

Patologías de levantamiento de vanos extremos en tableros continuos de luces descompensadas por rotura de anclajes. Puente de Los Vados (A-92G)

Pathologies for hoisting of extreme spans by breakage of anchors in continuous decks with decompensated span lengths. Los Vados bridge (A-92G)

Alejandro Castillo Linares^a, Guillermo Montero Poyatos^b, Francisco Javier Sierra Carrillo de Albornoz^d

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Departamento de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Granada (Granada, España). A.C.L. Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. (Cádiz, España).

Director Gerente. acastillo@acl-estructuras.com

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. A.C.L. Diseño y Cálculo de Estructuras S.L. (Cádiz, España). Director de proyectos.

gmontero@acl-estructuras.com

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Consejería de Fomento y Vivienda Junta de Andalucía. Jefe de Servicio de Carreteras de Granada. franciscoj.sierra@juntadeandalucia.es

RESUMEN

En puentes de tablero continuo con vanos extremos de luces muy inferiores a los adyacentes, la descompensación de longitud de los vanos suele obligar a adoptar sistemas que eviten el levantamiento de los apoyos extremos, como son los anclajes verticales permanentes del tablero al estribo en forma de barras o cables. Los esfuerzos de tracción a los que se ven solicitados, combinados con los movimientos relativos, filtraciones de agua procedentes del tablero, y la dificultad de acceso para inspección y conservación, son factores que pueden llevar a la rotura de los anclajes, como ocurrió en el Puente de Los Vados, en el que tuvo que aplicarse una solución de reparación de emergencia.

ABSTRACT

In continuous deck bridges which have extreme spans with length much lower than the adjacent ones, the decompensation of span length usually forces to make use of systems to prevent the hoisting of the extreme supports, such as permanent vertical anchors from the deck to the abutment, by bars or tendons. The tension forces, combined with the relative movements, filtrations of water from the deck, and the difficulty of access for inspection and conservation, are factors that can lead to the breakage of the anchors, as happened in the Los Vados bridge, in which an emergency repair solution had to be applied.

PALABRAS CLAVE: anclajes, patologías, reparación, descompensación, conservación, mantenimiento.

KEYWORDS: anchors, pathologies, repair, decompensation, conservation, maintenance.

1. Introducción

Los puentes de tablero continuo con luces de vanos extremos muy descompensadas respecto a las de los vanos adyacentes, debido al esquema de funcionamiento estructural del tablero, son propensos a que se produzca el levantamiento de los apoyos extremos.

En estos casos se suele recurrir a disponer sistemas de anclajes verticales permanentes del tablero al estribo, generalmente mediante pretensado en forma de barras o cables. Estos elementos presentan graves inconvenientes de inspección, por lo que en general no tienen el seguimiento y mantenimiento que un sistema de esta singularidad requiere.

Estos sistemas de conexión vertical están sometidos no sólo a fuerzas de tracción, sino también a movimientos relativos en el sentido longitudinal del puente que obligan a la disposición de holguras y longitudes libres sin inyección con morteros las vainas, perjudicando la durabilidad de estos elementos, más aún cuando son zonas por las que puede filtrar el agua desde las juntas de calzada del tablero.

En este contexto, pueden producirse roturas de los sistemas de anclaje vertical, cuya consecuencia resulta ser el levantamiento súbito de los vanos extremos, apareciendo un escalón en la calzada que pueda provocar accidentes muy graves.

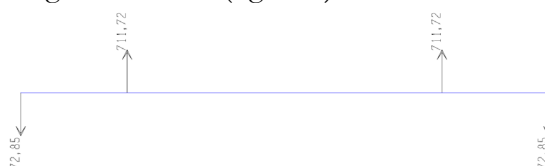
En esta comunicación analizaremos las causas de estas patologías y aportaremos claves para un diseño seguro y accesible de los elementos verticales de anclaje.

Para ello se tomará como ejemplo la resolución de la patología acontecida en el estribo del Puente de Los Vados, situado en la Autovía A-92G, en Santa Fe (Granada), en el que se aplicó una solución novedosa mediante la ejecución de taladros en tablero y estribo dotados de rugosidad artificial, conseguida mediante la aplicación de técnicas de

hidrodemolición en las paredes, favoreciendo la adherencia de las barras pretensadas de anclaje.

2. Análisis del funcionamiento estructural de tableros continuos con vanos descompensados

En algunos puentes y estructuras, debido a las necesidades de salvar una afección con un vano principal de cierta longitud, existiendo asimismo alguna limitación sobre la máxima longitud total del puente (ya sea por razones de ocupación, de algún otro servicio afectado o simplemente de reducción de coste económico de la estructura), se opta por una configuración en la que la luz de los vanos extremos del tablero continuo es sensiblemente inferior a la de los vanos adyacentes. En tal situación, la descompensación de carga soportada por el vano largo respecto al vano extremo corto lleva a que el tablero tienda a levantarse en los apoyos extremos [1]. O lo que es lo mismo, que aparezcan en apoyos reacciones de signo contrario (figura 1).



En general, y a modo de regla práctica, relaciones de luces entre vano lateral (Ll) y vano contiguo (Lc) inferiores a $Ll/Lc=0,5$, pueden llevar a este tipo de situaciones. Podríamos distinguir varios rangos, con distintos efectos asociados:

- Con relaciones inferiores a 0,4, tenderán a aparecer reacciones ascensionales en apoyos extremos tanto en estado permanente como estado bajo la aplicación de las sobrecargas.
- Relaciones en torno a 0,5-0,6, y en función de cuál sea la sección del tablero en vanos

interiores y extremos, pueden llevar a reacciones ascensionales sólo debidas a las sobrecargas. Éstas serán en general compensadas por las reacciones permanentes de signo contrario. De este modo, los apoyos trabajarían poco comprimidos o sólo ligeramente traccionados.

- Para relaciones superiores a 0.6, por regla general no deben aparecer reacciones ascensionales bajo ninguna hipótesis de carga, salvo que se trate de un tablero de gran anchura y los apoyos se hayan situado muy cerca del centro del tablero (si bien en este caso estaría motivado por un error de diseño).

Centrándonos en los puentes, la descompensación de longitud de vanos tiende a presentarse en tableros continuos de viaductos con dintel de sección cajón o tipo losa que salvan un cauce principal de un río, en pasos superiores de autovías en los que no pueden disponerse pilas en la mediana, y en puentes atirantados en los que el vano central tiene una longitud sensiblemente superior a la de los vanos laterales.

Las estructuras con esta distribución de vanos se caracterizan igualmente por la existencia de una deformación ascendente en los vanos laterales, y por tener una ley de esfuerzos flectores permanentemente de signo negativo en los vanos laterales (con tracciones longitudinales asociadas en la cara superior del tablero), representada en color rojo en la figura 2.



Figura 2. Ley de esfuerzos flectores típica en tablero con luces de vanos descompensadas.



Figura 3. Deformada típica del tablero con luces descompensadas.

3. Sistemas estructurales habituales para evitar el levantamiento en apoyos extremos

Algunos de los sistemas más habituales para evitar el levantamiento de los apoyos extremos en estructuras con luces descompensadas son los siguientes:

- 1) Empleo de neoprenos anclados [2]. Éstos sólo son admisibles cuando el neopreno funciona comprimido para las cargas permanentes, y los esfuerzos de tracción en hipótesis característica (con sobrecargas y acciones variables) no superan el 10% de la capacidad admisible a compresión del neopreno.
- 2) Anclaje vertical tablero-estribo mediante barras o tendones de pretensado. El sistema de barras puede funcionar de forma pasiva (sin pretensado) o activa (con un tesado inicial). En este último caso, sólo pueden emplearse barras de alto límite elástico.
- 3) Sistema de bielas antilevantamiento (figura 4). Se emplean unas piezas metálicas conectadas al tablero y estribo mediante uniones bulonadas, de forma que se permite el libre desplazamiento horizontal del tablero, pero no se coacciona el levantamiento.



Figura 4. Biela metálica antilevantamiento en estructura en construcción.

- 4) Anclajes al terreno y contrapesos en estribos, especialmente en puentes de tipología atirantada.

- 5) Topes antilevantamiento con apoyos invertidos entre tablero y estribo. Esta solución suele consistir en la disposición de una ménsula horizontal en la zona superior del espaldón del estribo, y otra inferior saliente del tablero, entre las que se disponen aparatos de apoyo horizontales, habitualmente terminados en lámina de teflón en una de las caras (apoyos deslizantes) para no afectar al funcionamiento horizontal global de la estructura.

4. Patologías asociadas a los anclajes entre tablero y estribos

Los anclajes verticales permanentes del tablero al estribo se llevan a cabo, generalmente, mediante pretensado en forma de barras de acero de alto límite elástico o cables. Cuando las reacciones ascensionales son moderadas, se puede optar por barras no tesadas (o sólo mínimamente tesadas).

Estos elementos presentan graves inconvenientes de inspección y conservación, ya que se sitúan en zonas muy poco accesibles, incluso atravesando los aparatos de apoyo de la estructura, por lo que pueden quedar hasta totalmente fuera de la vista. Es más, salvo en puentes de cierta singularidad, en los que se presupone la necesidad de una inspección periódica de todos sus elementos, los proyectos de estructuras que requieren de sistema antilevantamiento no suelen prever detalles específicos que permitan la accesibilidad al sistema para su inspección.

Los anclajes están sometidos no sólo a fuerzas de tracción permanente, sino a variaciones en la fuerza de tracción que, en determinados casos, pueden ser significativas, en función de la relevancia de las sobrecargas respecto a las cargas permanentes. Además, el sistema debe permitir los libres movimientos relativos en el sentido longitudinal del puente (entre tablero y estribo) que obligan a la disposición de holguras y longitudes libres sin

inyección con morteros las vainas en las que se instalan los anclajes [2], perjudicando la durabilidad de estos elementos, más aún cuando son zonas por las que puede filtrar el agua desde las juntas de calzada del tablero. Como bien es sabido, el aporte de agua y/o humedad en elementos metálicos que no dispongan de un sistema de protección adecuado, acelera exponencialmente su degradación una vez comienza la corrosión.

Todo ello, unido a los fenómenos de fatiga que pueden experimentar los anclajes si se ven sometidos a variaciones tensionales significativas por la actuación de las acciones variables, incrementa el riesgo de posible rotura de los sistemas de anclaje vertical, cuya consecuencia sería el levantamiento súbito de los vanos extremos, apareciendo un escalón en la calzada que puede provocar accidentes muy graves.

Además de lo anterior, y no menos importante, es el hecho de que en tal situación se produce una modificación del esquema de funcionamiento estructural del puente, que puede llevar a producir afecciones en la seguridad global de la estructura.

Por lo tanto, y en base a nuestra experiencia en el proyecto y reparación de estructuras dotadas de este tipo de sistemas, al abordar su diseño consideramos recomendable tener en consideración las siguientes normas de buena práctica:

- 1) Dimensionamiento de los anclajes con coeficientes de seguridad relativamente holgados, superiores a los estrictos normativos.
- 2) Proteger las barras y tendones en la longitud que atraviesan el tablero y estribo, y en el hueco libre entre ellos.
- 3) En caso de emplear anclajes de barras, optar por elementos de acero inoxidable.
- 4) Siempre que sea posible, independizar el anclaje de los apoyos de neopreno, haciendo factible de este modo la inspección, al menos en el hueco entre estribo y tablero.

5. Descripción estructural del Puente de Los Vados

5.1 Introducción

El puente de Los Vados se caracteriza por una fuerte descompensación de la longitud del vano central respecto a los laterales, razón por la que dispone de un sistema de pretensado vertical entre tablero y estribo.

Este sistema falló en uno de los extremos, generándose de forma súbita un escalón en la vía entre el final del tablero y el murete de guarda del estribo.

En los siguientes apartados se describe desde un punto de vista estructural este puente, al objeto de poder explicar de forma más precisa la patología que aconteció y la solución de refuerzo adoptada.

5.2 Descripción general de la estructura

Se trata de un puente constituido por 4 tableros paralelos con sección cajón de 3 vanos, con luces muy descompensadas entre sí, de 25+74+25 m, que habilita el paso de la Carretera A-92G sobre el Río Genil.

En los años 70 se construyó la estructura original [3], utilizada actualmente para la calzada derecha de la autovía, que posee una anchura de 12 m, y está conformada por 2 tableros de sección cajón separados entre sí por una junta longitudinal intermedia. El canto del tablero varía desde 3.2 m sobre los apoyos en pilas hasta 1.6 m en el centro del vano principal y en los estribos.



Figura 5. Fotografía de archivo del puente recién construido.

El tablero cruza sensiblemente esviado respecto al río. La oblicuidad se resolvió desfasando los apoyos de la pareja de cajones sobre la pila y dejándolos independientes mediante una junta longitudinal. El vano central se construyó por voladizos sucesivos mediante dovelas prefabricadas de peso intermedio montadas mediante una grúa móvil que se movía en unas penínsulas terraplenadas en el río Genil.

A mediados de la década de los 90, cuando se abordó el desdoblamiento de la antigua carretera N-342, se llevó a cabo la ampliación de la anchura de la estructura mediante la construcción de dos tableros-cajón adicionales, independientes de los originales. La solución que se adoptó es muy similar a la original, disponiendo los apoyos sobre pilas y estribos de cada cajón desfasados entre sí. Entre los dos cajones nuevos se dispuso un sistema de conexión “articulada”, por lo que, ante cargas muertas y sobrecargas, no funcionan totalmente independientes entre sí.

El apoyo sobre los estribos se resuelve mediante dos neoprenos-teflón por cada cajón y dos apoyos tipo pot en pilas por cada cajón. En ambos casos dispone de un tope transversal situado entre los dos aparatos de apoyo dispuestos en cada alineación de apoyos. Aunque las pilas y estribos estén esviados en planta respecto al tablero, la alineación apoyos es ortogonal a la directriz de cada cajón.

5.3 Descripción del sistema de anclaje vertical del tablero a estribos

La descompensación de luces entre vanos laterales (25 m) y vano principal central (74 m), con relación entre luces de 0.34, produce que el tablero tienda a levantarse en el apoyo sobre los estribos laterales.

Para evitar esto, en la estructura original de los años 70 se preveía un sistema de anclaje vertical constituido por 2 rótulas tipo Freyssinet, dotadas cada una de 7 barras verticales $\text{Ø}32$ pasantes de acero de límite elástico 4600 Kg/cm^2 . Se trata por lo tanto de un sistema de

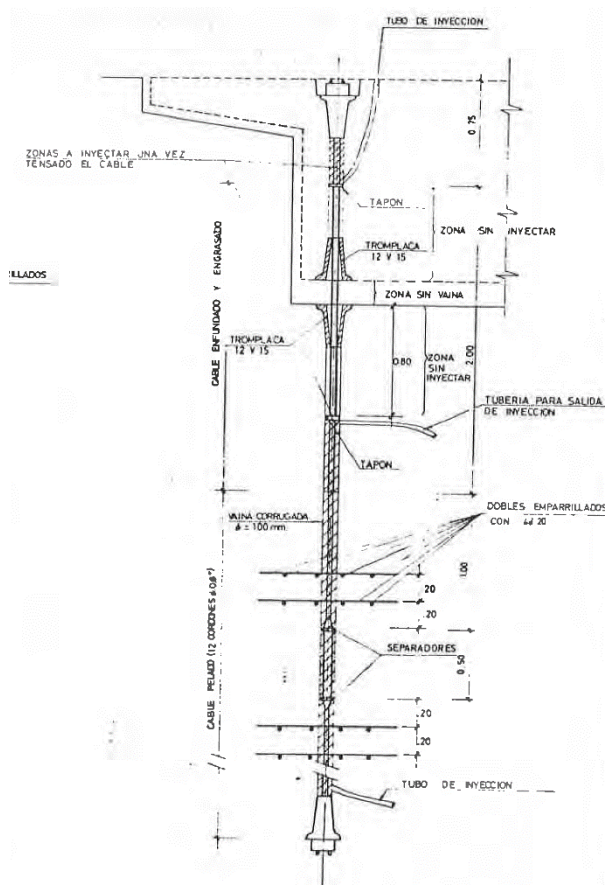


Figura 7. Detalle del sistema de anclaje vertical tablero-estribo en estructura de ampliación.

6. Solución de reparación y refuerzo aplicada en el puente de Los Vados

6.1 Introducción

El 21 de noviembre de 2016 se detectó un resalte significativo, de casi 20 cm de altura, en el carril izquierdo de la calzada izquierda (sentido Granada-Sevilla) de la Carretera A-92G, como consecuencia del levantamiento de uno de los tableros del Puente de los Vados, en el apoyo sobre el Estribo Oeste (figura 8).

Según se pudo comprobar in situ, ello estaba motivado por la rotura de los cables de los anclajes verticales de fijación vertical del tablero a los estribos.



Figura 8. Detalle de la junta de calzada tras levantamiento de extremo del puente.

6.2 Actuaciones provisionales

Ante esta situación, que suponía una afección significativa en el comportamiento estructural del tablero, además de cortarse en primera instancia el paso del tráfico sobre el carril afectado, se adoptaron las siguientes medidas:

- 1) Se contrapesó la ausencia de anclajes mediante la colocación de dos bañeras cargadas de zahorra, que posteriormente se sustituyeron por muertos de hormigón de contrapesos de grúas. Dado el carácter de urgencia de la actuación, se introdujeron pesos de forma progresiva y ordenada hasta que se recuperó la flecha ascendente en el extremo del tablero, comprobándose posteriormente por ACL Estructuras que la carga real aplicada coincidía sensiblemente con la teórica necesaria para garantizar el descenso.
- 2) Se trabajó en la limpieza de la zona entre el paramento inferior de las vigas del tablero y el estribo, al objeto de poder llevar a cabo una inspección más minuciosa.
- 3) Teniendo en cuenta la singularidad de la patología existente, se planteó solución estructural de refuerzo a ejecutar con carácter de urgencia, cuyo diseño fue realizado por ACL Estructuras.
- 4) Se realizaron catas en el tablero para determinar la posición de los anclajes del pretensado longitudinal, y confirmar así la correspondencia de su posición con la identificada en los planos de proyecto.

Con posterioridad, y una vez comenzados los trabajos de reparación, se observó que también estaba seccionado un anclaje vertical en el carril derecho de la misma calzada, por lo que se propuso la realización de un transfer total del tráfico hacia la calzada derecha (sobre el puente construido en los años 70).

Teniendo en cuenta la situación en la que se encontraba el viaducto, como paso previo al dimensionamiento completo de la solución de reparación estructural finalmente aplicada, se llevó a cabo una verificación de que el tablero, en la situación provisional en la que se encontraba, no presentaba riesgo de colapso estructural, ya que hay que tener en cuenta que cuando se produce la rotura de los tendones de anclaje vertical, la ley de esfuerzos en el tablero sufre una modificación. Dicha modificación produce un decremento de los esfuerzos de flexión negativa permanentes en la pila contigua al estribo en el que se produce la patología, e incremento de esfuerzos de flexión positiva entre dicha pila y centro luz del vano central.

A partir de la realización de modelos de cálculo se comprobó que los esfuerzos a los que teóricamente se vio sometida la estructura durante el tiempo transcurrido entre la rotura de los tendones y la colocación de contrapesos, (situación en la que no pasa el tráfico) eran, en general, inferiores a los esfuerzos para los que la estructura habría de estar dimensionada (que incluyen los efectos de sobrecargas). Únicamente en una zona muy particular se producía un incremento de esfuerzos respecto a los de diseño, de en torno a un 10%, que se consideró asumible, habida cuenta de los coeficientes de seguridad disponibles en estructuras de este tipo (que a nivel global son del orden de 1.7, 1.15 por minoración de las propiedades del acero y 1.45 de coeficiente de mayoración medio de acciones). Además, teniendo en cuenta que la disminución de coeficiente de seguridad se producía en una situación accidental, se consideró admisible. Todo ello fue posteriormente avalado al

contrastarse in situ que el tablero no presentaba fisuras anormales.

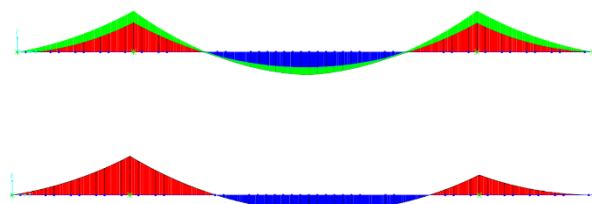


Figura 9. Comparativa de leyes de esfuerzos flectores. Abajo la correspondiente a la situación de obra.

6.3 Reparación de patología en estructura de ampliación.

La solución de reparación consistió en la ejecución de 2 anclajes definitivos con barras pretensadas a cada lado de cada anclaje antiguo de cables. Las dos barras serán tipo Dygw dag de acero de alto límite elástico (950 Mpa) de Ø47 mm, que garantizan una capacidad última resistente ligeramente superior a la del anclaje de cables existente.

Para poder ubicar las barras, fue necesario realizar 2 perforaciones verticales de Ø165 mm a cada lado del tendón existente, separadas aproximadamente 35 cm del eje del tendón en dirección de avance del puente. Las perforaciones atravesaron el tablero y todo el cuerpo del estribo, prolongándose bajo éste al menos 15.5 m dentro del terreno, donde se llevaba a cabo la inyección a modo de bulón. Se realizó la inyección del bulbo del anclaje tipo IRS [4] en 15 m de profundidad, dejando así 50 cm bajo zapata del estribo como longitud libre del anclaje, en la que podía existir hormigón de limpieza. En la figura 10 se incluye definición general del sistema de anclaje aplicado.

Debido a que el carácter de emergencia de las obras no hacía posible optar por barras de acero inoxidable, por razones de suministro en fecha necesaria, se optó por aplicar una barra de anclaje de acero al carbono envuelta en tubo de polietileno de 75 mm de diámetro y 8 mm de espesor (presión nominal de 10 atm), inyectada

con grasa entre polietileno y barra. En los 2.0 m superiores del estribo, el conjunto quedó ubicado dentro de un tubo manguito de Ø105 mm (necesario para llevar a cabo la inyección al terreno), quedando lleno de grasa todo el espacio existente entre la barra y tubo manguito, y entre éste y la perforación. En el resto de longitud perforada del estribo, tanto el espacio interior entre barra y tubo manguito, como el exterior entre tubo manguito y perforación, quedaron inyectados con mortero.

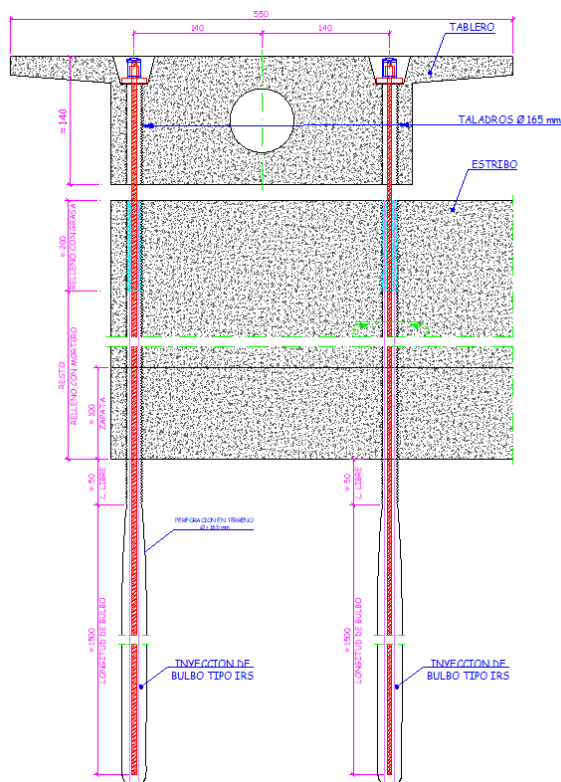


Figura 10. Imagen descriptiva de la solución de reparación tomada de los planos.

Además de lo anterior, en toda la longitud engrasada del estribo (2.0 m superiores del estribo), hueco estribo-tablero (17-20 cm) y en el canto del tablero, la barra fue previamente tratada con limpieza de desengrasado y posterior aplicación de pintura antioxidante específica, como tratamiento anticorrosión unido a la propia protección con grasa dispuesta entre el tubo de polietileno y la barra.

Esta solución se aplicó para los 8 anclajes de los 2 tableros-cajón de la calzada izquierda, es decir, tanto en los 3 que ya habían fallado, como

en los 5 restantes. La diferencia entre ellos fue únicamente la fuerza de pretensado a aplicar en la barra, que se fijó en 75 Tn/barra para los anclajes que habían fallado (necesitándose por tanto recuperar la flecha ascendente), y en 15 Tn/barra en el resto, como sistema de refuerzo con el que se evitaba introducir compresiones en los apoyos excesivas para determinadas hipótesis de carga.

La fuerza de tiro ascensional máxima por apoyo según resultados de los recálculos de verificación resultaba de 95.4 Tn en servicio y 134.1 Tn en diseño. La introducción de una fuerza total de compresión con las dos barras por apoyo de 150 Tn, superior a la tracción máxima de cálculo en diseño, se estableció con doble finalidad: minimizar la elongación de la barra y garantizar su correcto funcionamiento ante fenómenos de fatiga.

Los trabajos completos de reparación y reposición de tráfico sobre la estructura se realizaron en tan sólo dos semanas.

6.4 Refuerzo del sistema en estructura original.

Aunque el sistema de conexión tablero-estribo de esta estructura está, en general, más protegido que el de la estructura de ampliación, presentaba zonas de debilidad que podían poner en riesgo el correcto funcionamiento del sistema, como se pudo identificar en el detalle del plano de proyecto original de la estructura (figura 6). Teniendo esto en cuenta, y con carácter preventivo (puesto que aun no existían indicios de rotura de anclajes), se decidió reforzar el sistema de anclaje vertical de esta estructura.

La conexión que posee el tablero al estribo en esta estructura tiene una capacidad resistente bastante superior a la que tenía el tablero de la calzada sentido Sevilla, en el que aconteció la patología. Además, en este caso no era necesario recuperar flecha ni existía ningún elemento de anclaje que se hubiese visto especialmente dañado (como sí ocurría en la estructura reparada), eliminándose la posibilidad de rotura

de anclajes en cremallera. Todas estas razones hicieron viable plantear en esta estructura la aplicación de un refuerzo mediante una barra de pretensado por cada anclaje existente, que posee capacidad suficiente para resistir las tracciones máximas esperadas en diseño si cualquier elemento actual de anclaje fallase.

Por todo ello, se diseñó y ejecutó una solución de refuerzo similar, pero disponiendo en este caso una barra $\text{Ø}47$ mm por elemento de anclaje, que quedó directamente anclada dentro del cuerpo del estribo, previo tratamiento adecuado de las paredes de la perforación con técnicas de hidrodemolición. El anclaje de la barra tesada se realiza en este caso dentro del cuerpo del estribo, en lugar de contra el terreno existente bajo la cimentación, con objeto de evitar posibles asentos bajo el plano de cimentación del estribo, ya que el tablero de esta estructura de dovelas prefabricadas más antigua, podía ser más sensible a asentos del terreno.

Con objeto de conseguir una rugosidad apropiada de las paredes de la perforación dentro del estribo, que garantizase el eficaz anclaje de la barra, se realizaron unos anillos o rozas circulares cada 1.0 m de longitud dentro de la perforación, empleando para ello maquinaria de hidrodemolición (véase detalle de figura 11). La aplicación de la técnica de hidrodemolición deja una superficie de perforación rugosa, pero no resultaba suficiente para garantizar el anclaje dentro del cuerpo del estribo, por lo que fueron realizados los anillos adicionales. La longitud de perforación dentro del estribo fue de aproximadamente 6.0 m (hasta llegar a la cara inferior de la zapata de cimentación). Para retirar el detritus acumulado de la hidrodemolición se aplicó finalmente limpieza con aire a presión en toda la perforación.

Las barras se dispusieron dentro de perforaciones verticales de $\text{Ø}165$ mm, situadas al lado de cada anclaje existente, separadas entre sí 1.40 m a ejes. Con la separación prevista entre ejes de las perforaciones se evitaba cualquier interferencia con los tendones del pretensado

longitudinal del tablero, así como con las propias barras del sistema de anclaje vertical actual.

Los anclajes fueron tesados a una fuerza de 30 Tn/barra, con objeto de no introducir compresiones excesivas al rodillo de apoyo bajo determinadas hipótesis de carga, pero sí garantizar que las barras son puestas inicialmente en carga y sufren elongaciones reducidas en caso de entrar en carga completamente por rotura de algún elemento de anclaje vertical actual.

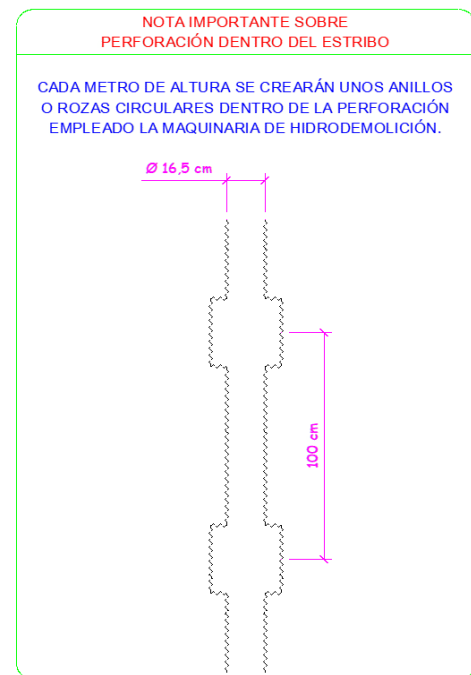


Figura 11. Nota incluida en los planos sobre procedimiento para ejecución de anillos interiores.

Referencias.

- [1] Juan José Arenas, Caminos en el aire. Los Puentes, Colegio de ICCP, 2002.
- [2] Javier Manterola, Carlos Sigriest, Miguel Ángel Gil. Puentes, ETS ICCP Madrid, 2000.
- [3] Carlos Fernández Casado, Javier Manterola, Leonardo Fernández Troyano, Construcción de puentes por voladizos sucesivos mediante dovelas prefabricadas, Revista de Obras Públicas, 1970.
- [4] Carlos Oteo Mazo, José Luis Fernández Salso, Pedro Sola Casado. Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera, Ministerio de Fomento, 2001.