

NUEVO PUENTE DE MANZANAL DEL BARCO. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN

Hugo CORRES PEIRETTI	Francisco PRIETO AGUILERA	José Luis ÁLVAREZ POYATOS	David ARRIBAS
Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos	Ingeniero de Caminos
FHECOR Presidente	FHECOR Jefe de Departamento	FCC Construcción Director Técnico	FCC Construcción Dirección Técnica
hcp@fhecor.es	fpa@fhecor.es	jlvarez@fcc.es	darribas@fcc.es

Resumen

El Nuevo Puente de Manzanal del Barco permite el cruce de la carretera ZA-P-1405 sobre el embalse de Ricobayo, entre las localidades de Palacios del Pan y Manzanal del Barco, en Zamora. Es el resultado de un concurso de proyecto y obra promovido por la Diputación de Zamora al que se presentó como solución variante por el equipo formado por FCC Construcción y FHECOR Ingenieros Consultores.

Se trata de un puente de hormigón de 479.25 m de longitud total, con trazado recto y pendiente constante en prácticamente toda su longitud, dividida en cuatro vanos de luces 61.25 + 114.00 + 190.00 + 114.00 m. El encaje se realizó teniendo en cuenta los condicionantes impuestos por la anchura del embalse en el punto de cruce, así como de la necesidad de ejecutar las pilas situadas en el vaso del embalse en un período de tiempo acotado, en el que se aseguraba una elevación máxima de la cota de la lámina de agua en el embalse.

Palabras Clave: Voladizos sucesivos, penínsulas, pretensado, carros de avance, control geométrico

1. Introducción

El nuevo Puente de Manzanal del Barco, en servicio desde noviembre de 2007, permite el cruce sobre el embalse de Ricobayo de la carretera ZA-P-1405. Con anterioridad a su construcción el cruce se realizaba a través de un puente sensiblemente paralelo al nuevo, con una anchura de plataforma de 3.40 m, insuficiente para el cruce de dos vehículos, cruce que se realizaba gracias a una serie de apartaderos situados a lo largo del tablero. El puente sustituido fue construido en 1935 como al quedar el primer puente construido en este emplazamiento en 1927 sumergido por la finalización de las obras del Embalse de Ricobayo en 1933. El puente existente está formado por un arco central de 50.00 m de luz y ocho tramos rectos de aproximación de 25.00 m de luz desde cada margen.



Fig. 1 Tramo central del puente de 1935 y detrás el de 1927 parcialmente sumergido. A la derecha vista aérea del puente existente.

El proyecto del Nuevo Puente de Manzanal del Barco corresponde a la una solución variante de un concurso de proyecto y obra convocado en junio de 2004 por la Excm. Diputación de Zamora en el año 2004, concurso del que resultó adjudicataria FCC Construcción S.A. en abril de 2005. La Solución Base del concurso fue desestimada por razones económicas y consistía en un puente atirantado de longitud total 430.00 m y luz principal 295.00 m.

2. Condicionantes e ideas rectoras del diseño de la obra

El diseño del nuevo puente partió de una serie de condicionantes recogidos en la Solución Básica del Concurso, cuyo análisis detallado permitió establecer unas ideas rectoras para el Estudio de Alternativas y la selección de propuestas

En primer lugar, el encaje de la nueva obra debía permitir la conexión de ambos márgenes del embalse con una trazado coincidente en planta y alzado con el de la Solución Básica.

Por otro lado, se debía adoptar una sección transversal que permitiera alojar, al menos, una plataforma formada por una calzada de 7.00 m de anchura y dos arcones de 0.75 m, además de sendas aceras de ancho 1.25 m cada una.

El condicionante principal tenía que ver con el procedimiento constructivo, pues a partir de un acuerdo previo suscrito entre la Diputación de Zamora y la empresa Iberdrola S.A., concesionaria de la explotación del embalse de Ricobayo, Iberdrola accedía a mantener una cota aproximada de la lámina de agua del embalse situada entre la 663.00 y la 665.00 durante la época comprendida entre Julio y Octubre, dadas unas condiciones del año hidrológico normales en el mes de abril, y supuesto que no se produjeran precipitaciones extraordinarias superiores a las de los años precedentes que no pudieran ser evacuadas a través de las turbinas de la central de Ricobayo.

Además de los puntos señalados, se tuvieron en cuenta otros aspectos como los costes de mantenimiento a lo largo de la vida útil de la estructura, los condicionantes medioambientales asociados al cumplimiento de la DIA, y las limitaciones económicas impuestas por el Pliego del Concurso.

Se realizó un Estudio de Alternativas y una selección de las propuestas idóneas, considerando la ausencia de limitaciones tipológicas, los condicionantes de trazado asociados a la cota de la lámina de agua en el embalse en caso de avenida, a la ejecución de las cimentaciones, y la necesidad de minimizar los costes de explotación. Las alternativas analizadas comprendieron varias posibilidades de tablero en hormigón pretensado y mixto, con luces comprendidas entre los 85.00 m y los 190.00 m, además de la Solución Base. De entre todas las analizadas se seleccionaron dos propuestas. La primera solución correspondía a la citada solución base, un puente atirantado de longitud total 430.00 m y luz principal 295.00 m, con algunas modificaciones respecto a la de los estudios previos, junto con la solución que finalmente resultó seleccionada y que es objeto de la presente comunicación. Esta solución ha resuelto el problema planteado de forma correcta desde el punto de vista funcional y constructivo, además de resultar competitiva en lo que se refiere al coste de la obra y de ejecución y explotación.



Fig. 2 Vista del Nuevo Puente de Manzanal del Barco.

3. Descripción de la estructura

La obra construida es un puente de hormigón de 479.25 m de longitud y luz máxima de 190.00 m, con trazado en planta recto en la práctica totalidad del tablero, y pendiente constante igual al 0.25%.

El tablero está resuelto mediante una viga continua de hormigón pretensado, empotrado en las pilas del vano central desde las que se ejecutan los tramos por avance en voladizo, y formado por cuatro vanos de luces 61.25 + 114.00 + 190.00 + 114.00 m.

La sección transversal está formada por un cajón de hormigón pretensado de canto variable, excepto en el vano 1 en el que el canto es constante e igual a 3.80 m. En los primeros L/6 del vano 2 el canto se mantiene constante, variando desde este punto de forma parabólica entre 3.80 m y los 9.50 m sobre las pilas empotradas en el tablero. En la zona central del vano principal igual a L/5 el canto es constante e igual a 3.80 m, como en el vano 1. Resultan así unos valores de relación canto / luz del vano central de L/20 sobre pilas y L/50 en centro de vano.

El ancho de la sección transversal es de 11.00 m, mientras que la parte inferior del cajón tiene una anchura de 5.30 m, ligeramente inferior a la mitad del ancho de la plataforma. Las almas son verticales, de espesor 0.40 m. en toda la longitud excepto en las zonas de las dovelas cero donde el espesor aumenta hasta 1.00 m.



Fig. 3 Sección transversal de canto 3.80 m al final de la zona cimbrada y detalle de cartela entre alma y voladizo

La losa superior tiene canto variable en dirección transversal, con un espesor mínimo de 0.22 m en el extremo de los voladizos, de 2.25 m de longitud hasta el comienzo de la cartela dispuesta entre el voladizo y el alma vertical. El canto en la sección de encuentro de la cartela y el voladizo es de 0.38 m. La anchura de las cartelas en el lado correspondiente al voladizo es de 0.60 m y la altura es igual a 0.30 cm. En el lado interior la cartela aumenta de tamaño, presentando una anchura de 1.10 m, hasta alcanzar la zona de losa superior en la que se tiene espesor constante igual a 0.24 m. Las dimensiones de las zonas acarteladas vienen impuestas por la necesidad de alojar en ellas dos niveles de cables de pretensado de construcción.

La losa inferior tiene canto constante en dirección transversal, y longitudinalmente varía de forma parabólica a lo largo del mismo tramo de variación del canto total del tablero, entre un espesor mínimo de 0.30 m en el centro de vano de los vanos principal y adyacentes, y 1.00 m sobre las pilas del vano principal. En la zona más próxima a la dovela de cierre del vano central esta losa se encuentra rigidizada por una serie de nervios para soportar las eventuales desviaciones angulares del trazado del pretensado de continuidad.

El hormigón del tablero es un HP-45.

En relación al pretensado del tablero, se tiene en primer lugar el pretensado de construcción de los voladizos del vano principal y los adyacentes, que tiene trazado recto y se encuentra alojado en la losa superior. Este pretensado está formado por 4 tendones de 19 cordones de 0.6" en cada una de las primeras 7 dovelas, y por 4 tendones de 12 cordones de 0.6" en las diez restantes.



Fig. 4 Vainas de pretensado de voladizos en tala superior de la dovela cero, y detalle de dos anclajes en una dovela

Por otro lado se tiene el pretensado de la parte de la estructura que se ejecuta sobre cimbra, es decir el vano 1 y los primeros L/6 del vano 2, es decir 19.00 m. Este pretensado tiene trazado parabólico y se sitúa en las almas del cajón. Enlazando con éste, y a lo largo de una parte del vano 2, se tiene un pretensado de continuidad de positivos que también tiene trazado parabólico. Está formado por 4 tendones de 31 cordones de 0.6" y 4 tendones de 27 cordones de

0.6". En la zona final del vano 4 hay un pretensado de refuerzo de positivos con trazado igualmente parabólico y alojado en las almas, formado por 8 tendones de 24 cordones de 0.6". Finalmente se tiene el pretensado de continuidad de positivos del vano principal, de trazado paralelo a la tabla inferior de la sección cajón, en la que se aloja, formado por 16 tendones de 21 cordones de 0.6".



Fig. 5 Izquierda, abajo, vainas de pretensado de continuidad en vano central. Derecha, pretensado de positivos vano 4

La tipología de las pilas difiere en función de su ubicación en el embalse, de las solicitaciones que reciban, de su vinculación al tablero y del proceso constructivo del tramo de tablero que soporten.

La pila 1, situada en una de las márgenes del embalse, tiene sección rectangular hueca, con unas dimensiones exteriores 3.00 x 5.30 m, y espesor de pared 0.30 m. La cimentación es directa, de dimensiones 9.00 x 9.00 x 2.50 m. En esta pila se dispusieron dos aparatos de apoyo de teflón tipo POT, uno de los cuales es guiado longitudinalmente, y el otro libre. El alzado se ha ejecutado con un hormigón HA-30, y su cimentación con un HA-25.

Las pilas del vano principal, que se empotran en el tablero y sobre las que se realiza el avance por voladizos sucesivos, están formadas por un par de pantallas macizas rectangulares de dimensiones 2.00 x 6.00 m empotradas en el tablero. Sus ejes se encuentran separados 8.00 m en dirección longitudinal.



Fig. 6 Izquierda, ejecución de pila 3, y recinto de tablestacas en península rodeando el encepado. Derecha, pila 2 finalizada.

Cada una de las pilas del vano central está cimentada sobre un encepado de dimensiones 20.0 x 12.00 x 4.00 m, que descansa en 10 pilotes de diámetro 2.00 m, agrupados en dos alineaciones de 5 pilotes coincidentes en alzado con cada uno de los fustes de las pilas y por tanto con una separación entre ejes de 8.00 m en la dirección longitudinal. La separación transversal es de 3.00 m. Los pilotes se encuentran empotrados en la roca sana, en una longitud variable en función del grado de alteración encontrado en la ejecución de cada pilote según un criterio descrito posteriormente. Los pilotes se han ejecutado al abrigo de un recinto de tablestacas realizado en una península provisional.

Los estribos son cerrados, con alturas máximas de aproximadamente 8.10 y 10.30 m respectivamente. En el estribo 1 se han construido sendos muros en vuelta con aletas cortas. En el lado izquierdo del estribo 2 ha sido necesario ejecutar un muro en vuelta de unos 35.50 m de longitud para poder realizar los desvíos de tráfico necesarios durante una parte de las obras. En el lado derecho del estribo 2 la longitud del muro es de 12.00 m para evitar que las dimensiones del cono de tierras por delante del estribo fueran excesivas.

4. Geología y geotecnia de cimentaciones

Durante la fase de Estudio de Alternativas a presentar al concurso, se realizó un estudio geológico y una serie de reconocimientos geotécnicos para poder analizar las condiciones de cimentación y la viabilidad de la ejecución de las cimentaciones en el vaso del embalse.

Desde el punto de vista geológico, los materiales observados en el entorno de la obra son pizarras del Silúrico con intercalaciones cuarcíticas en algunas juntas. En general el material aparece en estado moderadamente sano, con una estratificación subvertical y una serie de familias de discontinuidades.

En cuanto a los reconocimientos geotécnicos, en junio de 2004 se realizó una primera campaña de tres sondeos desde una plataforma flotante en el embalse de Ricobayo, con longitudes comprendidas entre 11.40 y 15.60 m, en puntos situados a profundidades de entre 15.00 y 31.50 m. Uno de los sondeos se llevó a cabo aproximadamente en la zona central del embalse, y los otros dos a una distancia de aproximadamente 85.00 m del anterior.

Los registros de los sondeos mostraron un espesor variable de sedimentos de colmatación del embalse, entre 0.50 m en el más cercano a la orilla, y unos 4.85 m en el situado en la zona central del vaso del embalse. Inmediatamente después de los sedimentos se observó que afloraba el sustrato rocoso, con un grado de alteración ligeramente variable y clasificado como G II-III. En los sedimentos se realizó un solo ensayo SPT, y se tomaron 10 testigos en roca que se ensayaron para determinar su resistencia a compresión, obteniéndose una compresión mínima de 9.30 MPa, y un valor máximo de 96.90 MPa.

En la fase de redacción del proyecto, en julio de 2005, se realizaron tres sondeos adicionales, en las zonas de cimentación de los estribos y la pila 1. Estos reconocimientos mostraron la existencia de un primer estrato de rellenos antrópicos de espesor variable entre 0.80 m y 3.40 m, seguido de un estrato pizarroso alterado de potencia aproximada 1.00 m, tras el que se detectó la pizarra sana, con compacidad y dureza altas. Los ensayos de resistencia a compresión simple realizados mostraron valores de entre 3.30 y 38.20 MPa.



Fig. 7 Vista de la ejecución de sondeo en embalse desde estribo 1 y excavación en cimentación de pila 1

A partir de estos reconocimientos, el Servicio de Geotecnia de la Dirección Técnica de FCC Construcción S.A. definió las condiciones de cimentación a tener en cuenta.

En los estribos y en la pila 1 se proyectó una cimentación directa, con un valor de la tensión admisible de 0.50 MPa, apoyando en roca con grado de alteración G II-I. En estas cimentaciones se adoptó una limitación geométrica de forma que la cota de apoyo debía garantizar que la separación mínima entre el borde exterior de la zapata y el talud fuera al menos igual al ancho de la zapata.

En cuanto a las cimentaciones profundas, se estableció en primer lugar una limitación geométrica para cada grupo de pilotes, de forma que el borde exterior del grupo debía quedar a una distancia del borde del talud igual o mayor al ancho del grupo equivalente.

En cuanto a las longitudes de empotramiento de los pilotes en la roca, las longitudes mínimas de empotramiento estimadas en la fase de concurso en aproximadamente 2,00 diámetros para obtener un tope estructural de 6.50 MPa se aquilataron en la fase de proyecto. Así se establecieron unas longitudes mínimas entre 2.50 m y 3.50 m para obtener un tope estructural de 5.00 MPa, y de entre 3.50 m y 5.00 m para conseguir un tope de 6.00 MPa. Estos intervalos en las longitudes mínimas de empotramiento obedecen a una relación establecida entre las velocidades de avance esperado para máquinas de alto par trabajando con útiles de widia a rotación, el grado de meteorización de la roca, la carga de hundimiento en punta del pilote, y el empotramiento necesario para grados de meteorización III-IV o menores. Esta relación permitió definir una aplicación práctica para la obra mediante la cual, a medida que se iban produciendo los distintos tramos de avance de la excavación del empotramiento en roca, se iban obteniendo las velocidades medias ponderadas a origen. Así se podía situar en cada momento el avance de la excavación en una tabla de velocidades-empotramiento, que permitía determinar cuando podía darse por finalizada la excavación.

5. Aspectos relativos a la construcción

El proceso constructivo estudiado en la fase de proyecto determinó la alternativa tipológica y de encaje de entre todas las barajadas para el concurso de proyecto y obra, dado que la fase crítica de ejecución de la obra era la relativa a la ejecución de las cimentaciones de las pilas del vano principal, y una vez descartadas por razones económicas las alternativas en las que la cimentación era independiente del nivel del embalse.

Como ya se ha apuntado, la ejecución de los pilotes de las pilas centrales debía realizarse al abrigo de sendos recintos de tablestacas realizados en unas penínsulas provisionales, y durante un período de tiempo acotado en el cual se preveía que la cota de la lámina de agua no superase la cota 663.00. Simultáneamente, se procedería a la ejecución en seco de las cimentaciones del estribo 1 y la pila 1, así como a la ejecución de los alzados de los mismos, y a posterior cimbrado, encofrado, ferrallado, hormigonado y tesado desde ambos extremos del tablero correspondiente al vano 1 y aproximadamente los L/6 del vano 2 ejecutados sobre cimbra. Se preveía que tanto la ejecución de los arranques de pilas como de la fase 1 del tablero fueran simultáneas al periodo en el que la cota de lámina de agua en el embalse estuviera limitada a la 663.00.



Fig. 8 Vista de las penínsulas desde el puente existente, hincado de camisas en península 1 y excavación en península 2

Precisamente la única modificación sustancial en el proceso constructivo previsto fue el hecho de que el retraso en el comienzo de las obras respecto a las fechas estimadas sólo permitió la realización de las penínsulas provisionales durante el verano de 2005, quedando las penínsulas sumergidas en el embalse durante varios meses, ralentizándose el ritmo de la obra durante el invierno siguiente, ejecutándose el vano 1 y los L/6 del vano 2.

La ejecución de los 20 pilotes de diámetro 2.00 m, sus encepados y las pilas del vano central se realizó finalmente entre los meses de junio y octubre de 2006. Esto permitió ejecutar las dovelas cero inmediatamente después de la nueva subida del nivel del embalse, habiéndose completado la ejecución de los alzados de pilas sin necesidad de recrecer el recinto de tablestacas en las penínsulas, circunstancia prevista en caso de subida del nivel del embalse antes de finalizar la construcción de los fustes de las pilas, de forma que se pudiera completar la ejecución de alzados de pilas utilizando sendas grúas torre que recibirían suministro de materiales, en caso de ser necesario, desde el tablero del vano 1 la de la pila 2, y desde la margen del embalse la de la pila 3.

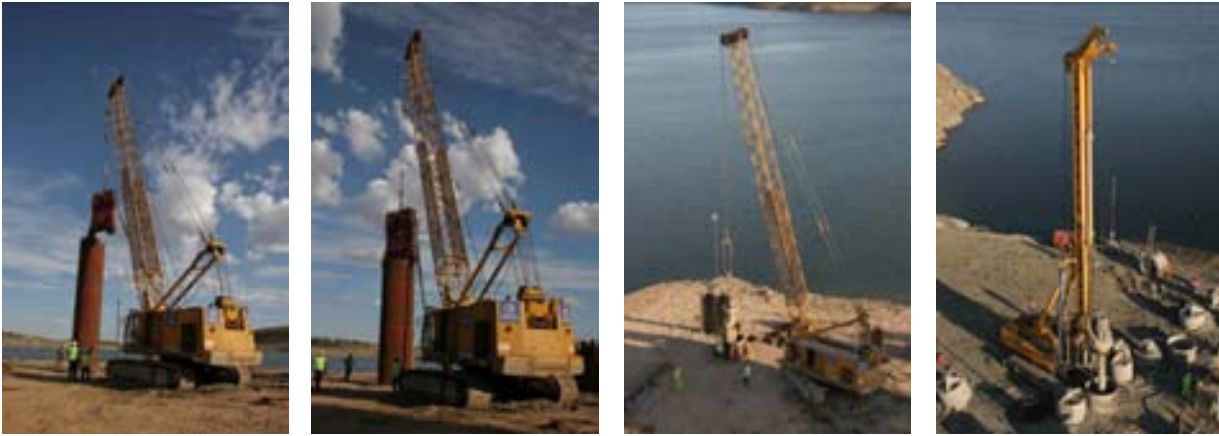


Fig.9 Secuencia de hincado de la primera camisa de chapa en península 1, y excavación en península 2

La ejecución de las dovelas cero, con una longitud total sobre cada pila de 17.00 m, se realizó por fases, sustituyéndose la configuración de diafragmas en V inicialmente prevista por sendos diafragmas verticales a modo de continuación de los fustes de las pilas, para facilitar su ejecución a pesar de suponer una transferencia de cargas del tablero a los fustes menos directa en caso de actuación de esfuerzos de flexión descompensados a uno y otro lado de la pila. La secuencia de ejecución de las dovelas cero es la convencional de una sección cajón, con la complejidad añadida del montaje y desmontaje de encofrados interiores por la presencia de los diafragmas.



Fig.10 Dovela cero sobre pila 2 antes del hormigonado de la losa superior, y vista general durante la ejecución de dovelas cero

El montaje de los carros de avance sobre las dovelas cero fue igualmente complejo. En la obra se han empleado dos parejas de carros propiedad de FCC Construcción, previamente empleados en una obra similar, ligeramente adaptados a las condiciones de peralte y dimensiones de la sección transversal. El peso de cada uno de los carros es de 750 kN, y su capacidad de carga de 2000 kN. El peso de la dovela más pesada a ejecutar ha sido de 1665 kN.



Fig.11 A la izquierda, carro de avance montado sobre pila 3 y a la derecha fase inicial de montaje en pila 2

Cada uno de los carros de avance es una estructura metálica que avanza conforme progresa la ejecución de las dovelas sobre unos carriles dispuestos sobre las almas de la sección cajón. El apoyo de los carros sobre la dovela extrema se realiza en sendos apoyos próximos al extremo de la dovela, y en una serie de barras situadas en su parte trasera. Los taladros correspondientes a estas barras, junto con la estrechez de la plataforma y la importante luz del tramo principal motivaron la necesidad de disponer dos niveles de cables de pretensado de construcción en una parte de la losa superior, para lo que se aumentaron las dimensiones de las cartelas de unión entre almas y losa superior.



Fig.12 Apoyo del carro en el frente de la última dovela ejecutada y barras de anclaje en su parte trasera

En relación al avance en voladizo, hay que señalar que los inconvenientes de plazo derivados de la imposibilidad de ejecutar las cimentaciones en el verano de 2005 impusieron la necesidad de reducir al máximo el plazo de ejecución del tablero. Este retraso se compensó parcialmente durante esta fase, en la que se redujo el plazo de ejecución de la secuencia de construcción de una dovela – que comprende el posicionado del carro de avance, ferrallado, hormigonado, tesado, comprobación de cotas, y de nuevo avance de carro – a un periodo de cinco días, frente al plazo habitual de siete días.



Fig.13 Dos fases del avance en voladizo. Ejecución de dovelas 2 (arriba) y dovelas 8 (abajo)

Simultáneamente a la fase final de los trabajos de avance en voladizo, se realizó la ejecución del cimbrado, encofrado, ferrallado y hormigonado del tramo final del vano 4.

La fase final de ejecución del tablero comprendió las labores relativas al hormigonado de las dovelas de cierre, situadas en el centro del vano principal y en la zona de contacto entre la fase 1 y la parte del vano 2 ejecutada por avance en voladizo. Una vez cerrado el tablero, se procedió al tesado del pretensado de continuidad, primero entre la fase 1 y el vano 2, posteriormente en el vano 4, y finalmente en el vano central.



Fig.14 Fase final del avance en voladizo, previa a la ejecución de las dovelas de cierre

La ejecución de la obra finalizó con la ejecución de los accesos y la retirada del material granular de las penínsulas provisionales.

6. Control geométrico durante las fases de avance en voladizo

Finalmente hay que hacer mención al correcto control de las deformaciones llevado a cabo durante la ejecución de los tramos por voladizos sucesivos, para lo que en primer lugar se llevó a cabo un análisis paso a paso en el tiempo empleando el programa HIPER, desarrollado por FHECOR Ingenieros Consultores. Con anterioridad al propio análisis, el laboratorio central de FCC Construcción realizó una serie de ensayos de compresión simple a 2, 7 y 28 días, así como ensayos de flexotracción y de módulo de deformación longitudinal sobre probetas de un hormigón similar al que se iba a emplear en la ejecución del tablero. Además se han realizado ensayos de fluencia y retracción en el laboratorio de Materiales de Construcción de la ETS de Caminos de Madrid sobre probetas de la misma amasada, empleándose dos probetas para los ensayos de fluencia y una probeta para el ensayo de retracción.



Fig.15 Extremos de las T's antes de la ejecución de las dovelas de cierre en vanos 2 (izquierda) y central (derecha)

Las contraflechas previstas para cada punto de cada T, y por tanto las cotas previstas de colocación de los encofrados antes de ejecutar cada dovela, se ajustaron antes de comenzar el proceso de avance a partir de la rasante teórica y de la estimación de las deformaciones en cada punto desde el instante de colocación del encofrado hasta el instante teórico de estabilización de las deformaciones reológicas.

El control durante las diferentes fases de la obra se realizó a través de sucesivas lecturas y ajustes de las posiciones de hormigonado de cada nueva dovela, midiendo en unos puntos de replanteo dejados al efecto cerca de la junta hormigonado entre dovelas, y midiendo en los instantes previos al hormigonado de la dovela y tras el tesado de la misma. Además del punto extremo se leían las tres juntas anteriores y en una de cada tres juntas entre la extrema y la pila. Por otro lado en las fases iniciales se realizaron una serie de medidas más exhaustivas para ajustar las deformaciones previstas para el carro. Por último, en dos fases intermedias se tomaron los puntos correspondientes a toda la longitud de la T.

Dado que la secuencia más rápida de lo habitual en la ejecución de cada dovela no permitía, en general, realizar el movimiento del carro a primera hora de la mañana, se daba una cota aproximada para su colocación teniendo en cuenta una estimación de los movimientos debidos al soleamiento, que alcanzaron los 80 mm en las dovelas extremas, ejecutadas a principios de verano.

Enviadas desde la obra las mediciones, y plasmadas estas en las tablas correspondientes, la estimación de las diferencias entre los valores medidos y los estimados permitía el ajuste rápido de las cotas de posicionamiento del carro.



Fig.16 El nuevo puente terminado, durante la prueba de carga

La convocatoria del concurso de proyecto y obra del Nuevo Puente de Manzanal se publicó en junio de 2004, abriéndose al tráfico el puente en noviembre de 2007. Durante este periodo han tomado parte en el estudio de alternativas, proyecto, y ejecución de la obra, entre otros, José Luis Álvarez Poyatos, José Ignacio González Esteban, y David Arribas Mazarracín en los aspectos estructurales, Alberto Escanilla y Jose Manuel Gutiérrez Manjón en la parte geotécnica y Victor Flórez Casillas en el estudio de la cota de coronación de las penínsulas, todos ellos en la Dirección Técnica de FCC Construcción. Por parte de FHECOR, participaron en la redacción del proyecto y la Asistencia Técnica durante la obra Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey, Francisco Prieto Aguilera, Sergio Espejo, Javier Ezeberry, y Alberto Muñoz Tarilonte. En la obra participaron, por FCC Construcción, Julio Ruiz Cabrero como Jefe de Obra, Miguel Ángel Vicente Ramos como Jefe de Producción, y Manuel Gregorio como topógrafo. El Director de la Obra por parte de la Diputación de Zamora fue Ángel Macho Jiménez, asistido por INZAMAC en el control de ejecución y por ATP en la revisión del proyecto.