayor
Oscar Bartolomé Bartolomé**

IDEAM, S.A.

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de las líneas de ferrocarril para trenes de alta velocidad es frecuente encontrarse con viaductos de gran longitud como consecuencia principalmente de las limitaciones impuestas a los parámetros de trazado, con exigencias de radios amplios y pendientes suaves, unidos a otros factores como los de impacto ambiental, cada día más relevantes.

Existen actualmente una serie de tipologías estructurales y procedimientos constructivos con los que se suele abordar en la mayoría de los casos este tipo de puentes y cuya elección depende fundamentalmente de la diferencia de altura entre rasante del viaducto y terreno, de las condiciones geotécnicas de éste, de los medios particulares de cada contratista y de los efectos de interacción vía estructura.

A continuación se exponen dos viaductos de gran longitud: el viaducto sobre el río Jalón y el viaducto sobre el río Ginel, en los cuales y atendiendo a los condicionantes particulares de cada uno de ellos se ha optado por soluciones diferentes.

El primero de ellos se resolvió mediante una sucesión de vanos isostáticos contruidos sobre autocimbra entre los que se intercalaron dos tramos hiperestáticos de cuatro vanos cada uno, contruidos por fases. En el segundo se opto por dos tramos hiperestáticos con vano inerte isostático entre ambos, y contruido por empuje desde ambos estribos.

2. PUENTE SOBRE EL RÍO JALÓN

El puente sobre el río Jalón se encuentra situado en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, tramo Madrid-Zaragoza, subtramo XIIa, dentro de los términos municipales de Ateca y Terrer de la provincia de Zaragoza y permite atravesar toda la vega del río Jalón, salvando la carretera N-II y el propio río Jalón.

Con una longitud total de 2238 m, el puente queda dividido estructuralmente en cuatro partes: un primer tramo hiperestático de 156 m de longitud que cruza la N-II con luces 30-48-48-30, un segundo tramo formado por 50 vanos isostáticos de luces entre ejes de pila de 30,83 m y 34,5 m, un tercer tramo hiperestático similar al primero de longitud 165 m que

salva el río y luces 34,5-48-48-34,5, y por último un tramo formado por 6 vanos isostáticos de luces 34,5 m.

2.1 Superestructura

Pasamos a describir a continuación las características principales de los tableros isostáticos para posteriormente comentar los tableros hiperestáticos.

Los tableros isostáticos se han materializado mediante una única sección cajón de canto constante de 3 m, ejecutada en hormigón pretensado H-40. La relación luz-canto máximo resulta de 11,5. La anchura total de la plataforma de 14 m se obtiene mediante dos voladizos de 3,93 m de vuelo y un ancho superior del núcleo del cajón de 6,13 m. Los voladizos son de espesor variable, desde 0,40 m en su empotramiento en el núcleo de la sección a 0,19 m en el borde libre. La tabla superior es de espesor variable debido al bombeo del 2% de la plataforma, con un espesor medio de 0,32 m. El núcleo de la sección se completa con dos almas ligeramente inclinadas de espesor constante de 0,55 m y una tabla inferior de ancho 5,5 m y espesor constante 0,3 m. Las transiciones entre tablas y almas se realizan mediante cartelas.



Fig. 1: Alzado del viaducto en construcción

El pretensado está formado por 6 tendones parabólicos que discurren a lo largo de las almas del cajón más 6 tendones rectos situados en la tabla inferior, logrando de esta manera una excentricidad máxima.



Fig. 2: Vista desde estribo 2

En el caso de los vanos isostáticos de 30,83 m de luz entre ejes de pilas, las unidades empleadas han sido de 15 cordones de 0,6” y en los de 34,5 m, de 19 cordones de 0,6”.

El cálculo de estos tableros no presenta una gran dificultad técnica pero si resulta de la máxima importancia, dado el elevado número de veces que se iba a repetir su construcción, el lograr por un lado unas cuantías de hormigón y acero ajustadas a los esfuerzos solicitantes, y por otra, desarrollar los detalles constructivos de la forma más sencilla y adecuada a los medios de la empresa contratista. Fue en estos puntos en los que se hizo especial énfasis durante el desarrollo del proyecto, lográndose posteriormente en obra rendimientos de 2 vanos isostáticos cada 3 semanas.



Fig. 3: Montaje de ferralla premontada de vano isostático

En cuanto a los tableros hiperestáticos, presentan una geometría externa igual a la de los tableros isostáticos, manteniendo al igual que estos un canto constante de 3 m, con el que se obtiene para los vanos centrales de 48 m de luz una relación luz-canto de 16. El hormigón empleado ha sido H-50. A lo largo del tablero se emplean dos tipos de secciones

diferenciándose en los espesores de almas, tabla superior y tabla inferior. Para las secciones correspondientes a las zonas de centro de vano estos espesores son de 0,50 m para las almas, 0,32 m de valor medio para la tabla superior y 0,30 m para la inferior pasando a 0,75 m, 0,37 m y 0,37 m respectivamente para las secciones en zona de apoyo en pilas.

El pretensado está formado por un trazado parabólico a lo largo de todo el puente, formado por 12 tendones que discurren a lo largo de las almas, constituido por 8 unidades de 31 cordones $\phi 0,6''$, 2 unidades de 24 $\phi 0,6''$ y 2 unidades de 15 $\phi 0,6''$. Dado que el puente se construye por fases, completando en cada fase el vano precedente y ejecutando el 20% del siguiente vano, el pretensado parabólico queda interrumpido en cada fin de fase. La continuidad de la acción del pretensado se logra disponiendo recrecidos del alma en los 2,90 m anteriores al final de la fase, que permiten alojar los anclajes del pretensado de la fase siguiente.

Posteriormente, y una vez finalizadas las fases de construcción del puente, el pretensado se completa mediante un pretensado recto alojado en la tabla superior y anclado en cuñas interiores al cajón, en una longitud de 19,20 m centrados en ejes de pilas y formado por 8 unidades de 27 cordones $\phi 0,6''$ sobre las pilas laterales y por 6 unidades de 30 cordones $\phi 0,6''$ más 4 unidades de 24 $\phi 0,6''$ en la pila central.

2.2 Subestructura

La subestructura está formada por 63 pilas junto con los dos estribos correspondientes. Las características de la subestructura vienen fuertemente condicionadas por el tramo del puente en el cual nos situemos, esto nos lleva a comentarlos por separado.

2.2.1 Tramo hiperestático 1 : E1, P1, P2, P3 y P4

En el tramo hiperestático 1, las fuerzas horizontales son recogidas por el estribo 1, esto reduce considerablemente los esfuerzos en las pilas y por tanto sus cimentaciones. Dicho estribo se solucionó con una cimentación directa dada la competencia del terreno.

Respecto a las pilas, en este tramo nos encontramos con las pilas P1, P2, P3 y P4. Las dimensiones son de 2,80 m de canto longitudinal por 5,50 m de ancho transversal al igual que en el resto del puente.

No obstante, el tramo cruza la N-II, obligando, en el caso de la pila P2, a adoptar una geometría diferente al resto para evitar el impacto visual. Además, dicha pila se cimenta en la mediana, lo que impuso que la cimentación no superara el tamaño de ésta para no afectar al tráfico durante la construcción, adoptándose, una solución de encepado hexagonal con 6 pilotes $\phi 1500$.



Fig. 4: Vista desde el estribo 1. Viaducto sobre N-II

En cuanto al resto de las pilas del tramo, la P1 y P4 se cimentaron con una zapata de $9.50 \times 9.50 \text{ m}^2$ de planta, mientras, en la P3, se realizó una solución de encepado de $10.00 \times 8.00 \text{ m}^2$, con 6 pilotes $\phi 1500$.

2.2.2 Tramo isostático 1: P-5 a P-53.

Dicha zona se solucionó recogiendo cada pila las fuerzas horizontales del vano que le correspondía, mediante aparatos de apoyo tipo POT fijos en longitudinal. Esta solución fue posible gracias a que la altura de las pilas no es excesiva (máxima altura de pila: 26.30 m), por lo que el momento flector producido en la base de estas pudo ser recogido mediante una cimentación de 6 pilotes $\phi 1500$. Dicho número de pilotes fue necesario aumentarlo en

las pilas P19 y P18, debido a la existencia de una falla que reducía la tensión máxima por pilote. La P5, P6 y P7, en cambio, se solucionaron con cimentación directa dada las características del terreno.

2.2.3 Tramo hiperestático 2: P-54 a P-58.

El tramo hiperestático 2 destaca en la pila P58, la cual recoge todas las fuerzas horizontales de 165 m de viaducto, lo que nos llevo a un encepado de $15.00 \times 13.75 \times 4.50 \text{ m}^3$, con 8 pilotes $\phi 1500$ y una pila maciza. La solución es necesaria al no disponer en el tramo de ningún estribo que recogiera las fuerzas horizontales.

En el resto de las pilas del tramo, las cimentaciones se solucionaron con encepados de $8.00 \times 10.00 \times 3.00 \text{ m}^3$, de 6 pilotes $\phi 1500$.

2.2.4 Tramo isostático 2: P-59 a P-63 y E-2.

Por último, el tramo isostático 2 se resolvió de manera análoga al otro tramo isostático, recogiendo cada pila las fuerzas horizontales de un vano. En este caso, gracias a la resistencia del terreno y la altura de las pilas menor de 10,00m, se realizó una cimentación directa de $10.50 \times 10.50 \times 2.25 \text{ m}^3$. Respecto al estribo 2, éste recoge únicamente la fuerza horizontal de un vano, por lo que se realizó con encepado de 6 pilotes $\phi 1500$.

2.3 Proceso Constructivo

Los vanos isostáticos se construyeron independientemente de los hiperestáticos.

Dichos tramos isostáticos se realizaron mediante autocimbra. Para cada vano se posicionaba y nivelaba la autocimbra, en ese momento se colocaban los encofrados, la ferralla y se hormigonaba. A continuación se procedía al tesado.

Los tramos hiperestáticos se ejecutaron cada uno en 4 fases mediante una cimbra porticada. Para cada fase se colocaba la cimbra, los encofrados y la ferralla, después se procedía al

hormigonado y por último se tesaba el pretensado constructivo. Una vez finalizado por completo el tramo se procedía al tesado del pretensado de 2ª fase sobre pila.

Las secciones en centro de vano para ambos casos, tramos isostáticos e hiperestáticos, se hormigonaron en dos fases. En la primera fase se hormigonaba toda la sección salvo la zona central de la losa superior entre almas, permitiendo de esta forma sacar por arriba el encofrado interior, antes de hormigonar la segunda fase. Para hormigonar la 2ª fase se utilizaron de encofrado prelosas colaborantes.



Fig. 5: Autocimbra para la construcción de los vanos isostáticos

3. PUENTE SOBRE EL RÍO GINEL

En el subtramo IIa del tramo Zaragoza-Lleida se ha construido el “Viaducto sobre el río Ginel” con una longitud total de 1147 m y con altura máxima de pila de 43,0 m.



Fig. 6: Vista general desde estribo 2 en construcción

3.1 Superestructura

El tablero del puente está constituido por una sección cajón con almas verticales y dos voladizos de 4 m de anchura. La estructura tiene una longitud total de 1147 m, y se encuentra dividida en 3 tramos. El primero de ellos comienza en el estribo nº 1 y tiene una longitud de 654 m. Tiene vanos extremos de 39 m de luz y 12 vanos interiores de 48 m de luz. Seguidamente se dispone un vano inerte de 31 m de luz, y a continuación un tramo final de 462 m, constituido por otra sucesión de vanos de 48 m de luz y vanos extremos de 39 metros. El canto total del tablero es de 4,00 m, con el que se obtiene una relación canto/luz de un doceavo (1/12).

La situación de un vano central isostático, llamado “inerte” es debido a que independiza al viaducto en dos tramos en lo que respecta a movimientos longitudinales. Esta tipología esta basada en los puentes franceses de Alta Velocidad y permite salvar valles anchos en los cuales hay que resistir los esfuerzos de frenado, rozamiento e interacción con la plataforma superior en los estribos, ya sea por una cimentación no adecuada en las pilas, o por una excesiva altura de estas.

El puente se construyó mediante el procedimiento de empuje del cajón desde ambos estribos. Desde el estribo 1 se empujó el primer tramo continuo y el vano inerte vinculado transitoriamente al mismo por pretensado provisional (tramo 1). Desde el estribo 2 se empujó el tramo continuo restante (tramo 2). El pretensado del tablero se realiza, por tanto, en dos fases, como suele ser habitual en puentes empujados. La primera fase se produce durante el periodo de lanzamiento, en la que el peso del tablero es resistido mediante un pretensado recto adherente. La segunda fase de pretensado se dispone antes de incorporar el resto de cargas permanentes y sirve para resistir tanto estas cargas como la sobrecarga de uso. Esta segunda fase se realiza mediante la disposición de pretensado exterior. Como singularidad, todo el pretensado del vano inerte se constituye mediante pretensado adherente convencional.



Fig 7: Vista tramo 1 durante el empuje

El empuje se realizó con la ayuda de una nariz metálica por tramo, que permite disminuir los esfuerzos máximos en el tablero durante su lanzamiento. Ambas narices tenían una longitud de 28,5 m lo que supone un 60 % de la longitud de los vanos mayores, y asimismo presentaban una rigidez a flexión (EI) de aproximadamente el 20% de la del tablero. Estas magnitudes son las que figuran en la bibliografía especializada y se han confirmado como adecuadas para la construcción del viaducto que nos ocupa.

El lanzamiento del tramo 2 se completó con la ayuda de la nariz, sin embargo en el tramo 1 no pudo finalizarse el empuje con este elemento auxiliar, ya que interferiría con el tramo 2 ya finalizado. Para resolver esta situación se empujó en voladizo los 31 m finales de tablero correspondientes al vano inerte, que se encontraba unido en todo momento al resto del tramo 1 mediante un pretensado provisional que cosía “a hueso”, sin ayuda de llaves de cortante ó morteros especiales la junta, y que fue retirado una vez finalizado el empuje. Esta junta soportó, en las últimas fases en voladizo sin nariz auxiliar, esfuerzos de más de diez mil metros tonelada.



Fig 8: Empuje tramo vano inerte sin nariz

La longitud del viaducto hace que si bien en planta presenta un radio constante de 6000 m, en alzado se encuentre inscrito en una trazado variable con una zona de pendiente constante y otra con acuerdo parabólico. El trazado en curva se ha resuelto mediante el empuje de una poligonal con longitud de lado igual a la longitud de las dovelas, mientras que en alzado se ha empujado un trazado recto que se ha ido acomodando a la geometría real de las pilas mediante una curvatura impuesta que produce unas esfuerzos similares a los del gradiente. Si bien, estos esfuerzos acaban disipándose a tiempo infinito por la propia fluencia del hormigón.

El ferrallado y hormigonado de los mamparos de pilas y desviadores del pretensado exterior se ha realizado en 2ª fase, para ello se dejaron en el hormigonado de 1ª fase armaduras en espera grifadas para los diámetros pequeños y manguitos para los diámetros grandes, procediéndose en esta fase al replanteo de los derivadores de pila del pretensado exterior.



Fig 9: Desviadores de pretensado exterior y mamparo de pila durante la construcción

Una particularidad significativa del diseño del viaducto es que incorpora la posibilidad, si se considerara necesario en el futuro, de disponer un pretensado adicional de reserva, constituido por 2 tendones de 19 cordones $\phi 0,6''$, que discorra longitudinalmente de lado a lado en los tramos continuos de la estructura. Esta decisión permite prever, ya desde el mismo proyecto, la posibilidad de incorporar un cierto refuerzo futuro en la estructura en el caso de que a la vista de su evolución con el tiempo se considere conveniente plantearlo durante su vida útil, sin necesidad de recurrir a actuaciones más agresivas, típicas en los refuerzos o rehabilitación de estructuras cuando no se previó en su momento esta situación.

3.2 Subestructura

Las pilas sobre las que se apoya el tablero presentan una sección en cajón, con una anchura constante de 6,00 m y un canto variable con la altura de las pilas, aumentando desde 2,00 m de canto en la coronación, con un incremento lineal con la altura de 1/50. Las pilas correspondientes al vano inerte presentan una anchura en coronación de 3,50 m, con el fin de alojar los cuatro aparatos de apoyo de los dos tramos que confluyen en la pila. El espesor de las paredes de las mismas se mantiene constante en toda la altura en 35 cm.

Tan solo la pila 14 soporta esfuerzos de frenado y de interacción vía-estructura, que son los propios del vano inerte, el resto de pilas esta dimensionada para resistir el rozamiento de los teflones propios de la pila, ya que el resto de esfuerzos son transmitidos a través del tablero a los estribos.

Los estribos nº 1 y nº 2 de la estructura son estribos cerrados y tienen dos cometidos fundamentales. El primero, durante la construcción del tablero, ya que sirvió de apoyo para los gatos encargados del empuje del mismo. El segundo cometido de los estribos consiste en ser utilizados como punto fijo de cada tramo de tablero durante la vida útil del mismo, recogiendo los esfuerzos horizontales generados (frenados, rozamientos de teflones, interacción con la plataforma superior). La unión del tablero con este estribo se realiza con tendones de pretensado que vinculan el tablero al estribo mediante aparatos de apoyo de neopreno zunchado ubicados en posición vertical.



Fig 10: Estribo 2 inicio del empuje