

Análisis de patologías, propuesta de soluciones de refuerzo y ejecución de las obras de reparación del viaducto sobre el río Duero en la A-66 (Zamora)

Analysis of pathologies, proposal of reinforcement solutions and execution of the reparations works of the viaduct over the Duero River on the A-66 highway (Zamora)

Javier Largo Maeso ^a, Luis Matute Rubio ^b, Ignacio Pulido Sánchez ^c, Enrique Bordó Bujalance ^d, Carlos Jiménez Solanas ^e, Fulei Zhou Yang ^f, Álvaro García Martín ^g, Alberto Marino Tostón ^h, Santiago Salas Fernández Polanco ⁱ

^a Máster Ingeniero de Caminos, C y P. Jefe de Unidad de Carreteras del Estado en Zamora. Mº Fomento

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

^c Máster Ingeniero de Caminos, C y P. Director Dpto. de Mantenimiento, Inspección y Rehabilitación. IDEAM, S.A.

^d Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director Dpto. de Estructuras. IDEAM, S.A.

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

^f Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A.

^g Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Jefe de Obra. Collosa

^h Máster Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Citop

ⁱ Máster Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A.

RESUMEN

El viaducto sobre el río Duero en Zamora de la autovía A-66 manifestaba una serie de patologías de carácter estructural, las cuales en los últimos años sufrieron una serie de avances significativos que aconsejaron el análisis de las mismas, el estudio de las posibles soluciones estructurales y, finalmente, la ejecución de las correspondientes obras de refuerzo. El refuerzo del tablero finalmente dispuesto se materializa adosando por el exterior una estructura de acero. Esta estructura se conecta con el cajón de hormigón existente resultando, de esta manera, una estructura mixta tradicional con hormigón de fondo.

ABSTRACT

The viaduct over the Duero River in Zamora of the highway A-66 had several structural pathologies. These pathologies suffered a significant advance during the last years triggering a more thoughtful analysis, the study of possible structural solutions, and finally, the execution of the corresponding reinforcement works. The reinforcement of the deck is materialised by the assembly of a steel structure on the exterior side of the deck. This structure connects with the existing concrete box girder bridge resulting a composite structure with double composite action.

PALABRAS CLAVE: Patología, refuerzo, cajón prefabricado, puente mixto, estructura metálica.

KEYWORDS: Pathology, reinforcement, box girder bridge, composite bridge, metallic structure.

1. Descripción de la estructura

El paso de la A-66 sobre el río Duero, en la provincia de Zamora, se realiza por medio de dos estructuras gemelas de 277,00 m de longitud y 11,70 m de ancho de tablero, cada una de las cuales da servicio a una de las calzadas de la autovía. En planta el trazado es ligeramente curvo con radio constante. Cada una de las estructuras tiene seis vanos con 5 pilas intermedias. Las luces son de 34,50m + 36,00m + 49,50m + 72,00m + 49,50m + 34,50m.

La estructura consta de cinco pilas intermedias. Las pilas P1, P2 y P5 son de hormigón armado, de fuste único de sección transversal rectangular, y ejecutadas in situ. Las pilas P3 y P4, adyacentes al vano principal, presentan una configuración específica, y constan de un plinto in situ, sobre el que se apoyan, mediante dos apoyos de neopreno, dos puntales prefabricados inclinados que conectan monolíticamente con el tablero (figura 1).

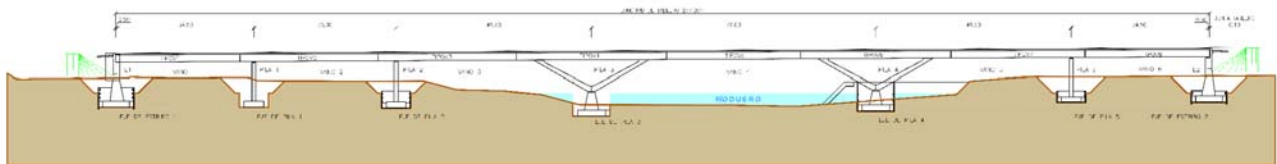


Figura 1. Alzado de la estructura.

El tablero está formado por vigas cajón prefabricadas postesadas de hormigón de 1,80 m de canto, prelosas y una losa superior de hormigón armado de 0,30 m de canto total, que disminuye linealmente hasta 0,20 m, en los extremos de los voladizos (figura 2).



Figura 2. Vista general de la estructura.

2. Principales patologías

La actuación de refuerzo de la estructura vino motivada por la presencia de una serie de daños generalizados que se entendió que afectaban a la

seguridad estructural del mismo, considerando necesario disponer un mecanismo resistente complementario que permitiera asegurar el adecuado comportamiento del tablero en el tiempo.

En ese sentido, las principales patologías que apoyaron la toma de decisiones fueron:

- **Fisuración generalizada de vigas.** La práctica totalidad de las vigas del puente presentaban numerosas fisuras longitudinales que, de alguna forma, se podría decir que eran prácticamente corridas a lo largo de toda la estructura, si bien lógicamente, su número y distribución concreta de cada viga concreta (fisura 3).

Además, parte de las fisuras habían sido instrumentadas tiempo atrás, pudiendo verificar que se trataba de fisuras “vivas” y que la evolución de su abertura resultaba desfavorable.



Figura 3. Vista general de fisura longitudinal tipo de viga.

- **Apertura de juntas entre vigas.** Los empalmes entre las diferentes vigas cajón consecutivas está resuelto mediante el tradicional sistema de barras de pretensado. Durante la realización de inspecciones previas se registró la apertura de varias de las juntas del puente y, en especial, una (1 ud) de las juntas sobre el vano principal. En la inspección posterior realizada por IDEAM se pudo constatar nuevamente la evolución desfavorable de las mismas, al detectar que la abertura de la junta abierta ya detectada había aumentado, al mismo tiempo que se había producido la abertura del resto (3 ud) de las juntas del tramo central (figura 4)

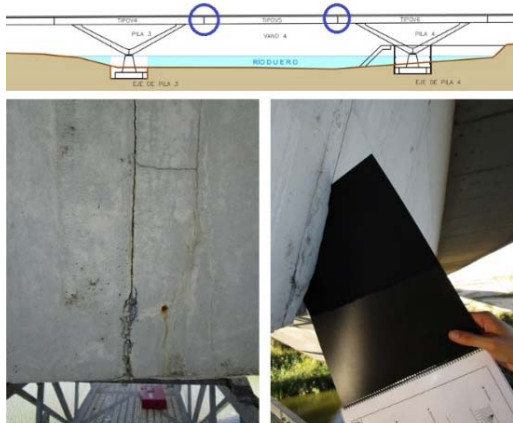


Figura 4. Apertura de juntas de continuidad entre vigas prefabricadas.

- **Evolución de flechas en centro de vano.** En la plataforma se detectan deformaciones a simple vista en los vanos sobre el río de ambas calzadas y en el vano V-2 de la calzada izquierda. Aprovechando nivelaciones previas del tablero, se pudo constatar que en el plazo

aproximado de 2 años las deformaciones del puente habían aumentado significativamente, del orden de hasta un 60% respecto a los valores anteriores, habiendo pasado la flecha media en vano de 9 cm a 15 cm (figuras 5 y 6).



Figura 5. Deformación aparente del tablero.

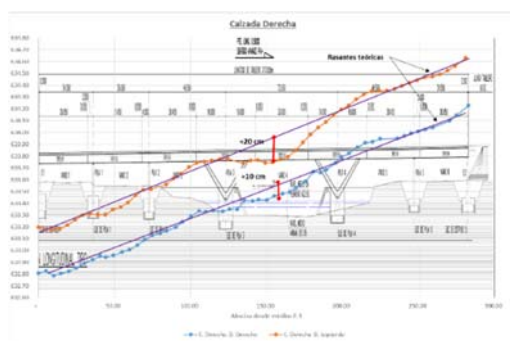


Figura 6. Nivelación del tablero. Flecha del orden de 20 cm en vano central.

3. Conclusiones de la inspección realizada

Tal y como ha quedado reflejado en el anterior apartado, la situación y comportamiento resistente de las estructuras resultaba bastante incierto, no resultando fácil explicar desde el punto de vista puramente del análisis del Proyecto bajo el prisma de la resistencia de materiales.

Complementando los trabajos de análisis teórico de la estructura, se llevó a cabo una campaña de auscultación “in situ” de la estructura, realizando calas para identificación de armados, extrayendo testigos del hormigón, análisis químicos, etc, no obteniendo ninguna conclusión concluyente.

Dicha situación, unido a la importante evolución de las deformaciones del tablero, que habría aumentado del orden de 6 cm en un breve plazo de tiempo, y la apertura de las juntas pretensadas del centro de vano del tablero, no hicieron otra cosa más que confirmar el deficiente e incierto comportamiento estructural del puente, hecho que afecta directamente a la seguridad estructural de los tableros.

4. Descripción conceptual de la solución de reparación propuesta

Dado que los principales daños que presenta la estructura se manifiestan a todo lo largo de la misma y de forma aleatoria, se consideró que la solución de reparación del puente tenía de ser global y definitiva, de forma que se pudiese restablecer y garantizar el nivel de seguridad y fiabilidad de la estructura conforme a la normativa vigente, descartando buscar soluciones de “parcheo” o refuerzo local, pues, como se ha mencionado, era tal el grado de incertidumbre que no se podía confiar en las vigas del puente su capacidad resistente teórica.

Conforme a dicho planteamiento, se consideró como solución estructural del tablero disponer unas vigas metálicas adosadas a las actuales vigas de hormigón así como a la losa del puente, convirtiendo el actual tablero de hormigón pretensado en un puente mixto con capacidad de resistir tanto las actuales cargas permanentes como las sobrecargas de uso. Esta solución tiene la ventaja de poder reutilizar la

subestructura del puente sin más que hacer una mínima adaptación geométrica para realizar la correcta transmisión de las cargas del refuerzo metálico a la propia subestructura (figura 7).

La estructura metálica se conecta mediante pernos tanto a la losa superior como a la tabla inferior de las vigas cajón. En cuanto a la interfase existente entre el alma metálica y el alma de hormigón se plantea únicamente un relleno con lechada que garantice la durabilidad, pero no se materializa ningún tipo de conexión dado que no se ha considerado la capacidad resistente de las almas de hormigón.

5. Ejecución de las obras de reparación

Las principales actuaciones necesarias para la ejecución del refuerzo son las que siguen:

1. Adaptación de la subestructura.
2. Instalación de dovelas cero en estribos y pilas.
3. Montaje de dovelas de vano
4. Montaje de nudo dintel- pilas en “V”
5. Actuaciones en plataforma

5.1. Adaptación de la subestructura

El nuevo tablero mixto requiere de la instalación de nuevos aparatos de apoyo que permitan la transmisión de cargas del tablero a la subestructura.

En el caso de los estribos, resultó necesario adelantar el eje de apoyos existentes para poder apoyar la nueva estructura metálica.

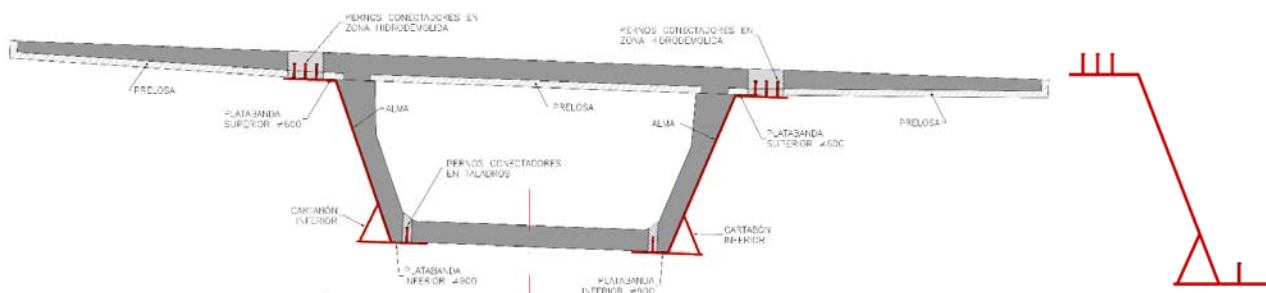


Figura 7. Sección transversal tipo de la solución propuesta y sección tipo del refuerzo metálico



Figura 8. Vista de los recrecidos frontales en los estribos.

La geometría existente en los estribos no permitiría la nueva disposición por lo que se ejecutaron dos recrecidos frontales de los muros frontales debidamente conectados a los mismos para poder disponer los nuevos aparatos de apoyo (figura 8).

En el caso de las pilas convencionales, debido a la geometría del refuerzo metálico, se desplazó lateralmente hacia el exterior la posición de ambos apoyos para permitir que las almas metálicas apoyasen sobre los mismos. Por este motivo, se recrecieron lateralmente las pilas.

Dicho recrecido consistió en la hidrodemolición parcial de las mismas en sus laterales y la ejecución de un recrecido de hormigón armado conectado a la pila existente. Asimismo, se dispusieron barras de pretensar en la dirección transversal de la pila para soportar las tracciones generadas por la nueva posición de los aparatos de apoyo (figura 9).



Figura 9. Vista de los recrecidos laterales en las pilas convencionales

5.2. Colocación de dovelas cero en pilas y estribos.

El montaje del refuerzo metálico comienza con la colocación de las dovelas de estribos y pilas. Dichas dovelas, de dimensiones reducidas, son las que apoyarán sobre los nuevos aparatos de apoyo y permitirán la adecuada transmisión de cargas una vez que las dovelas de vano se suelden a éstas.

Para poder colocar dichas dovelas era necesario liberar espacio retirando los apoyos existentes. Es por esto que se realizó un levantamiento del tablero mediante el uso de gatos hidráulicos sincronizados mediante una central electrónica. Una vez apeado el tablero, se procedió a la retirada de los apoyos existentes. Mediante el corte con hilo en el caso de los apoyos tipo pot o la retirada convencional para los apoyos de neopreno zunchado.

Las dovelas cero se montaron por semimitades (una por lateral) desde tierra con una única grúa y, posteriormente, en obra, se ejecutaron las soldaduras de unión de la platabanda inferior de ambos laterales (figura 10).

En el caso de las dovelas de estribo, éstas iban a su vez vinculadas a la riostra de hormigón existente mediante pernos anclados a dicho elemento (figura 11).

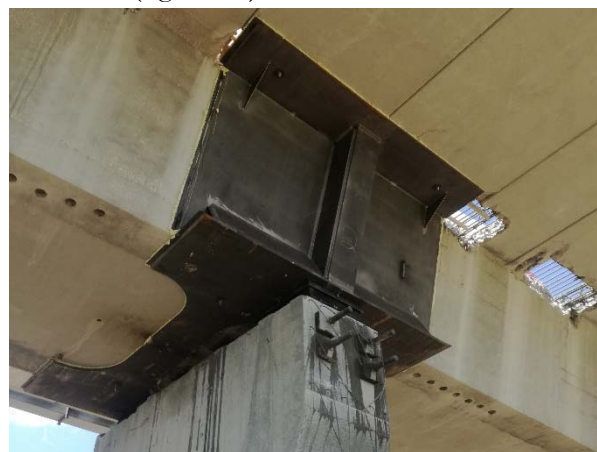


Figura 10. Montaje de dovelas de pila.



Figura 11. Montaje de dovelas de estribo y ejecución de soldadura de conexión in situ



Figura 12. Descenso del tablero sobre los nuevos aparatos de apoyo.

Una vez montadas todas las dovelas de estribo y pilas se descendió el tablero sobre los nuevos aparatos de apoyo instalados en los recrecidos mencionados con anterioridad. Los nuevos aparatos de apoyo son de neopreno zunchado (figura 12).

5.3. Montaje de las dovelas de vano.

Una vez instaladas las dovelas de estribos y pilas y garantizado el correcto apoyo de la nueva estructura metálica sobre los neoprenos, se procedió al montaje de las dovelas de vano.

Las dovelas fueron fabricadas en taller y tenían una longitud tal que cubría todo el vano, a excepción del vano sobre el río y los vanos adyacentes donde debido a la limitación de carga de las grúas los vanos estaban formados por dos dovelas en cada lateral. Para asegurar que las vigas metálicas se ajustaban al tablero existente

se realizó un modelo 3D del tablero mediante el uso de un laser scanner. Dicho modelo permitió al taller fabricar las dovelas de acuerdo a la geometría existente, dotándolas de la curvatura y flechas existentes (figura 13).

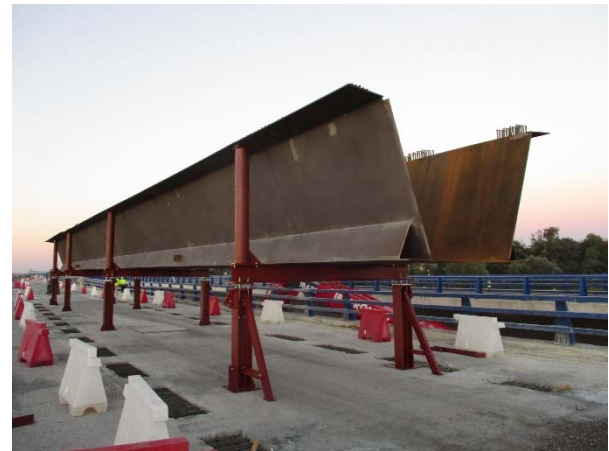


Figura 13. Dovelas sobre la plataforma listas para su montaje.

Como se ha comentado con anterioridad la solución del refuerzo consiste en convertir el viaducto en un puente mixto, dotando al tablero existente de un alma metálica que le permita soportar las acciones de la normativa vigente. En este sentido resulta necesario conectar las vigas metálicas a la estructura existente.

La conexión de la platabanda superior metálica a la losa superior se realiza mediante pernos conectadores. Con este fin, se ejecutaron en el voladizo una serie de “ventanas” mediante la hidrodemolición de todo el canto de la losa que permitían alojar los pernos conectadores.

Las ventanas tenían unas dimensiones de unos 2,00 m según el eje del puente y una anchura de 0,50 m en la dirección transversal. La separación entre ventanas era de unos 0,80 m lo que permitía que la disposición de pernos fuese constante a lo largo de todo el vano (figura 14).

La conexión de la platabanda inferior con la tabla inferior de las vigas prefabricadas se realizó nuevamente con pernos, pero, en este caso, se ejecutaron taladros con corona de diamante en la viga para poder alojar los pernos (figura 15).



Figura 14. Vista en planta de la estructura con las ventanas ejecutadas en los voladizos para alojar los pernos conectadores de la platabanda superior.

Dada la dificultad para asegurar que los pernos pudiesen ser soldados en taller en la posición correcta debido a las reducidas tolerancias de montaje, se optó por soldar los pernos in situ mediante un equipo de soldadura de pernos con pistola.



Figura 15. Vista inferior del tablero con las ventanas en el voladizo y los taladros en la losa inferior para alojar los pernos de conexión.

Una vez ejecutadas las ventanas en la losa superior y los taladros en la losa inferior para alojar los pernos se estaba en disposición de proceder al montaje del refuerzo metálico.

Al tratarse de un refuerzo de un puente existente, no resultó posible el montaje convencional de las vigas metálicas con grúa. Por ello, hubo que diseñar unos útiles especiales que permitiesen coger las dovelas y desplazarlas por debajo del voladizo hasta su posición final (figura 16).



Figura 16. Dovela sobre los útiles de izado diseñados para el montaje.



Figura 17. Montaje de dovelas

Una vez situadas en la posición definitiva y ajustadas a la estructura existente, las dovelas se fijaban al tablero de hormigón mediante anclajes de forma que se pudiesen liberar los útiles de montaje (figura 17).

Situada la dovela en posición, se procedía a soldar ambos extremos a las dovelas cero que habían sido previamente montadas y ya descansaban sobre los nuevos aparatos de apoyo.

Como se mencionó previamente, los pernos de la platabanda inferior tenían que ser soldados in situ desde el interior del cajón. Una vez soldados, los taladros se rellenaban con un grout sin retracción.

A continuación, se rellenaba la interfase alma de hormigón – alma metálica con una lechada de cemento que, si bien no tenían un fin estructural en sí mismo, aseguraba que no

entrarse agua u otro tipo de elementos garantizando la durabilidad de la estructura.

Finalmente se procedía al hormigonado de las ventanas de la losa superior con los pernos conectadores (figura 18).



Figura 18. Hormigonado de las ventanas ejecutadas en los voladizos para alojar la conexión superior.

5.4. Montaje de nudo dintel-pilas en “V”

Como se comentó en la descripción de la estructura, el viaducto cuenta con dos pilas en forma de “V” conectadas monolíticamente con el tablero. En estas pilas el procedimiento de transmisión de cargas del tablero a la subestructura no era posible realizarlo según el procedimiento descrito para las pilas convencionales. En este caso, la solución propuesta consistía en disponer una chapa adosada a las pilas en “V” con una serie de pernos que permitiese transmitir la carga del tablero a la pila de hormigón por rasante.

Para alojar los pernos se realizaron taladros a lo largo de toda la pila. Posteriormente, con el uso de un dron se replantearon todos los agujeros para poder soldar en taller los pernos con la precisión requerida dada la reducida tolerancia de montaje (figura 19).

El forro metálico de las pilas en “V” se montó con los mismos útiles utilizados para el montaje de las dovelas de vano. En este caso se soldaron unos bastidores a las piezas con el fin de rigidizarlas durante el montaje y de dotar a la pieza de un punto para el izado (figura 20).



Figura 19. Taladros en la pila en “V” para alojar los pernos.



Figura 20. Montaje del forro metálico en pilas en V.

Una vez en posición se soldaba la chapa principal a la platabanda inferior de la dovela cero de dichas pilas. Asimismo, se daba continuidad a los rigidizadores de las dovelas cero a lo largo de dichas piezas (figura 21).

Finalmente, se rellenan todos los agujeros de los pernos y la interfase entre la pila de hormigón y la chapa metálica con un mortero fluido (figura 22).



Figura 21. Vista del nudo de las pilas en V.



Figura 22. Vista final de las pilas en V.

5.5 Actuaciones en plataforma

Las principales actuaciones ejecutadas en plataforma son las siguientes:

1. Recrecido superior de la losa en el vano sobre el río para corregir la elevada deformación detectada y corregir la rasante.
2. Impermeabilización de la junta de hormigonado entre el hormigón de las ventanas del voladizo y la losa. Dicha impermeabilización se realizó con el mismo producto que se iba a emplear para la plataforma, pero con una mayor dotación.

3. Impermeabilización general de la plataforma.
4. Pavimentado de la plataforma, ejecución de imbornales e instalación de nuevas juntas de dilatación.

Finalmente, dada la envergadura de la actuación que modifica por completo la configuración estructural inicial del puente, convirtiéndolo en una estructura mixta se consideró conveniente la realización de una prueba de carga estática que concluyó con resultados satisfactorios (figura 23).



Figura 23. Prueba de carga.



Figura 24. Vista de la estructura tras las obras de reparación

6. Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad:	M. Fomento. Demarcación de Carreteras en Zamora
Dirección de obra:	<i>D. Javier Largo Maeso</i>
Empresa Constructora:	COLLOSA <i>D. Eduardo Vara Pazos</i> <i>D. Álvaro García Martín</i>
Diseño de solución de reparación:	IDEAM <i>D. Ignacio Pulido Sánchez</i> <i>D. Enrique Bordó Bujalance</i> <i>D. Carlos Jiménez Solanas</i> <i>D. Fu Lei Zhou</i>
Asistencia Técnica especializada	IDEAM <i>D. Ignacio Pulido Sánchez</i> <i>D. Santiago Salas Fdez Polanco</i>
	<i>D. Alberto Marino Tostón</i>