

Patologías estructurales en tableros sección cajón de dovelas prefabricadas con pretensado no adherente

Structural Issues in Precast Segmental Box Girders with Unbonded Post-Tensioning System

Ignacio Rueda Sastre^a, Tomás Ripa Alonso^b, Mario Martín Aguilera^c y Claudia Rodríguez Muñoz^d

^a Ing. de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Director de Estructuras. nachorueda@lraingenieria.es

^b Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Socio-Director. tomasripa@lraingenieria.es

^c Ing. de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Jefe de proyecto. mariomartin@lraingenieria.es

^d Ing. de Caminos, Canales y Puertos. LRA Infrastructures Consulting. Jefe de proyecto. claudiarodriguez@lraingenieria.es

RESUMEN

Las patologías estructurales en los puentes de tableros sección cajón de dovelas prefabricadas con pretensado no adherente se centran, en primer lugar, en la entrada de agua cargada de sales de vialidad; lo que afecta al hormigón de la tabla superior y a los cables de pretensado. Estas patologías de origen durable cobran especial trascendencia en esta tipología, convirtiéndolas en un problema estructural de cierta gravedad. Además, por el proceso constructivo, el espesor estricto de los mamparos los hace muy sensibles a modificaciones en sus condiciones de contorno, por lo que un ataque químico al hormigón de la losa puede provocar el fallo del mamparo por solicitaciones.

ABSTRACT

Structural pathologies in precast segmental box-girder bridge decks with unbonded prestressing focus primarily on the ingress of water laden with de-icing salts, which affects the concrete of the top slab and the prestressing cables. These durability-related pathologies are particularly significant in this typology and can potentially lead to structural issues of considerable severity. Furthermore, due to the construction process, the strict thickness of the shear walls makes them highly sensitive to modifications in their boundary conditions. Therefore, a chemical attack on the concrete of the slab can cause failure of the shear wall due to stress

PALABRAS CLAVE: tableros sección cajón de dovelas prefabricadas, pretensado no adherente, patologías estructurales, ataque químico.

KEYWORDS: precast segmental box girders, unbonded post-tensioning system, structural pathologies, chemical attack.

1. Introducción

Los tableros de sección cajón de dovelas prefabricadas con pretensado no adherente es una tipología ampliamente empleada en Francia, que se desarrolló en España en la década de los 80 con alrededor de una decena estructuras construidas. Su procedimiento se basa en la ejecución de vanos mediante viga de lanzamiento, colgando de ella las dovelas sección cajón prefabricadas en un parque próximo a la obra; una vez se encuentran todas dispuestas, se da continuidad con un pretensado exterior, dispuesto por el interior de la sección.

En función de la ubicación de la estructura y su fecha de puesta en servicio, nos podemos encontrar con diversas patologías en este tipo de estructuras. En zonas con climas fríos y lluviosos, la escasa impermeabilización ha provocado la entrada de agua cargada de sales de vialidad; esto afecta principalmente al hormigón de la tabla superior y los cables de pretensado. Estas patologías de origen durable cobran especial trascendencia en esta tipología, convirtiéndolas en un problema estructural de cierta gravedad.

La presente ponencia va a desarrollar el estudio que se ha realizado en una de estas estructuras, el viaducto de Tremor, con objeto de determinar el estado de la misma. Este estudio se ha centrado en cuatro aspectos fundamentales, que se desarrollan a continuación: pretensados exteriores, estado del hormigón, análisis estructural del tablero y finalmente la inspección y análisis de uno de sus elementos más críticos, sus mamparos.

Se trata de una estructura de 470 m de longitud, distribuidos en 11 vanos isostáticos de 39 y 45 m de luz. La sección transversal de la estructura está formada por dos tableros independientes de sección cajón, con un canto

total de 3.0 m y una anchura de 13.34 m, con una anchura en la base de 4.0 m.

Los tableros están conformados por dovelas prefabricadas conjugadas, sin armadura pasante, con un pretensado exterior alojado en el interior de la sección. Los vanos cortos (39 m) disponen de 6 cables de 31 uds. de 0.6" (140 mm²); 4 de ellos arrancan desde la parte superior y se desvían hasta la cara de abajo y 2 de ellos se disponen rectos en la parte inferior; en los vanos largos se añaden 2 cables adicionales de 24 uds. en la parte superior, con un segundo desviador más próximo al mamparo.

La subestructura de ambos tableros es compartida, con pilas de hasta 80 m de altura de sección rectangular hueca de 9.60 m de anchura y una dimensión variable en sentido longitudinal. En la coronación cuentan con un capitel de 3.80 m de altura y 18.80 m de ancho, que permite el apoyo de ambos cajones, con un pretensado interior adherente en sentido transversal, situado en la parte superior para soportar la flexión de las ménsulas. Los dos estribos están formados por un cargadero de hormigón armado de unos 26.8 m de ancho.

2. Estado de los pretensados

Los primeros elementos sobre los que se centra la atención de la evaluación de estado son, lógicamente, los pretensados exteriores, ya que la compresión de los pretensados es indispensable, en un puente de esta tipología de dovelas conjugadas sin armadura pasante, para asegurar la unión entre dovelas, la continuidad estructural y, en definitiva, la seguridad estructural del tablero.

En primer lugar, se realizó una inspección visual de los pretensados dentro de los trabajos de inspección detallada de la estructura. En ella

se observan numerosas evidencias de falta de estanqueidad de los cables, con la consiguiente circulación de agua por su interior.

Tras la inspección visual se procedió a realizar una apertura de vainas y cabezas de anclaje en un amplio muestreo de cables, con objeto de verificar las patologías apreciadas en la inspección visual. Esta fase 2 de inspección confirma la existencia de defectos en la inyección de los cables, bien por falta de compacidad de la lechada o bien por presencia de oquedades, por las que ha circulado agua que puede haber penetrado por los bloques de anclaje. Se ha observado, pues, corrosión en algunas cabezas de anclaje (Figura 1), corrosión en algunos torones de los cables de pretensado y, en algún caso, pérdida de tensión de algún torón que puede deberse roturas por efecto de la corrosión bajo tensión.

La auscultación de la respuesta estructural de los cables se ha realizado mediante una campaña de ensayos de cuerda vibrante, realizada en la totalidad de los cables, y una monitorización en continuo de un muestreo de 24 cables, 12 por calzada. Ambas técnicas permiten estimar la fuerza en los cables a través de su relación con la frecuencia propia de vibración, que se mide con acelerometría, de forma continua con el sistema de monitorización y de forma puntual en el momento de ensayo con la auscultación con cuerda vibrante.



Figura 1. Corrosión y eflorescencias en zonas de anclaje (izquierda) y cabeza de anclaje con corrosión (derecha).

La cuerda vibrante da fuerzas del orden de 4,800-5,000 kN (Figura 2) y no detecta grandes variaciones en ningún cable, salvo excepciones puntuales. Los resultados de la monitorización

continua reflejan que todos los cables mantienen una fuerza del orden de 4,900-5,200 kN, siendo la fuerza teórica según el proyecto original de 5,120 kN, ya teniendo en cuenta pérdidas de pretensado. No se aprecia, por tanto, que ninguno de los cables monitorizados presente una pérdida significativa de tensión. Tampoco se observa anomalía en ninguno de los cables en relación con la frecuencia fundamental de vibración, que exhiben una regularidad constante.

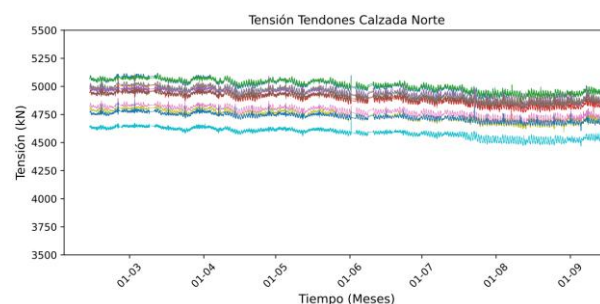


Figura 2. Fuerzas de los cables registradas en la monitorización en continuo.

La detección de las frecuencias propias más altas, por su parte, puede ser indicativo de daños locales en los cables (rotura puntual de algún torón en una cierta sección, que se reancla a una cierta distancia gracias a la inyección interior de la vaina). Por tanto, las roturas localizadas de algún torón pueden identificarse mejor controlando las frecuencias altas de vibración que con el control de la fuerza global en el cable o la frecuencia fundamental de vibración [1]. Se ha podido observar cómo ciertos cables parecen exhibir unas frecuencias altas con mediciones inferiores que pudieran indicar daños puntuales en alguna sección de ese cable (Figura 3).

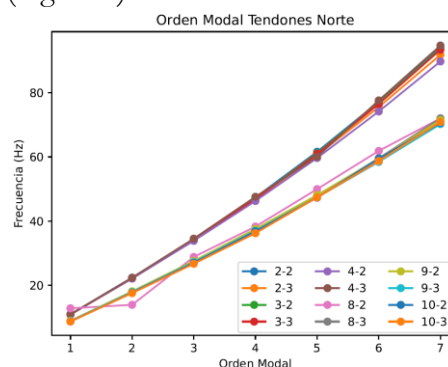


Figura 3. Orden modal de cables monitorizados.

Con todo ello, podemos concluir que los pretensados presentan diversas patologías que afectan, fundamentalmente, a la durabilidad. Estas patologías de durabilidad de los cables de pretensado exterior son achacables a la tecnología de pretensado empleada en la época de construcción del puente, habiéndose comprobado con el paso del tiempo y el progreso de la técnica que las barreras frente a la corrosión de los sistemas de pretensado de aquella época eran imperfectas, y han sido ampliamente mejoradas en las tecnologías de protección de los cables de pretensado actuales. La afección a la resistencia de los cables en el momento de realización de este informe es moderada, como ponen de manifiesto los resultados de los ensayos de cuerda vibrante y la monitorización continua de las fuerzas y frecuencias de vibración. No obstante, debe tenerse presente que el puente se encuentra en un emplazamiento de abundantes precipitaciones por lo que las importantes filtraciones que se están produciendo en la estructura y que provocan la circulación de agua por el interior de algunas vainas, inducen una evolución desfavorable y acelerada de las patologías de durabilidad que acentuarán indefectiblemente la afección resistente.

3. Estado del hormigón

El estado del hormigón también se ha investigado con profusión debido a la magnitud y extensión de las humedades y eflorescencias observables en la losa superior desde el interior del cajón, evidencia clara de las filtraciones de agua a su través por una insuficiente impermeabilización del tablero (Figura 4). El agua y las sales de vialidad invernal, empleadas en gran cantidad por la crudeza del invierno en el emplazamiento del viaducto, son agentes muy agresivos para el hormigón.



Figura 4. Humedades y eflorescencias en la cara interior de la losa superior.

Como se ha expuesto en el apartado de antecedentes de esta memoria, se han realizado numerosas investigaciones del hormigón que comprenden ensayos no destructivos por esclerometría y ultrasonidos, extracción de testigos en diversos vanos del viaducto sobre los que se han realizado ensayos de resistencia mecánica y observación al microscopio electrónico y ensayos de composición química de las eflorescencias.

Los resultados de los ensayos de resistencia mecánica del hormigón han resultado en una disminución significativa de la rigidez del hormigón (medida a través de su módulo de deformación) que guarda una notable correlación con la intensidad de las eflorescencias en la ubicación en la que se ha extraído el testigo (Figura 5): las mayores disminuciones de la rigidez del hormigón se producen en los testigos extraídos en zonas de la losa superior con gran profusión de eflorescencias, mientras que en los testigos extraídos en la losa superior en zonas sin grandes eflorescencias, la rigidez del hormigón presenta valores más elevados y próximos al valor teórico de referencia del módulo de deformación para un hormigón de estas características (se ha adoptado un valor , que es el utilizado en el proyecto del puente original, y que es del mismo orden de magnitud del valor que resulta de aplicar la formulación de la vigente normativa del Eurocódigo 2, que conduce a un valor de 36 GPa para un hormigón con $f_{ck} = 40\text{MPa}$).

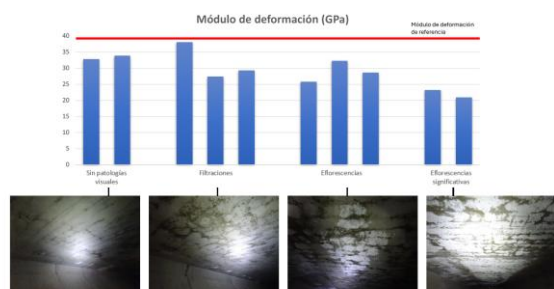


Figura 5. Correlación ensayos módulo de deformación y patologías existentes.

Los resultados de los ensayos de resistencia a compresión simple del hormigón no muestran una tendencia clara de disminución de la resistencia, pero esto es un fenómeno conocido, por el cual la disminución de resistencia en hormigones con algún tipo de afección resistente por ataque químico se manifiesta primeramente en el módulo de deformación y sólo en estadios muy avanzados se manifiesta en una disminución de la resistencia a compresión. Precisamente por ello se han complementado los ensayos de resistencia con el ensayo de resistencia a flexotracción, menos frecuente, pero que considerábamos relevante en este caso para detectar una posible afección a la resistencia que no manifestasen los ensayos a compresión simple. Nuevamente, se ha identificado una notable correlación por la que los testigos extraídos en las zonas de mayor intensidad de eflorescencias presentan una merma significativa de la resistencia a flexotracción en relación con el valor teórico de referencia para un hormigón de estas características (Figura 6).



Figura 6. Correlación ensayos resistencia a tracción y patologías existentes.

Estas evidencias nos han llevado a investigar las causas de esta afección resistente y su posible relación con el origen de estas eflorescencias, por lo que se han realizado análisis por microscopía electrónica de muestras obtenidas de los testigos y, a la vez, se ha analizado la composición química y mineralógica de las eflorescencias. Estos análisis han identificado ettringita en los poros de las muestras de hormigón. Una presencia significativa de ettringita cabe calificarla de ataque químico al hormigón por sulfatos, ya que la ettringita es una sal cuya expansividad con el agua resulta nociva para el hormigón, al generar tensiones internas que microfracturan la pasta de hormigón.

Con todas las salvedades que deban considerarse al establecer las conclusiones de un análisis patológico del hormigón que implique estos procesos de ataque químico, los indicios apuntan a que la ettringita se ha formado por ataque químico al hormigón debido al uso intensivo de tratamientos de vialidad invernal y a las abundantes filtraciones a través de la tabla superior del cajón. El análisis químico de las eflorescencias indica que esas sales blancas son sulfatos sódico y potásico (thernardita y aftitalita). Estas sales podrían ser sulfatos del propio cemento, pero bien podrían ser sales de aportación exterior, ya que el análisis químico de las sales de vialidad invernal utilizadas indica que contienen sulfatos. En cualquier caso, las sales han exudado por la acción del agua a través del hormigón de la losa superior del cajón, siendo una evidencia muy esclarecedora que se haya encontrado ettringita en las muestras del hormigón de la tabla superior, expuesta a las filtraciones de agua y sales del tablero, pero no de la tabla inferior, no expuesta a tales filtraciones (Figura 7). Luego la ettringita no puede proceder del normal proceso de fraguado del hormigón, ya que cada dovela se hormigona de una sola vez, y apunta a que se haya formado por la reacción con sulfatos de aportación exterior.

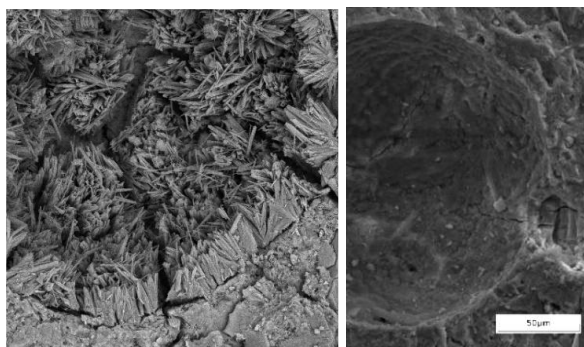


Figura 7. Vista microscópica de poro de la tabla superior colmatado de cristales de ettringita (izquierda) y de la tabla inferior con el poro vacío (derecha).

Por tanto, concluimos que el hormigón presenta ataque químico por sulfatos, que se manifiesta en la presencia de ettringita y que provoca, por su carácter expansivo, una afección a las propiedades mecánicas del hormigón. Esta pérdida de propiedades se manifiesta en una reducción significativa del módulo de deformación del hormigón y en la resistencia a flexotracción (ambos con pérdidas del orden del 40% respecto al valor teórico de referencia). Este ataque químico se manifiesta claramente en el hormigón de la tabla superior pero no se ha observado presencia alguna de ettringita en las muestras de la tabla inferior, por lo que la hipótesis más probable es que el detonante de este proceso de degradación del hormigón haya sido la filtración de agua y sales de viabilidad invernal a través de la losa superior del tablero.

Así pues, este ataque químico con pérdida de rigidez del hormigón tiene un carácter local: se manifiesta en la losa superior y no en la inferior y, dentro de aquella, se intensifica en las zonas con mayor presencia de humedades y eflorescencias. A través del análisis estructural realizado y de las pruebas de carga llevadas a cabo en el puente se ha analizado la incidencia de esta pérdida de propiedades mecánicas del hormigón en la seguridad estructural global del tablero, en su respuesta deformacional y, sobre todo, en la incidencia que pudiera tener en la fisuración por esfuerzos de los mamparos.

4. Análisis estructural del tablero

El objeto del análisis estructural llevado a cabo, como parte del proceso de evaluación del estado del viaducto, es analizar la incidencia en la seguridad estructural de las patologías que afectan a los pretensados y al hormigón que se han descrito en los epígrafes anteriores.

Se ha realizado una revisión completa y profunda del anejo de cálculo y los planos del proyecto, sin que existan observaciones técnicas relevantes; antes bien, la claridad y corrección de los cálculos del proyecto y el detalle de los planos evidencian el oficio y alta capacitación del equipo de ingenieros redactores.

Se han realizado seguidamente cálculos de contraste para cotejar los de proyecto y tratar de evaluar la posible afección a la seguridad estructural mediante análisis de sensibilidad de la seguridad estructural de los elementos críticos del puente al variar las condiciones de sollicitación y resistencia del tablero. Las principales conclusiones de este análisis, que se detallan y cuantifican numéricamente en el epígrafe de Conclusiones del análisis estructural del Informe de evaluación, son las siguientes:

- Los coeficientes de seguridad frente a rotura por flexión de la sección de centro de vano son adecuados, tanto a la normativa vigente en fecha de redacción del proyecto como considerando los actuales Eurocódigos.
- La incidencia de una disminución de resistencia de la losa superior, debida a las eflorescencias observadas, es muy reducida en la seguridad a rotura por flexión en las secciones de centro de vano.
- Aplicando los Eurocódigos, la sección de centro de vano contaría con capacidad suficiente a flexión para cumplir la hipótesis accidental de rotura de hasta 2 cables de pretensado.

Los cálculos de la respuesta deformacional del tablero se han cotejado con la realización de sendas pruebas de carga del viaducto, una de tipo estático y otra de tipo dinámico.

En la prueba de carga estática se han cargado cada uno de los vanos de los dos tableros del viaducto con 4 camiones de 38 t (carga total aplicada en el vano 158 t, que genera un esfuerzo solicitante del orden del 60% del generado por la sobrecarga de tráfico total del vano conforme al tren de cargas de la vigente normativa Eurocódigo 1), situados en el centro de vano para generar la máxima sollicitación posible. Las flechas registradas se comparan con las flechas teóricas, calculadas con el módulo de rigidez de referencia del hormigón de 37.9 GPa.

En general, las flechas medidas se corresponden con el orden de magnitud de las previstas y, como indica el informe del laboratorio encargado de la prueba de carga, se observa un adecuado comportamiento elástico de la estructura (es decir, el tablero recupera íntegramente la flecha experimentada durante la prueba de carga). Puede apuntarse, no obstante, una cierta tendencia a que la relación flecha medida/flecha teórica sea superior en los vanos de la calzada sentido Coruña, lo cual apunta a una pérdida de rigidez del hormigón en los vanos de esta calzada en comparación con la sentido Madrid (Figura 8). Y esta circunstancia podría estar relacionada con la intensidad de las eflorescencias, mucho mayor en la calzada sentido Coruña, orientada al Norte, que en la calzada sentido Madrid, que experimenta una climatología más benigna por su orientación sur.

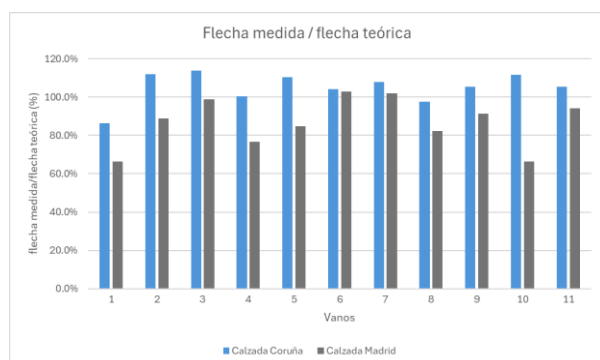


Figura 8. Flecha medida en calzada Coruña (gris) y Madrid (azul).

Por tanto, la prueba de carga estática arroja resultados satisfactorios en relación con la

respuesta estructural global del viaducto, pero también apuntan a una cierta pérdida de rigidez más generalizada en la calzada sentido Coruña que pudiera estar relacionada con los procesos de ataque químico al hormigón, más extendidos en esta calzada al estar afectada por una mayor extensión e intensidad de las eflorescencias.

La prueba de carga dinámica, por su parte, no ha arrojado resultados relevantes, por cuanto no se detectaron aceleraciones significativas en el tablero al paso de un camión de 38 t a distintas velocidades, ni tampoco velocidades de paso a las que se pudiera generar algún efecto resonante. Es probable que la carga dinámica de un solo camión de 38 t no haya sido suficiente para excitar dinámicamente el tablero. Y, por el contrario, resulta muy significativo señalar las aceleraciones medidas durante las operaciones de fresado del tablero, en las que, bajo la acción pulsante de la fresadora, se han alcanzado aceleraciones en el tablero (medidas con dos acelerómetros acoplados directamente al tablero) tan elevadas como 6 m/s^2 (Figura 9), lo cual evidencia la alta sensibilidad dinámica del viaducto que refrenda la amplificación de los resultados dinámicos obtenida en el análisis estructural.

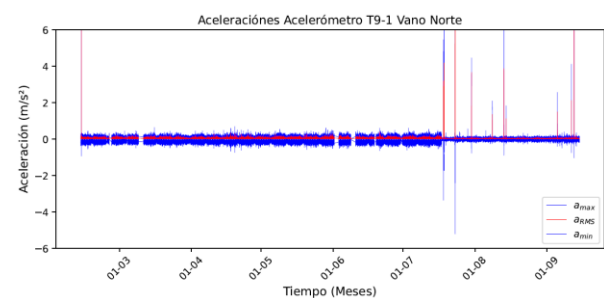


Figura 9. Aceleraciones pico registradas en el tablero durante los trabajos de fresado

La monitorización en continuo de las flechas del vano también ha registrado la prueba de carga estática (en verde, la flecha registrada por la monitorización y en línea discontinua roja la flecha medida por los instrumentos específicos de la prueba de carga, Figura 10). Además, en el registro continuo realizado por la misma se ha observado ocasionalmente episodios de excedencia de la flecha teórica

calculada para la sobrecarga normativa, si bien teniendo en cuenta la alteración de la medición por las vibraciones del tablero parece indicar que no se han registrado sobresolicitaciones de magnitud excesiva.

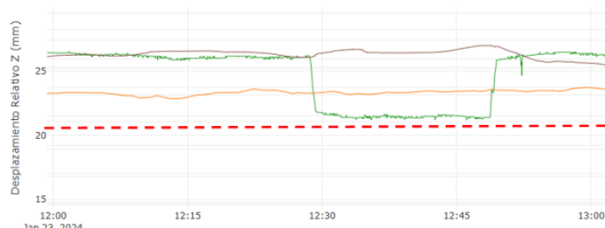


Figura 10. Aceleraciones pico registradas en el tablero durante los trabajos de fresado

Resulta relevante analizar también la oscilación térmica del tablero en periodos de un mes. Una comparativa de la respuesta registrada en ambas calzadas permite observar que la amplitud teórica de flecha por gradiente térmico en ambos es igual y las temperaturas registradas por las sondas térmicas de cada vano son idénticas, pero la oscilación deformacional por gradiente térmico es significativamente superior en los vanos de la calzada Coruña respecto a los de Madrid; lo que implica una síntoma más de mayor deformabilidad, y por tanto de una pérdida de rigidez, de la calzada sentido Coruña.

5. Inspección y análisis estructural de los mamparos

La inspección especial realizada detecta patologías significativas en los mamparos de anclaje de los pretensados. Los mamparos son un elemento estructural crítico, por cuanto la rotura de un mamparo implica el colapso íntegro del vano.

En varios de los mamparos del puente se observa abundante fisuración por esfuerzos. En concreto, esta fisuración se observa con mayor profusión en los mamparos de los vanos 1, 3 y 4 de la calzada Coruña o en los vanos 3 y 6 de la calzada Madrid.

Esta fisuración se observa en los pasos de hombre, en la cara del trasdós del mamparo, con una trayectoria cuasi-vertical, abriéndose en

abanico en la parte superior del paso de hombre, como se observa claramente en la siguiente fotografía:



Figura 11. Fisuración por esfuerzos en los pasos de hombre de ciertos mamparos.

Llama además poderosamente la atención la correlación que existe entre la existencia de fisuración por esfuerzos en los mamparos y la extensión de las eflorescencias en la tabla superior de la dovela de mamparo. Aquellos mamparos en los que la tabla superior presenta gran intensidad de eflorescencias en la proximidad del mamparo están indefectiblemente fisurados por esfuerzos; al contrario, aquellos mamparos en los que la tabla superior apenas presenta eflorescencias no manifiestan esa fisuración por esfuerzos

Esta evidente correlación nos ha llevado a analizar en detalle la respuesta estructural de los mamparos, analizando la sensibilidad de esta respuesta estructural frente a una variación de la rigidez de la tabla superior, al objeto de buscar una correlación entre la pérdida de rigidez del hormigón de la losa superior y la aparición de fisuración por esfuerzos en los mamparos.

Este análisis de sensibilidad se ha realizado con un modelo de cálculo de los mamparos con elementos finitos tipo placa simplemente apoyado en sus cuatro bordes para simular la coacción ejercida por las almas y las tablas superior e inferior. Este modelo es equivalente al realizado en el proyecto de la estructura y los resultados han sido coincidentes con aquél, validando, en general, los dimensionamientos

del mamparo frente a las solicitaciones de los anclajes de los cables de pretensado.

Los resultados de este análisis de sensibilidad concluyen que la distribución de esfuerzos en el mamparo se modifica significativamente con una eventual disminución de la rigidez de la tabla superior, como podría intuirse por el alto grado de degradación que presenta el hormigón en estas zonas. La sensibilidad de la respuesta viene motivada por la relativa flexibilidad como placa del mamparo, con el canto de 85 cm del puente construido, que la hace sensible a esa eventual variación de la rigidez de las tablas. Permite, asimismo, explicar la fisuración por esfuerzos observada en algunos mamparos debida a la aparición de esfuerzos de flexión anómalos para los que el mamparo no ha sido dimensionado. Y permite explicar, asimismo, la correlación observada entre los mamparos con una fisuración por esfuerzos significativa y la presencia más abundante de eflorescencias (y, en consecuencia, degradación y pérdida de rigidez del hormigón) en la tabla superior de la sección cajón y tramo superior del mamparo.

Pero, además, tras el fresado realizado en el pavimento de la calzada Coruña, donde ha quedado totalmente al descubierto la cara superior de la losa, se han podido observar fisuras por esfuerzos en la cara superior de ciertos mamparos que antes no eran visibles bajo el pavimento. Los mamparos en los que aparecen estas fisuras son los mamparos en el tablero sentido Coruña. Estos mamparos son los mismos en los que ya se había observado abundante fisuración por esfuerzos desde el interior del cajón.

Esta fisuración tiene una clara correlación con los esfuerzos transmitidos por las cabezas de anclaje. Es una fisura que abarca en planta la ubicación de las cabezas de anclaje de los cables superiores, precisamente los anclajes activos (en los que el cable tiene mayor tensión), lo que explica que sistemáticamente se produzcan en ciertos mamparos pero siempre del lado Coruña,

desde el que se realizó el tesado del vano durante la construcción del viaducto (Figura 12). Es muy significativo que la fisura progrese desde el vano y penetre en la losa de continuidad, lo cual indica claramente que no se trata de fisuración por retracción, que en tal caso se interrumpiría en la junta fría entre mamparo y losa de continuidad entre vanos. Por el contrario, es una fisuración por esfuerzos, asociada al efecto de pérdida de rigidez de la losa superior, como se ilustra en el siguiente esquema.

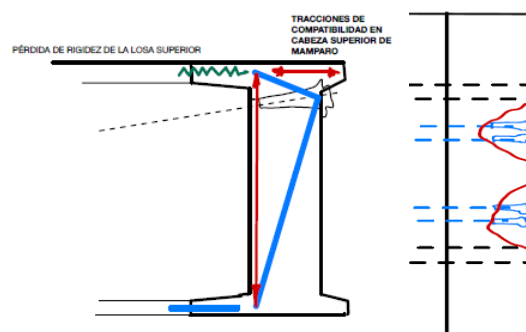


Figura 12. Esquema del mecanismo de fisuración por esfuerzos en cara superior, asociado a la pérdida de rigidez de la tabla superior.

La fisuración observada en estos mamparos es un indicio más que refuerza la hipótesis de pérdida de rigidez de la losa superior en el entorno de los mamparos con mayor afección de eflorescencias. No es, por tanto, una problemática distinta a las que hasta ahora se venían analizando. Lo que sí aporta es una evidencia muy clara de la problemática estructural del mamparo en el punto más crítico de estos, que es la losa superior junto a las cabezas de anclaje, que ya por su propia geometría resulta estrictamente dimensionada como elemento de paso de la biela comprimida de las cabezas de anclaje.

6. Conclusiones de la evaluación del viaducto

Tal y como se ha expuesto en los epígrafes anteriores el viaducto presenta patologías de durabilidad moderadas en los pretensados exteriores y una afección a la durabilidad del

hormigón motivada, posiblemente, por las sales de vialidad invernal y la deficiente impermeabilización del tablero. Esta problemática de durabilidad del hormigón se encuentra en un estadio en el que se manifiesta ya una afección a las propiedades mecánicas del hormigón, en especial a la reducción de su módulo de deformación.

Esta pérdida de rigidez del hormigón se ciñe a la tabla superior de la dovela y se acentúa en las zonas donde se observan mayores eflorescencias, por cuanto el hormigón de esas zonas ha estado sometido, durante los años en servicio del puente, a una mayor intensidad de las filtraciones de agua y sales de vialidad invernal, agentes agresivos causantes del ataque químico al hormigón.

Si bien una pérdida de rigidez del hormigón suele implicar una mayor deformabilidad del puente y asociarse, por tanto, a un problema más bien de estado límite de servicio, la particularidad absolutamente determinante que presenta el viaducto es que esta afección a la rigidez está alterando la respuesta estructural de los mamparos de anclaje de los pretensados interiores. Esta afección a la respuesta estructural ha quedado demostrada tanto desde un punto de vista analítico, con el modelo de cálculo que analiza la sensibilidad de la respuesta del mamparo frente a la pérdida de rigidez de la tabla superior que lo retiene, como empírico, con las evidencias observadas de fisuración por esfuerzos en el trasdós de los pasos de hombre, intradós de los mamparos partiendo de las cabezas de anclaje y, en última instancia, por la evidente fisuración en torno a las cabezas de anclaje activas en tabla superior que evoluciona hacia una disgregación completa del recubrimiento en el entorno de las cabezas de anclaje.

La fisuración por esfuerzos en los mamparos con mayor intensidad de eflorescencias y, en consecuencia, mayor pérdida de rigidez de la tabla superior que los retiene es un problema de compatibilidad de

deformaciones. El mamparo ya no se comporta como una placa apoyada rígida y uniformemente en sus cuatro bordes, tal y como se diseñó en proyecto, sino que el borde superior se flexibiliza y la flexión tipo placa del mamparo lo deforma flectando como ménsula hacia la tabla superior y como placa horizontalmente hacia las alas, mecanismos de flexión no previstos en el diseño original y que provocan la fisuración por esfuerzos en su trasdós e intradós.

Los mamparos son el elemento estructural crítico del viaducto. En particular, las cabezas de anclaje superiores y la tabla superior de la dovela contra las que empujan estas cabezas de anclaje es una zona aún más crítica si cabe, por la magnitud de las fuerzas de pretensado, lo estricto de las dimensiones de esos elementos para resistir las compresiones y lo expuesto a los procesos de deterioro por el agua y las sales de vialidad invernal.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer sus contribuciones en el estudio desarrollado a la Administración Pública, y más concretamente a la Demarcación de Carreteras de Castilla y León Occidental, en especial a José Vidal Corrales y a Carlos López Díaz.

También agradecer al Grupo de Ingeniería estructural, en especial a Iván Muñoz, a Jaime García, así como a la empresa ISM Sensing.

Referencias

- [1] Jun Ki Lee, Jun Won Kang. Experimental Evaluation of Vibration Response of External Post-Tensioned Tendons with Corrosion. April 9, 2019.