

## UNA SUSTITUCIÓN DE APOYOS SINGULAR. VIADUCTO SOBRE EL RÍO TAJO A-5 PK 204+000

### Luís MATUTE RUBIO

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Director General

[luis.matute@ideam.es](mailto:luis.matute@ideam.es)

### Ignacio PULIDO SÁNCHEZ

Ingeniero de Caminos

IDEAM S.A.

Jefe de Proyectos

[ignacio.pulido@ideam.es](mailto:ignacio.pulido@ideam.es)

### RESUMEN

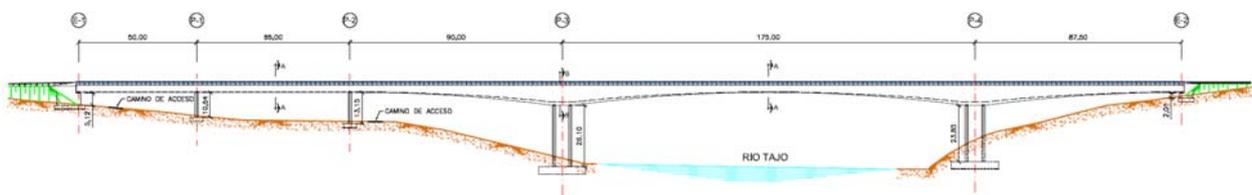
El puente de la Autovía A-5 sobre el río Tajo está formado por un tramo principal de voladizos sucesivos de 350 m y dos vanos de acceso de 50 y 65 m cada uno. La principal patología que presentaba esta estructura era el precario estado de conservación de los aparatos de apoyo del estribo y pila 1, debido principalmente al agotamiento de las carreras de las bandejas deslizantes de los mismos, consecuencia de los movimientos impuestos de retracción y fluencia, así como por los efectos térmicos.

La singularidad del trabajo de sustitución de los apoyos ha residido en la necesidad de refuerzo de los diafragmas de pila para poder llevar a cabo el levantamiento del puente, sin la necesidad de utilizar torres auxiliares de apeo, ante la imposibilidad de apoyar directamente sobre la cabeza de pila por la falta de previsión en proyecto de este tipo de operación.

**PALABRAS CLAVE:** Sustitución de apoyos, patología de apoyos, apoyos tipo POT, apoyos deslizantes, movimientos puentes, izado grandes cargas.

### 1. Introducción y descripción general del puente

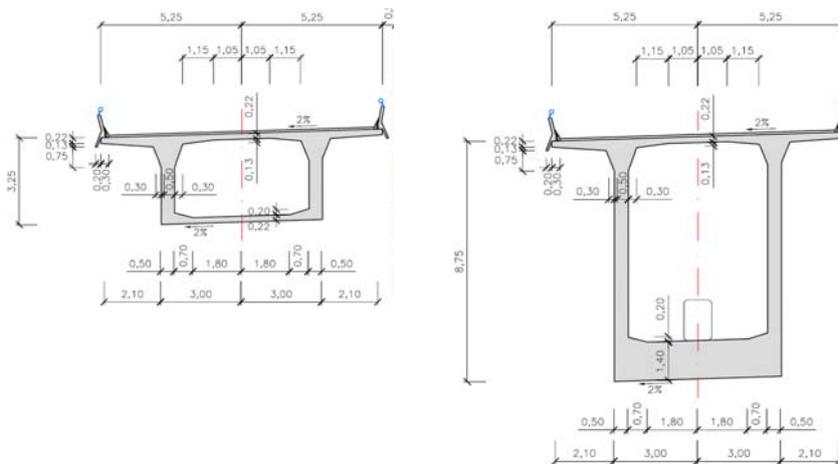
El puente sobre río Tajo está situado en la autovía A-5 en el pk. 204+000, en el término Municipal de Almaraz, Cáceres. Se trata de un puente construido por el método de voladizos sucesivos con una longitud total de 467,50 m. El tablero está formado por una viga cajón con 5 vanos de longitudes de 50,00 m, 65,00 m, 90,00 m, 175,00 m y 87,50 m, de los cuales los dos primeros son de canto constante y los 3 restantes de canto variable, habiendo sido construidos éstos mediante la técnica de voladizos sucesivos. En la siguiente figura se incluye un alzado del puente en donde se puede observar su configuración estructural.



**Figura 1. Alzado general del puente. Vanos 1 y 2 construidos mediante cimbra directamente al terreno. Tramo principal, vanos 3, 4 y 5, mediante la técnica de voladizos sucesivos.**

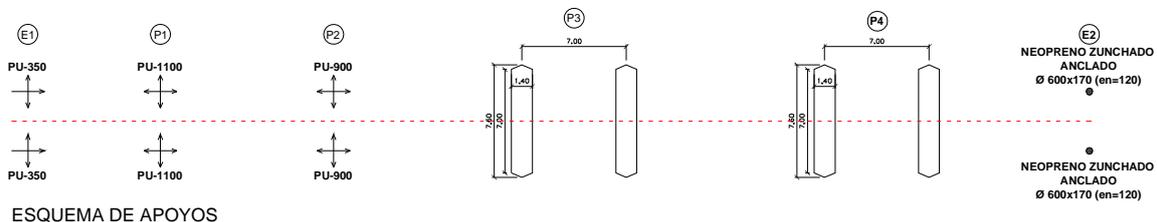
Las pilas del puente son de sección rectangular de 6,00 de ancho y 1,40 m de canto. Las pilas centrales, correspondientes al tramo principal del puente, mantienen la geometría del resto de pilas, si bien están formadas por dos tabicas paralelas separadas 7,00 m entre sí, las cuales se empotran en cabeza con el tablero.

El tablero es de sección cajón de canto constante en los vanos laterales y de canto variable en la zona principal, la construida por voladizos sucesivos. El ancho del cajón es constante de 6,00 m, con dos voladizos de 2,10 m en cada lateral hasta alcanzar los 10,20 m de ancho de plataforma. El canto del cajón es de 3,25 m en los tramos de canto constante, en el centro de vano y extremos de la zona de canto variable, y crece conforme a una parábola de 2º grado hasta alcanzar un canto máximo de 8,75 m sobre las pilas 3 y 4. Las almas son de espesor constante de 0,50 m, al igual que la losa superior, que tiene un espesor de 0,22 m. En el caso de la losa inferior, en los vanos de acceso y en los extremos y centro de vano del tramo de voladizos sucesivos, ésta tiene un espesor de 0,22 m, aumentando de forma parabólica hasta 1,40 m en los tramos sobre pilas 3 y 4. En las zonas sobre pilas el cajón está macizado, con su correspondiente paso de hombre para posibilitar la inspección y el mantenimiento de la estructura.



**Figura 2. Sección transversal del puente. A la izquierda, sección de vanos laterales. A la derecha, sección de pila del tramo de voladizos sucesivos.**

Los aparatos de apoyo del puente, de acuerdo al documento de planos del proyecto de liquidación, son de tipo POT guiado sobre estribo 1 y pilas 1 y 2, mientras que en el caso del estribo 2, los aparatos de apoyo son circulares de neopreno zunchado anclados. La capacidad de carga de los apoyos es de 3500 kN en el caso del estribo 1, 1100 kN sobre pila 1, 900 kN sobre pila 2 y de unas 4250 kN en el estribo 2.



**Figura 3. Esquema de aparatos de apoyo del puente.**

## 2. Patología de los apoyos del puente

El estado de conservación que presentaban los aparatos de apoyo del puente era bastante precario, especialmente los del estribo y pila 1, lo que condujo a una actuación de emergencia por parte del Ministerio de Fomento, titular de la estructura.

El puente, debido a los movimientos impuestos producidos por la retracción y fluencia, así como por los efectos térmicos, había sufrido un acortamiento significativo, de unos 20 cm en el caso del estribo de la calzada derecha y unos 22 cm en el caso de la calzada izquierda. En cualquier caso, e independientemente del recorrido que hubieran sufrido, en el momento de la intervención, la carrera de los aparatos de apoyo de estribos se encontraba totalmente agotada, llegando, incluso, los tornillos de sujeción de las bandejas deslizantes a topar con el propio pistón del apoyo, daños que se pueden observar en las imágenes siguientes.



**Figuras 4 y 5. Aparatos de apoyo correspondientes al estribo 1. Apoyos con carrera totalmente agotada para un desplazamiento total de unos 22 cm. En la imagen izquierda se puede observar la rotura de la lámina lateral de la guía.**



**Figuras 6 y 7. Detalle de los tornillos de anclaje de las bandejas deslizantes topando con los pistones de los apoyos.**

Los aparatos de apoyo de las pilas 1 y 2 presentaban un mejor aspecto de conservación, si bien en el caso de los apoyos de pila 1, las carreras de las bandejas deslizantes también se encontraban agotadas, aunque no llegaban a presentar un estado tan precario como el los apoyos de los estribos. En los apoyos de la pila 1 se pudieron medir unos desplazamientos de unos 16 cm en la calzada derecha y unos 18 cm en la calzada izquierda.



***Figuras 8 y 9. Aparatos de apoyo de pila 1, en donde se observa el agotamiento de las carreras de las bandejas deslizantes. En la imagen derecha se puede observar el teflón de la guía roto y fuera de su posición original.***

Además de presentar la carrera agotada, la mayor parte de los apoyos del estibo y pila 1 de las dos calzadas, presentaban un problema adicional, consistente en el deterioro y pérdida de posición de la lámina de acero inoxidable y/o de las láminas de teflón de las guías de los apoyos, tal y como se ha podido observar en las imágenes anteriores.

### **3. Análisis de las patologías de los apoyos**

Como se ha descrito en el apartado anterior, los principales daños que presentaban los aparatos de apoyo del puente se localizaban en el estribo y pila 1 de ambas calzadas. Por un lado, presentaban el completo agotamiento de las carreras de las bandejas deslizantes, con lo que el puente quedaba en una situación precaria, puesto que en cualquier momento se podrían producir daños mayores en cualquiera de los apoyos, como por ejemplo, la pérdida del material elástico del pistón. En ese momento se produciría el agotamiento completo de los mismos y aumentaría aún más el rozamiento de los aparatos de apoyo, lo que se traduciría en el correspondiente incremento de las fuerzas inducidas en la subestructura por las acciones impuestas y como consecuencia resultarían las pilas especialmente sensibles a dichos efectos, pudiéndose llegar a producir estados de servicio no previstos ni deseables.

Otro daño, que con carácter general presentaban los aparatos de apoyo, era la rotura y expulsión de las láminas de acero inoxidable y de teflón correspondientes a las guías de los apoyos. Este hecho se atribuyó a la inusual disposición de dos apoyos guiados en una misma sección de apoyo, puesto que cualquier defecto, inevitable, de replanteo y colocación, por pequeño que sea, implica necesariamente que los apoyos no se muevan con un paralelismo perfecto, lo que produce sobre las guías unas fuerzas transversales no previstas en su diseño, que podrían haber acabado por producir la expulsión de las láminas laterales de acero inoxidable y del teflón.

## **4. Descripción de la solución de sustitución de apoyos**

### **4.1. Problemática de la actuación**

La operación de sustitución de apoyos presentaba una serie de complicaciones, tanto durante la fase de estudio de soluciones como durante la propia ejecución de las obras, que condujeron a la

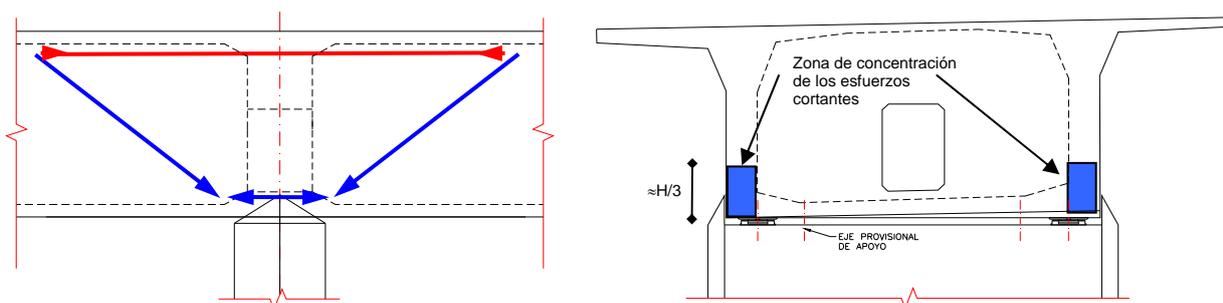
necesidad de adoptar una serie de medidas extraordinarias ante la falta de preparación de la estructura para realizar la sustitución de los aparatos de apoyo.

Interesa indicar que la problemática de los estribos resultaba diferente a la de las pilas. En el caso de los estribos, los aparatos de apoyo se encontraban retranqueados 0,75 m del frontal del estribo y la holgura, entre la cara inferior del tablero y la cara superior del estribo, apenas superaba los 0,10 m. Este hecho conducía a unas condiciones de trabajo realmente complicadas, tanto para la colocación de los gatos hidráulicos como para la posterior colocación de los nuevos apoyos.

Con objeto de poder proporcionar un mayor espacio de trabajo, se estudiaron diferentes alternativas existentes, como picar el cargadero, realizar un mayor levantamiento en el estribo del estrictamente necesario, etc. La solución finalmente adoptada, de acuerdo con la empresa Constructora, fue realizar el levantamiento de pila y estribo de forma simultánea, afectando de esta forma a una mayor longitud de tablero, de modo que se reducían considerablemente los esfuerzos en el tablero debidos a la deformación impuesta que suponía el levantamiento del estribo únicamente. De esta manera, se pudieron establecer unas alturas de levantamiento de 4 cm en el estribo 1 y de 2,5 cm en la pila 1, que generaban unos esfuerzos en el puente por la deformación impuesta totalmente aceptables, incluso en caso de concomitancia con la sobrecarga de tráfico.

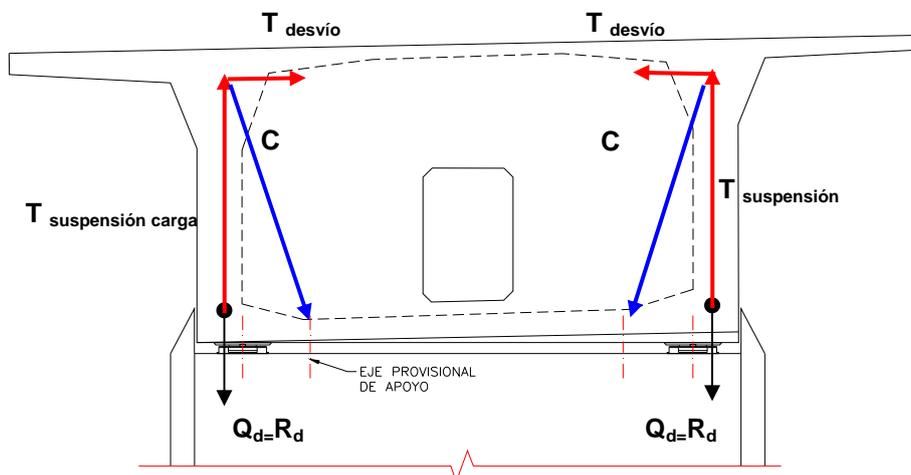
En el caso de las pilas, si bien no existía limitación de espacio en vertical, el disponer de unos 0,20m de altura libre y de la propia cabeza de pila para la colocación de los gatos hidráulicos, el principal problema fue encontrar un mecanismo resistente adecuado que garantizara la ejecución de la operación con las suficientes garantías para no fisurar ni dañar el puente.

En primera instancia, aprovechando la presencia del mamparo de pila, se pensó en apoyar directamente los gatos sobre la cabeza de pila, utilizando ésta como sistema de apoyo provisional. De acuerdo a los planos del proyecto de liquidación se pudo comprobar que los diafragmas de pila presentaban un armado adecuado para la situación de los apoyos definitivos, pero con poca capacidad de admitir otro tipo de mecanismos resistentes, como sería el de suspender la carga para permitir su desvío hacia los apoyos provisionales. De acuerdo a la bibliografía especializada así como la propia EHE-08, en los comentarios del artículo 60.5 "Diafragmas en tableros", para el cálculo y diseño de los mismos ha de suponerse que la carga vertical se encuentra aplicada en el tercio inferior del diafragma, distribuida en un ancho igual que el de las almas adyacentes.



**Figuras 10 y 11. Esquema simplificado del mecanismo resistente de cortante y flexión en apoyos continuos. Distribución del cortante en zona de diafragma en el tercio inferior de las almas.**

A partir del esquema longitudinal del puente, mostrado en las figuras anteriores, se justifica que el esfuerzo cortante en la sección de pila, ha de considerarse situado en el tercio inferior de los diafragmas. En la sección transversal del diafragma, el esquema resistente transversal necesario para permitir el desplazamiento provisional del eje de apoyo, como ocurriría durante el levantamiento de apoyos, sería el de la siguiente figura.



**Figura 12. Esquema de bielas y tirantes necesario para poder realizar la sustitución de apoyos directamente apoyando sobre la cabeza de pila. Inexistencia en el diafragma de armadura de suspensión o cuelgue de la carga vertical ni de la armadura horizontal superior de desvío.**

Dada la ausencia de una armadura de cuelgue en el diafragma con capacidad para subir la carga hasta la parte superior del mismo y, desde ahí poder desviarla hasta el eje del apoyo provisional, durante la fase del proyecto sustitución, se decidió efectuar el levantamiento mediante 4 torres de apeo de 5000 kN cada una, posibilitando de esta forma la sustitución de los apoyos. Esta medida hacía necesario tener que recurrir a unos medios auxiliares robustos por la carga de trabajo y sus más de 10,00 m de altura, así como a un coste económico mucho más elevado que si la estructura estuviera preparada para realizar tales operaciones.

#### 4.2. Descripción de la solución adoptada

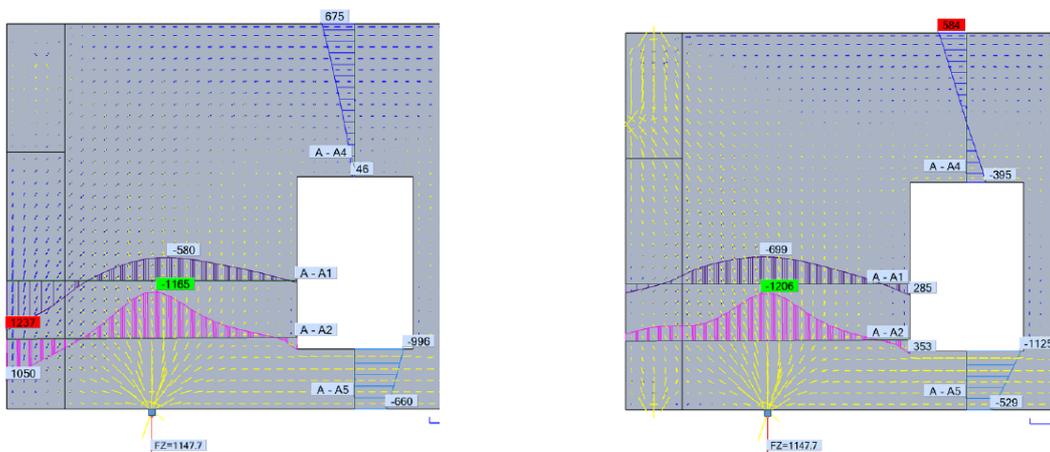
Las obras de emergencia fueron adjudicadas por el Ministerio de Fomento a la empresa Freyssinet. IDEAM llevó a cabo el asesoramiento especializado a la Dirección de Obra.

Con objeto de poder reducir el plazo de ejecución de los trabajos y simplificar la solución prevista, la empresa Contratista analizó los problemas de la utilización de las torres de apeo, y plantear el estudio de un sistema alternativo que permitiera realizar el apoyo de los gatos en la cabeza de pila.

Atendiendo las razones expuestas, IDEAM propuso como solución alternativa el refuerzo vertical de las almas del cajón mediante una serie de barras de pretensado, de forma que se aplicara en éstas una compresión tal que asegurara un estado tensional de compresiones durante la sustitución de los apoyos. De esta forma se pudo recoger la tracción de cuelgue o suspensión, indicada en el esquema de la figura 7, mediante una precompresión de las almas del tablero.

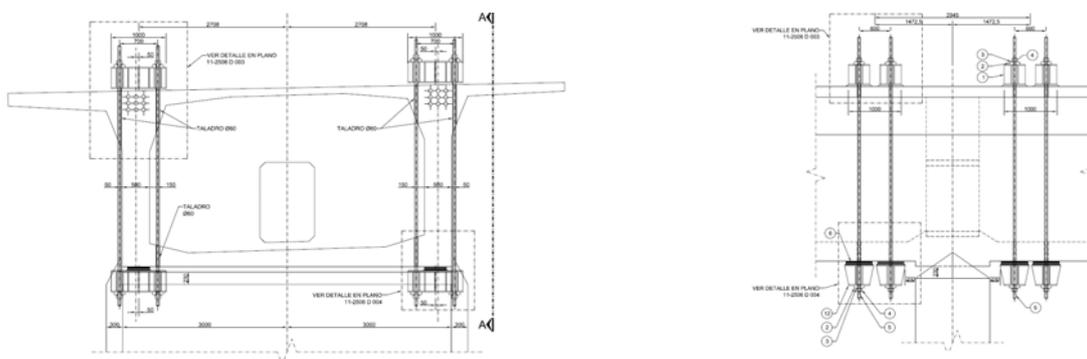
Por otro lado, ante la falta de armadura horizontal en la parte superior del diafragma, se dispusieron unas barras horizontales de pretensado para resistir la fuerza de desvío, disponiéndose de esta forma de un sistema resistente adecuado, posibilitando utilizar la pila existente como punto de apoyo provisional para realizar la sustitución de los apoyos.

Para el cálculo y verificación de la solución se realizó un modelo de elementos finitos tipo placa, con el que se pudo verificar la validez de la solución propuesta, pues la precompresión del alma evitaba el agotamiento del diafragma a tracción al suspender la carga. En las figuras siguientes se incluye el comportamiento del semidiafragma de pila, sin reforzar y con la aplicación del pretensado, donde fácilmente se puede comprobar que las tracciones localizadas con un pico de 1237 t y un valor medio de unas 700 t, desaparecen prácticamente al introducir la acción vertical del pretensado del alma.

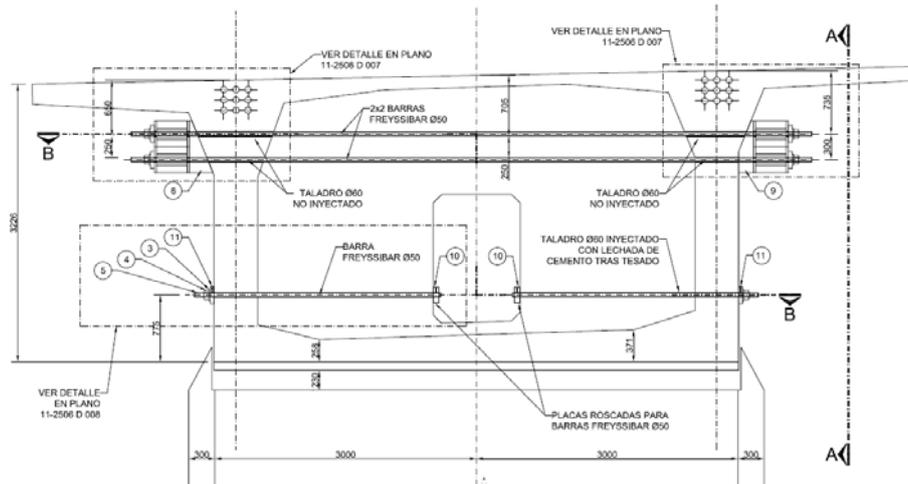


**Figuras 13 y 14. Modelo de cálculo realizado para la comprobación del mecanismo resistente del diafragma de apoyo, sin y con el pretensado vertical (izquierda y derecha respectivamente).**

Una vez definida la solución conceptual, se realizó el desarrollo de la misma por parte de la empresa Freyssinet, como empresa adjudicataria de las obras y responsable de los medios auxiliares de obra. Concretamente, se dispusieron 4 sistemas de barras de cuelgue, formado por dos balancines cada uno, sobre los que actuaban 2 barras de pretensado de acero 1030/930 Ø50 tesadas a 1000 kN cada una. Así mismo, con objeto de resistir el tiro horizontal se dispusieron 4 barras horizontales de las mismas características que las anteriores, tesadas igualmente a 1000 kN cada una. En las figuras siguientes se incluyen los esquemas generales de la solución finalmente adoptada.



**Figuras 15 y 16. Esquema general del sistema de pretensado vertical de almas utilizado como refuerzo del diafragma de pila.**



**Figura 17. Esquema transversal del sistema de refuerzo mediante pretensado horizontal del diafragma para posibilitar el desvío horizontal de la carga suspendida.**

Dadas las complicadas condiciones de ejecución de los trabajos, especialmente de la puesta en obra de los apoyos, se optó por la colocación de aparatos de apoyo esféricos de mejor adaptados para absorber cualquier imperfección o error de colocación. La carrera de los aparatos de apoyo se diseñó para un movimiento total de  $\pm 200$  mm, de los cuales, aproximadamente 90 mm se correspondían con las deformaciones térmicas, 60 mm con la retracción residual y el frenado, estableciendo un margen adicional de 50 mm por los posibles desajustes de colocación en obra y por evitar reglajes “in situ” en función de la temperatura de colocación.

## 5. Desarrollo de los trabajos

A partir de la solución de refuerzo de los diafragmas de pilas y definidos todos los medios auxiliares a utilizar, se comenzaron los trabajos de la sustitución de apoyos. En primer lugar, se comenzó con la realización de los trabajos de refuerzo horizontal de los diafragmas, con objeto de minimizar las afecciones al tráfico, pues una vez colocado el sistema de pretensado de las almas, la plataforma del puente se vería reducida a un único carril de circulación.

Finalmente, los trabajos de elevación y sustitución de los apoyos se pudieron desarrollar con el desvío del tráfico por la otra calzada de la autovía. Igualmente se adoptaron las medidas necesarias para permitir el paso del tráfico por un único carril del puente si las operaciones de sustitución de los apoyos se alargaba o, simplemente, surgía cualquier incidente en la otra calzada de la autovía.



**Figura 18. Detalle de diafragma de pila reforzado mediante barras de pretensado.**



**Figura 19. Detalle de colocación de apoyos en pila.**

La colocación de los apoyos resulto bastante complicado, dada las estrictas condiciones de trabajo debido a las mínimas holguras existentes, especialmente en el caso de los aparatos de apoyo de estribo, en donde los nuevos apoyos se debían colocar en su posición inicial, es decir, su eje a 0,75 m del frontal del estribo el centro del apoyo y bajo el eje del alma en transversal, con una altura libre de algo más de 10 cm, con una holgura del entorno de 2-3 cm teniendo en cuenta el levantamiento del tablero realizado.

Una vez retirados los aparatos de apoyo, se pudo comprobar el estado de conservación real de los mismos, confirmándose el avanzado estado de deterioro que presentaban, especialmente los apoyos de los estribos, a los cuales pertenecen las siguientes imágenes. Como se puede observar fácilmente, tanto la bandeja superior deslizante, de acero inoxidable, como la parte del pistón se encontraban muy deteriorados por el deficiente apoyo que manifestaban por el agotamiento de la bandeja deslizante. Llama la atención, de forma especial, la degradación de la parte trasera del pistón debido a la falta de protección que se derivaba del el agotamiento de la carrera del apoyo.



**Figuras 20 y 21. Aparatos de apoyo de estribo, una vez retirados. Se puede observar cómo la parte inferior del apoyo, el pistón, se encuentra totalmente deteriorado debido a la insuficiencia de carrera de las bandejas deslizantes. También se observa el precario estado de conservación de la bandeja de acero inoxidable correspondiente a otro de los apoyos de estribo.**

## 6. Conclusiones

Como conclusión general del presente artículo, se considera importante resaltar la importancia de prever, durante la fase de proyecto, la sustitución de todos los elementos fungibles o con menor vida útil que la de la propia estructura, establecida en la actualidad, por la EHE-08, en 100 años. Tener en cuenta estos detalles (holguras, puntos de apoyo provisional, esquemas resistentes provisionales, etc.), durante la fase de proyecto implica un mínimo esfuerzo adicional al proyectista y supone una sustancial mejora en la reducción de los costes de conservación, en las afecciones a terceros y en las garantías de seguridad y ejecución de los trabajos.

## 7. Principales participantes en el proyecto y obras

**Propiedad:** Ministerio de Fomento. Demarcación de Carreteras del Estado en Extremadura. Unidad de Carreteras de Cáceres. Jefe de Demarcación: D. José Manuel Blanco Segarra. Director de las obras: D. Antonio Cabanillas Canelo.

**Constructora:** Freyssinet. Delegación Centro.

**Informe de emergencia:** UTE IDEAM-PAYMA COTAS

**Asistencia Técnica a la Dirección de la Obras:** IDEAM