

Refuerzo y ampliación del puente histórico sobre el río Cinca en Monzón, Huesca

Reinforcement and extension of the historic bridge over the Cinca River in Monzón, Huesca

Ignacio García Caveró ^a, Luis Matute Rubio ^b, Ignacio Pulido Sánchez ^c, Carlos Jiménez Solanas ^d Teresa Vidal Fernández de Tejada ^e, Germán Martín Marco ^f

^aMáster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Unidad de Carreteras del Estado en Huesca. Ministerio de Fomento

^bMáster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director General IDEAM, S.A.

^cMáster Ingeniero de Caminos, Caminos, Canales y Puertos. Director Dpto. de Mantenimiento, Insp. y Rehab. IDEAM, S.A.

^dMáster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Proyectos IDEAM, S.A.

^eMáster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Asistencia Técnica. Curva Ingenieros.

^fMáster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Obra. Altius. SA

RESUMEN

La reparación del puente sobre el río Cinca en Monzón, Huesca, construido hacia los años 1940 e integrado por 7 vanos con una tipología de arcos de tablero superior, se diseña mediante un encamisado o recrecido de la sección transversal de los arcos con hormigón autocompactable, un refuerzo de los montantes y la ampliación de la plataforma para mejorar las prestaciones de la infraestructura gracias al aumento de calzada y a la implantación de una acera lateral de 2,25 m de ancho que mejore la accesibilidad, permitiendo albergar en el futuro la presencia de un carril bici.

ABSTRACT

The bridge over the Cinca River in Monzón, Huesca, was built around the 1940s and it is a deck arch bridge composed of 7 spans. The works consisted of strengthening the cross section of the arches by adding self-compacting concrete, reinforcing the upright elements and widening the platform to improve performance by increasing the width of the roadway and the addition of a 2.25 m wide sidewalk that improves accessibility, also allowing for future bike lane.

PALABRAS CLAVE: refuerzo, ampliación puente arco histórico, Ribera, hormigón armado, encamisado

KEYWORDS: reinforcement, expansion historic arch bridge, bank, reinforced concrete, concrete caising

1. Descripción de la estructura

El puente sobre el río Cinca en Monzón está enclavado en el curso medio de este caudaloso afluente del Ebro, unos 30 km aguas abajo de los embalses de Grado y Mediano que lo regulan en cabecera.

Se trata de un puente formado por una sucesión de arcos rebajados de hormigón armado de siete vanos de 30,50 metros de luz entre ejes de pilas formado cada uno por tres nervios (figura 1).



En el actual emplazamiento del puente hubo con anterioridad dos estructuras que fueron demolidas, un puente colgante construido en 1844 y un puente metálico construido en 1875 que posteriormente volaron en el año 1938 durante la Guerra Civil.

El actual puente se inició su construcción el año 1938, si bien únicamente se construyeron las cimentaciones hasta que ya concluida la Guerra Civil, en 1940, se construye el resto de la estructura.

La construcción de la estructura se realiza usando los criterios y materiales del sistema Melan-Ribera. Este sistema ya era por aquel entonces una tecnología constructiva plenamente aceptada en España, unificando Eugenio Ribera los criterios fundamentales de la patente austriaca existente y su conocimiento del sistema Hennebique. Ribera desarrolló una colección de Obras de paso para carreteras de tercer nivel donde desarrollaba distintas soluciones de tableros de esta tipología para distintos rangos de luces, “Colección oficial de puentes en arco de hormigón armado”.

De acuerdo a la documentación existente, las cimentaciones de pilas y estribos se corresponden con cimentaciones semi-profundas, formadas por cajones hincados de hormigón armado ejecutados con la ayuda de aire comprimido.

Los estribos son de hormigón en masa reproduciendo en su muro de frente la geometría de las pilas, como pueden ser los

plintos de apoyo de los arcos, y ampliados con un cuerpo de 5,00 m de alto por 10,40 m de ancho con muros de acompañamiento de contención de tierras, separados 9,00 m. Tanto los estribos como las pilas constan de zócalo, basamento, impostilla, cuerpo superior y coronación (figura 2).



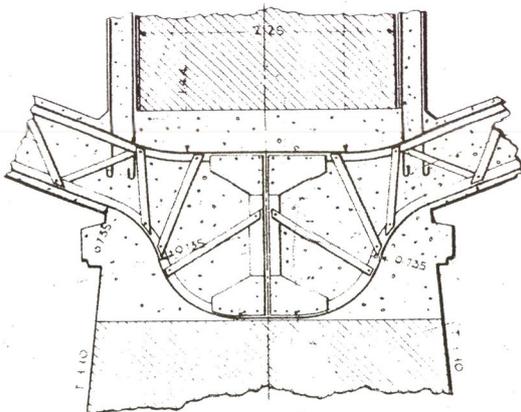
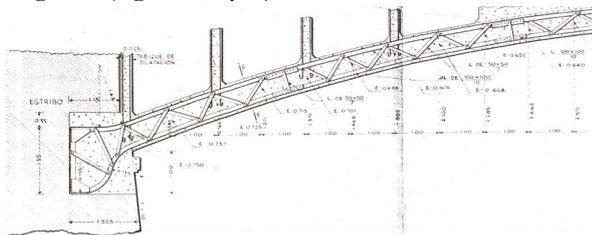
Las pilas son de hormigón en masa, de planta rectangular y con sendas áreas adosadas semicirculares aguas arriba y abajo respectivamente, que se elevaban formando troncos de cono, proporcionando un perfil hidrodinámico. Sobre estas pilas se disponen unas tabicas rectangulares de separación entre arcos.

Las pilas, en la zona de arranque de los arcos, tienen un espesor de 2,80 m siendo los parámetros de su cuerpo inferior inclinados con talud de un decímetro (1/10); el cuerpo superior tiene un ancho de 2,25 m y una longitud de 7,20 m, con un pilastrón o cuerpo saliente apoyado sobre los tajamares de 1,40 m de ancho por 0,80 m de saliente (figura 3).



El puente está formado por una sucesión de arcos de hormigón armado empotrados en las pilas, resultando siete vanos de 30,50 m de luz entre ejes de pilas. Cada uno de los vanos se abordó mediante la construcción de tres arcos (nervios) de hormigón de 28,00 m de luz y una flecha de 2,80 m sobre los que, mediante montantes se erigió una losa armada que formaba el camino de rodadura. Los detalles de los montantes y losa son los descritos por Eugenio Ribera en su Colección de Obras de Paso, pudiéndose tomar dicha información de referencia.

Los arcos son de 1,00 m de ancho y 0,65 m de canto medio (de acuerdo con mediciones en campo) con una relación flecha/luz de aproximadamente 1/10 e intereje entre arcos de 3,10 m. Se disponen 8 montantes por vano, tres a cada lado, separados 2,00 m, de altura variable entre 1,00 y 2,70 m. En la zona central, la losa superior se apoya en el arco en 12,25 m de longitud (figuras 4 y 5).



La losa del tablero tiene unos 10 m de ancho (de acuerdo con mediciones en campo),

con voladizos de 1,10 m. La separación entre ejes de arcos es de 3,10m.

1. Daños y patologías existentes

Los principales daños existentes en la estructura son de origen durable, se localizan principalmente en los arcos y los montantes, pudiendo suponer una merma significativa de su capacidad portante, y por ende, de su seguridad estructural.

La particularidad del proceso constructivo de los arcos, (la armadura de los arcos servía también como soportes del encofrado, habiendo entrado en carga desde el principio del proceso constructivo durante la puesta y el fraguado del hormigón), con armadura formada por perfilera en doble L, lo que propiciaría zona de hormigón de unos 15 cm de ancho y pocos centímetros de espesor sin armar, unido a la presencia de sales fundentes utilizadas en la vialidad invernal y de un clima adverso, con una clase de exposición agresiva para los hormigones, han propiciado el ataque por corrosión en las platabandas de estas armaduras, que va ocasionando desgajes sistemáticos de fragmentos de hormigón de recubrimiento, de dimensiones notables, que dejan al aire las armaduras a lo largo de tramos considerables.

Esta patología, típica de los puentes construidos mediante esta técnica de autocimbra metálica, se presenta de forma generalizada en todos arcos, a lo largo de los cuales se pueden observar tanto en las secciones de arranque, riñones o clave.

En muchos casos el hormigón de recubrimiento ya está desprendido, dejando vistos y expuestos los perfiles laminados, y en otros muchos, se observan grandes grietas longitudinales en los esquinazos de la sección del arco en claro aviso del desprendimiento inmediato del recubrimiento (figuras 6 y 7).



Con carácter general, los montantes que presentan los principales daños se corresponden con los montantes de 2,70 m de altura, situados sobre los arranques del arco. El agua con alto contenido de sales fundentes, que se infiltra desde la plataforma a través de la junta de dilatación con la pila/estribo, así como los propios ciclos de hielo-deshielo, ha generado la degradación del hormigón de recubrimiento en las esquinas, siendo visibles múltiples desconchones en donde se puede apreciar el estado de corrosión de sus armaduras (figura 8).

A nivel de daños en el resto de montantes es de destacar el número de montantes en cuyo arranque se observa la formación de una fisura/grieta que recorre, prácticamente, toda la longitud de la base (figura 9).

Del estudio de esta patología, no es de descartar que la aparición del daño sea debida por la ejecución en segunda fase del alzado del montante, lo que ligado a un detalle de solape de la armadura lisa insuficiente (este tipo de armaduras solapa ancla y solapa mediante cruce de garrotas, no por adherencia) y la utilización de hormigones sin control adecuado del tamaño máximo del árido ni del proceso de vibración, habría motivado el desarrollo de la grieta por el plano de debilidad que supone la junta.

Por último, a nivel de losa, es de resaltar que en la cara inferior de losa son visibles numerosos desconchones que dejan visible la parrilla inferior de armado, con signos

avanzados de corrosión. Al igual que ocurre en los montantes, estos daños se concentran en las inmediaciones de las juntas de dilatación con las pilas y estribos, por ser puntos de entrada de agua que inician el proceso de degradación del hormigón y la corrosión de armaduras (figura 10).



Figura 10. Desconchones en losa en zona de junta.

2. Actuaciones de reparación previstas

Las principales actuaciones de reparación proyectadas se corresponden con el:

- Refuerzo de arcos.
- Refuerzo de montantes.
- Ejecución de nueva losa de hormigón en ampliación de tablero.

3.1 Refuerzo de arcos

Con objeto de satisfacer los niveles de carga impuestos por la nueva losa que permite la ampliación del tablero y por la aplicación sobre ésta de los actuales trenes de sobrecarga de la normativa vigente se hace necesario aumentar la capacidad portante de los arcos existentes debido a la insuficiencia resistente intrínseca de los materiales de la época empleados en su construcción, agravada por los severos daños que presenta la estructura.

El refuerzo de los arcos se resuelve mediante la ejecución de un encamisado perimetral en hormigón armado de la sección

del arco. La sección rectangular actual del arco de 1,00m de ancho y 0,65 cm de canto se aumentará a una sección de 1,30 m de ancho y un canto de 0,90 m, lo que supone que el recrecido perimetral del arco será de 15 cm en su cara inferior, 10 cm en su cara superior y de 15 cm en sus caras laterales (figura 11).

En la zona de macla, el recrecido perimetral a 4 caras del arco exento se restringe a un recrecido solo a 3 caras: caras laterales e inferior (figura 12).

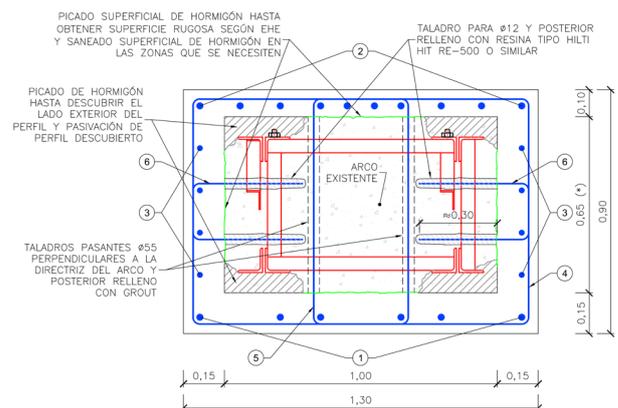


Figura 11. Sección tipo de encamisado en zona de arranque

Gracias a esta solución se posibilitó, mediante la colocación de la pertinente armadura longitudinal que dictaba el cálculo, el refuerzo a flexión compuesta a negativos y a positivos. En el arranque del arco, la armadura longitudinal del refuerzo estaba compuesto por 6 barras de Ø32 en la cara superior del arco y de 10 barras de Ø25 mm en su cara inferior. A medida que nos alejamos de la sección pésima del empotramiento, estas cuantías se van reduciendo.

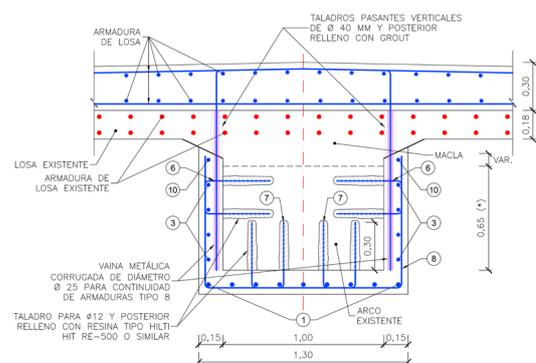


Figura 12. Sección tipo de encamisado en zona de macla

La mejora de la capacidad resistente frente a esfuerzos cortantes y la necesidad de proporcionar el adecuado cosido frente a esfuerzos rasantes que garanticen la respuesta monolítica de la sección, hizo necesaria la disposición unas familias de armaduras transversales. Una primera familia consistiría en la disposición de un cerco transversal en el perímetro del refuerzo, mientras que la segunda familia estaba compuesta por cercos cuyas ramas verticales, mediante taladros pasantes, atravesaban todo el canto del arco actual.

El despiece de cada uno de estos cercos se materializaba mediante la utilización de 4 barras en forma de “L”. Una vez ejecutados los taladros, el cerco se materializa mediante la introducción de dos “L” desde la boca del taladros en la cara inferior del arco y otra dos “L” invertidas desde la boca del taladro de la cara superior, cerrando de esta forma la geometría del cerco.

La colocación de estas armaduras con este procedimiento no presenta dificultad técnica alguna en la zona de arco exento, No obstante, en la zona de macla se tenía la problemática de cómo disponer estas armaduras transversales sin poder afectar al tráfico en plataforma, y con la necesidad añadida de tener acometido el recrecido del arco con antelación a poder acceder a cualquier tipo de trabajo en la plataforma.

Para solventar esta dificultad técnica se optó por el uso de vainas metálicas corrugadas, análogas a las empleadas en la técnica del hormigón postensado. Estas vainas se dejan embebidas en el hormigonado del recrecido del arco, atadas a las ramas verticales de las “L” del cerco inferior. Hormigonado el arco, y una vez se tenga acceso a la plataforma, se descubre la boca superior de la vaina y se introduce en segunda fase la armadura pendiente para cerrar el cerco (figura 13).



Figura 13. Detalle de vainas dispuestas en zona de macla

El diseño de los encofrados empleados en la construcción del encamisado de los arcos se realiza para admitir un hormigonado en una única fase. El sistema de encofrado estaba constituido por unas mesas de encofrados de unos 4 m de longitud, dotadas en sus extremos de unas rótulas. Estas rotulas entre mesas de encofrado son las responsables de adecuar el refuerzo a la geometría curva del arco. Adaptada la geometría entre ménsulas, se procede al bloqueo de la rótula para llevar a cabo la operación de hormigonado con un hormigón autocompactable (figura 14). El motivo de acudir a este tipo de hormigón en vez de a un hormigón convencional reside en la necesidad de realizar los recrecidos de los arcos a sección completa y, por tanto, sin posibilidad de introducir vibradores en el interior de los encofrados.

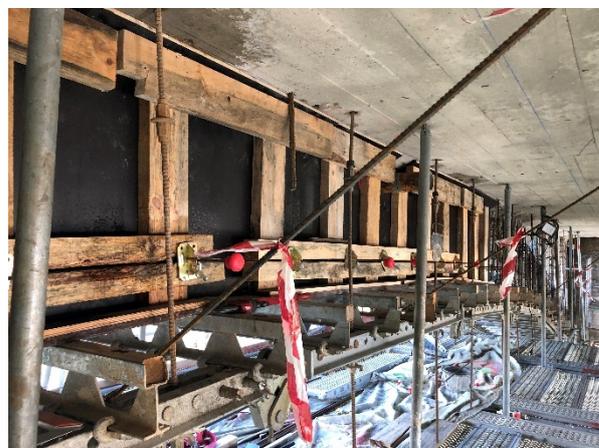


Figura 14. Detalle de mesas de encofrado colgado en recrecido de arco.

Con esta solución de encofrado y andamios colgados se satisfizo unos de los principales condicionantes del proceso constructivo, consistente en minimizar la ocupación temporal del cauce, debido a la protección ambiental del emplazamiento (figura 15).



Figura 15. Vista general de andamios colgados.

3.2 Recreido de montantes

A nivel de montantes, la reparación de la estructura contempla 3 actuaciones diferentes:

- Recreido lateral de montantes.
- Demolición y reconstrucción del primer montante junto a pilas P1, P3; P4 y P-6.
- Eliminación del primer montante del arco junto a estribos y pilas E-1, P-2, P-5 y E-2.

Con carácter general, a excepción de los primeros montantes situados junto a las pilas y estribos que tienen un tratamiento específico, el resto de montantes del arco serán reforzados mediante un recreido lateral (15 cm por cada lateral) en hormigón armado, autocompactable (figura 16).

Este recreido proporciona al montante existente el mecanismo y la capacidad resistente adecuada para satisfacer los nuevos niveles de carga de estos elementos, y su correcto funcionamiento como elemento biarticulado entre el arco y la losa del tablero.

En el armado de este recreido lateral de montantes, nuevamente, y por motivos análogos, se recurrió al empleo de vainas metálicas que se dejan embebidas en el hormigón, para en segunda fase, desde plataforma, introducir a su través la armadura

necesaria para el solape y la transmisión de esfuerzos con las barras dispuestas en primera fase en el seno del recreido.

El tablero presenta continuidad de losa sobre la pila, sin la presencia de juntas de dilatación.

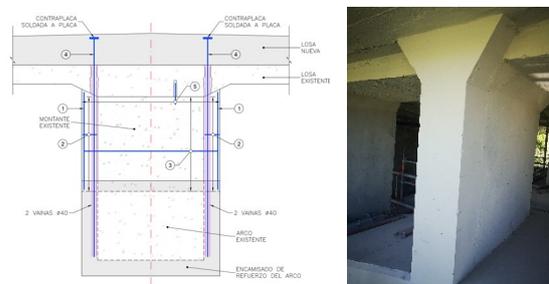


Figura 16. Detalle de recreido lateral de montante.



Figura 17. Reconstrucción de montantes

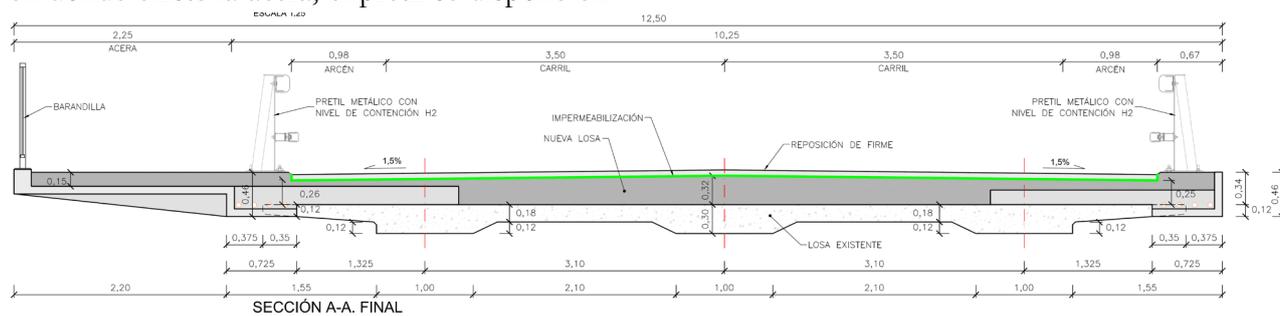
En pilas P1, P3; P4 y P-6, se procede a la demolición del montante existente y a su reconstrucción posterior. El nuevo montante, elimina el actual hueco de unos 5 cm entre montante y pila y deja de estar conectado en cabeza a la losa existente para disponer de un capitel en donde se alojarán los futuros aparatos de apoyo. La nueva armadura del montante se anclará en los alzados de las pilas (figura 17).

3.3 Nuevo tablero

Con objeto de mejorar las prestaciones de la estructura se proyectó la ejecución de una nueva losa sobre el tablero existente que permita aumentar el ancho de la calzada actual a la par que permitía la dotación de una acera peatonal a través de la cual discurrirá un futuro carril bici en mejora de la integración urbana de la estructura.

La sección final presenta un ancho de 12,50 m, asimétrica, que permitirá albergar una calzada de 9,00m, (un carril por sentido de 3,50m y sendos arcenes de 1,00m de ancho) y una acera peatonal en su lateral de aguas abajo con un ancho de unos 2,25 m. Como sistema de contención, en cumplimiento de la normativa vigente, se dispondrá un pretil metálico de nivel de contención H3. En el lateral de aguas abajo en donde existe la acera, el pretil se dispone en

separación entre ésta y la calzada, mientras que en el lateral de aguas arriba se dispondrá sobre un zócalo de 0,67 m de ancho (figura 18).



En proyecto, la ejecución de la ampliación se resolvía mediante el uso de un encofrado colgado móvil (carro de avance) en el voladizo de acera. Posteriormente, en fase de obra, este sistema se sustituyó por el empleo de prelasas prefabricadas en ambos voladizos laterales.

A diferencia de las prelasas del lateral de aguas arriba, (voladizo de 60 cm) el importante vuelo del voladizo de acera (2,25m) supuso cierto reto en su diseño para garantizar la estabilidad de la prelosa durante la operación de ferrallado y hormigonado, controlar la deformabilidad de la prelosa, así como para garantizar el buen comportamiento resistente del voladizo actual del tablero encargado de recibir las cargas que la prelosa le transmite.

El diseño final de la prelosa se resolvió mediante unidades de 2 m de anchura, dotadas de dos nervios principales como elementos resistentes (figura 24).

Cada prelosa está dotada en sus nervios de dos apoyos, donde, debido a la tendencia al vuelco de las prelasas, uno trabaja a compresión y otro a tracción. El más próximo

al borde del tablero, (a compresión), se materializa mediante unas placas de reparto de 100x100x10 mm, mientras que el apoyo traccionado se resuelve mediante dos varillas roscadas, una a cada lado del nervio, y un perfil metálico de retención formado por un UPN 80.



Figura 19. Instalación en obra de prelasas

- Implantación en obra de un doble sistema de apoyo por nervio, duplicando tanto el apoyo comprimido, como el traccionado (figura 19).

- Realización de una prueba de carga de la propia prelosas en las instalaciones del prefabricador, para verificar tanto su capacidad portante, como su flecha (deformabilidad) (figura 20).
- Realización de una prueba de carga “in situ” del voladizo actual del tablero para verificar que es capaz de resistir las importantes cargas concentradas transmitidas por las prelosas (figura 21).



Figura 20. Prueba de carga prelosa



Figura 22. Detalle de semilosa construida, con el sistema de contención implantado



Figura 23. Detalle solape en lazo de armadura transversal entre fases de hormigonado

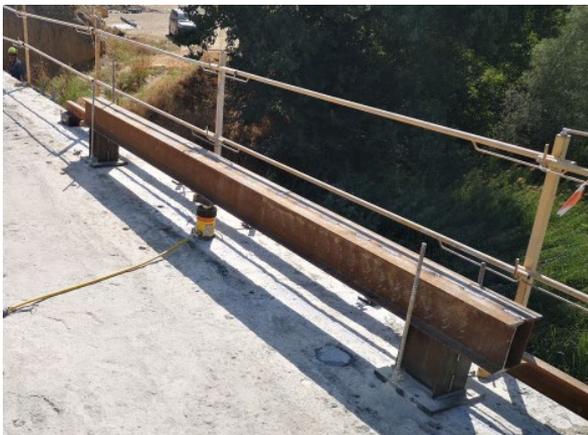


Figura 21. Prueba de carga voladizo

La losa del tablero actual presenta un total de 14 juntas de dilatación, 2 en los estribos y 12 en zona de pila ya que la configuración inicial del tablero disponía dos juntas en cada pila ubicadas entre el primer montante sobre el arco y el alzado principal de la pila. La falta de estanqueidad de las juntas existente es la causa directa por la cual estos montantes han sufrido importantes problemas de durabilidad que han obligado a actuar en la reparación y refuerzo de los mismos.



Figura 24. Vista inferior del nuevo tablero.

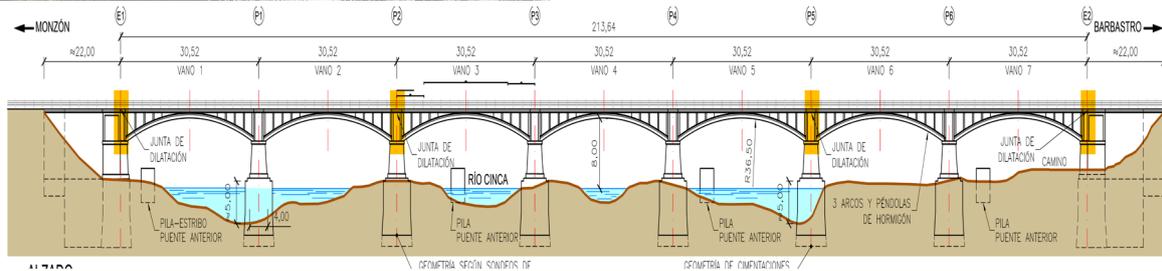


Figura 25. Secciones dotadas de aparatos de juntas de dilatación.

Una vez ejecutada la losa, se acometerán los trabajos de instalación de imbornales, impermeabilización de plataforma mediante un bitumen epoxi, aglomerado e instalación de aparatos de juntas de dilatación, para a continuación restablecer la señalización horizontal y vertical de la estructura, dando por finalizados los trabajos de acondicionamiento y mejora de la infraestructura (figura 26).



Figura 26. Vista general de plataforma.

3. Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad:	M. Fomento. Unidad de Carreteras del Estado en Huesca
Dirección de obra:	<i>D. Ignacio García Cavero</i>
Empresa Constructora:	Altius. Geotecnia y Obras Especiales. <i>D. Germán Martín Marco</i>
Diseño de solución de reparación:	IDEAM <i>D. Ignacio Pulido Sánchez</i> <i>D. Carlos Jiménez Solanas</i>
Asistencia Técnica especializada	IDEAM <i>D. Ignacio Pulido Sánchez</i> <i>D. Carlos Jiménez Solanas</i>