

Lecciones aprendidas del diagnóstico y desmontaje del paso superior Joaquín Costa – Francisco Silvela, Madrid

Experience Achieved After Diagnosis and Dismantling of the Overpass Joaquín Costa - Francisco Silvela. Madrid.

Julio Sánchez Delgado^{a,*}, Fco. Javier León González^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Codirector técnico.

^b Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Codirector técnico.

Recibido el 19 de noviembre de 2025; revisado el 1 de diciembre de 2025, aceptado el 25 de febrero de 2026

RESUMEN

Construido en 1969, este viaducto de hormigón pretensado venía manifestando algunos problemas hasta que, en febrero de 2020, se detectó una grieta asociada a la rotura de un tendón. Eso exigió acometer un proceso de diagnóstico para una adecuada evaluación estructural del tablero. Tras constatarse que cerca del 10% de los tendones presentaba alguna deficiencia relacionada con la inyección y con principios de corrosión, y que la resistencia característica del hormigón, con un diagnóstico inequívoco de fuerte ataque árido-álcali, apenas llegaba al 50% de la del proyecto –con un nivel de seguridad inadmisiblemente e insalvable–, se recomendó al Ayuntamiento de Madrid el cierre y el desmontaje de la estructura. El soporte de la ETSICCP-UPM y nuestra perseverancia permitieron completar dos campañas paralelas de reconocimiento *post-mortem* de gran valor para confirmar el diagnóstico. Este artículo expone las lecciones aprendidas por los autores durante las fases de diagnóstico, de diseño de la demolición y de asistencia técnica durante la ejecución.

PALABRAS CLAVE: corrosión bajo tensión, fragilidad, ataque árido-álcali, pretensado ‘excesivo’.

©2026 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

Built in 1969, this prestressed concrete viaduct had been exhibiting various signs of distress until, in February 2020, a crack associated with the rupture of a tendon was detected. This required the implementation of diagnosis to enable an adequate structural assessment of the deck. After confirming that approximately 10% of the tendons exhibited deficiencies related to grouting and early-stage corrosion, and that the characteristic compressive strength of the concrete – with an unequivocal diagnosis of severe alkali-aggregate reaction (AAR) – barely reached 50% of the design value, resulting in an unacceptable and irrecoverable level of structural safety, the Madrid City Council was advised to proceed with the closure and dismantling of the structure. The support from the Engineering School of Madrid (ETSICCP-UPM) and our perseverance made it possible to complete two parallel post-mortem investigation campaigns of great value in confirming the diagnosis. This article presents the lessons learned by the authors during the diagnosis phase, the demolition design stage, and the technical assistance provided throughout execution.

KEYWORDS: stress-corrosion, brittle failure, alkali-aggregate attack, ‘excess’ of prestressing.

©2026 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: jsd@fhecores (Julio Sánchez Delgado)



Figura 1. Puente José León de Carranza, inaugurado en 1969.



Figura 2. Palacio de los Deportes de La Coruña, inaugurado en 1970.¹

1. EL PROYECTISTA Y LA OBRA

José Antonio López Jamar fue un gran ingeniero de INTECSA cuya obra ha sido insuficientemente reconocida. Como muchos de su generación, educados en la estela de los grandes profesores e ingenieros estructurales que ejercían brillantemente la profesión e impartían docencia de gran calidad en la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, López Jamar redactó proyectos y supervisó obras muy variadas en el ámbito de los edificios, los puentes y otras construcciones. Cabe citar, por ejemplo, el puente José León de Carranza (Cádiz) (figura 1) y el espléndido Palacio de los Deportes de La Coruña [12] (figura 2). En 1968 proyectó el viaducto urbano que es objeto de este artículo, en aquel contexto en el que proliferaban por todo el país los pasos superiores urbanos como mejor sistema para asegurar la fluidez del tránsito de vehículos y que, además, venían a ser expresiones de modernidad. El autor del proyecto publicó un artículo en *Hormigón y Acero* [13] en el que, con prosa escueta, describe las características

esenciales de la obra. El presente artículo viene precedido de dos referencias recientes [3, 14] a propósito del diagnóstico (primavera de 2020) y del inevitable desmontaje (verano de 2020) de este viaducto del que ahora queda la memoria. La historia de su final depara lecciones que deseamos presentar.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El viaducto, proyectado en 1968 e inaugurado en 1970, enlazaba las calles de Joaquín Costa y Francisco Silvela, sobre la glorieta de López de Hoyos, así como la primera con la calle de Príncipe de Vergara mediante con un ramal de descenso hasta ésta (figuras 3 y 4).

¹ Ver <https://www.fgpatinaxe.gal/el-palacio-de-los-deportes-de-riazor-una-pista-con-sabor-a-hockey-sobre-patines/> y <https://arquitecturayempresa.es/noticia/arquitectura-olvidada-se-cumplen-50-anos-del-palacio-de-deportes-de-la-coruna>

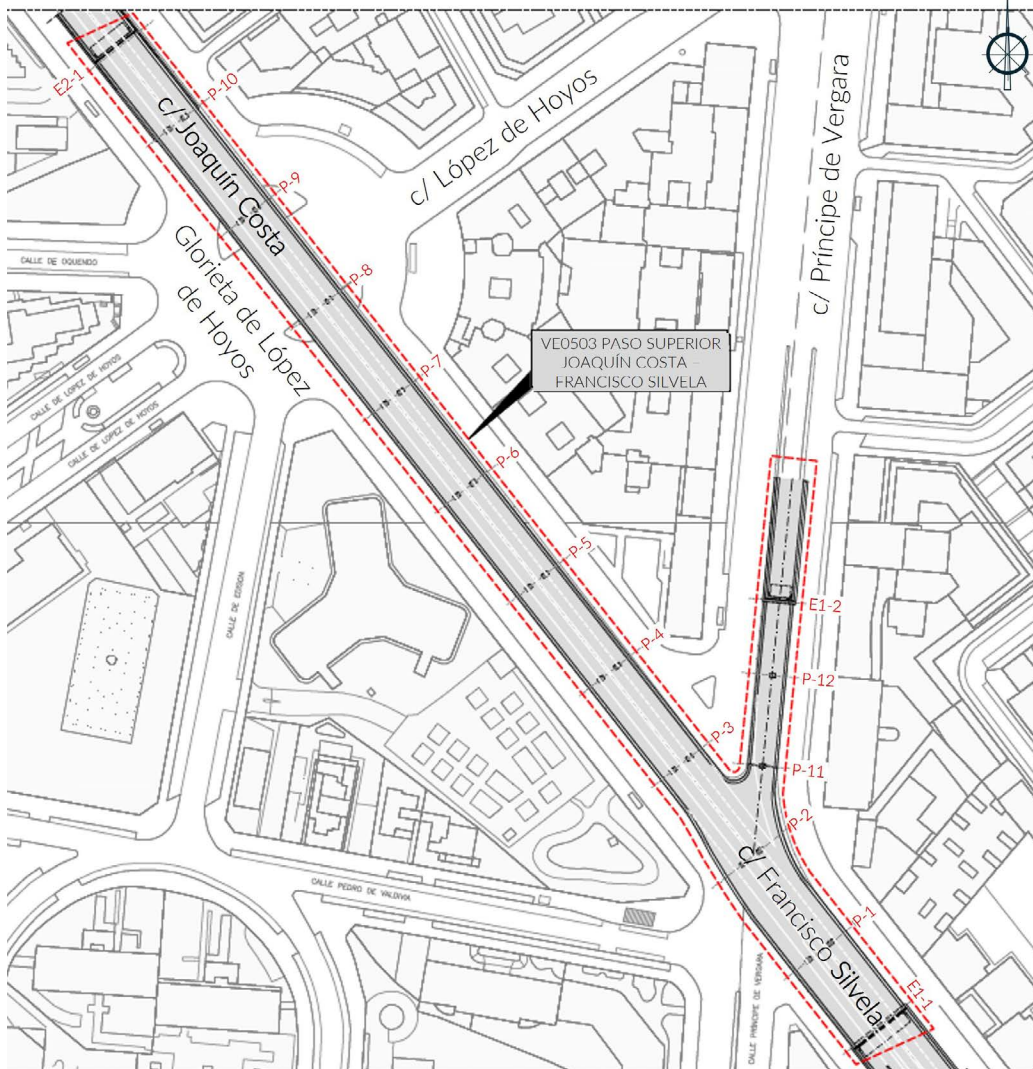


Figura 3. Ubicación (adaptada a partir de [3]) de la estructura, cuya planta se marca en rojo

Constaba de un tronco principal de 460 m de longitud incluyendo estribos y muros laterales, siendo la longitud de tablero de 359 m, distribuida en 9 vanos de 33.8 m de luz y vanos extremos de 27.6 m. El ramal de salida hacia la calle Príncipe de Vergara tenía 122 m de longitud, incluyendo estribos y muros laterales, correspondiendo 69 m al tablero, con 3 vanos de luces 22-22-25 m, el último de los cuales era el vano de conexión con el tronco principal. La superficie total de los tableros era de unos 6400 m². Las juntas de dilatación se localizaban en los tres estribos (E1-1, E1-2 y E2-1, figura 3) y la junta a media madera entre el ramal y el tronco a la altura de la pila 11. Salvo en la P-2 (conectada al tablero), los aparatos de apoyo eran de neopreno zunchado.

El tablero era una losa de hormigón pretensado, aligerada en casi toda su extensión. El tronco principal tenía, en 9 de sus 11 vanos, una sección transversal compuesta por dos núcleos en forma de artesa conectados entre sí por una faja central de losa, teniendo cada núcleo dos aligeramientos rectangulares con esquinas achaflanadas. El ancho era de 19.25 m en el vano 1 (junto al estribo de la calle Francisco Silvela) y 15 m en los vanos 4 a 11 (hasta el estribo de la calle Joaquín Costa). El canto máximo de la sección en el tronco principal era de 1.20 m, constante a lo



Figura 4. Perspectiva del tronco principal del viaducto, 13 de marzo de 2020 (foto de los autores).

largo de toda la longitud, que se reducía hacia los bordes laterales por el bombeo transversal (figura 5).

En los vanos 2 y 3 del tronco principal, en los que se materializaba la conexión con el ramal de la calle Príncipe

de Vergara, la anchura de tablero era variable entre 19.25 m y 15 m, las artesas eran macizas y la faja central entre artesas tenía un canto mayor que en el resto del tablero. La sección transversal del ramal de la calle Príncipe de Vergara constaba de un único núcleo con forma de viga artesa con dos aligeramientos, canto de 1.1 m en el eje, ancho de 8.5 m y voladizos de 2.75 m.

La considerable esbeltez ($L/h = 28.15$) de los vanos del tramo principal venía motivada por la necesidad de acotar la rasante y asegurar gálibos suficientes. Para eso fue preciso dotar a la estructura de una notable cuantía de armadura de pretensado: 37 kg/m^2 de acero de tensión última $f_{pu}=170 \text{ kg/mm}^2$ (figura 6). Para comparar este valor con la práctica actual, se puede hacer una equivalencia con acero $f_{pu}=1860 \text{ MPa}$, lo que supone una cuantía corregida de 33.3 kg/m^2 , viniendo a ser un 33% mayor que las cuantías habituales hoy día (25 kg/m^2) [5]. La cuantía de armadura pasiva (figura 7) ascendió a 49 kg/m^2

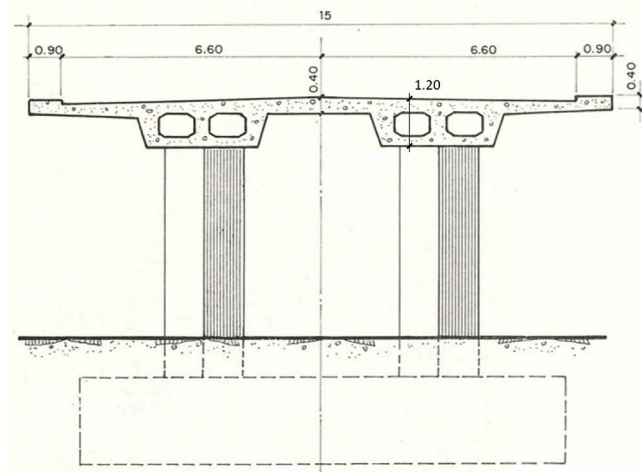


Figura 5. Sección transversal tipo, tomada de [13].

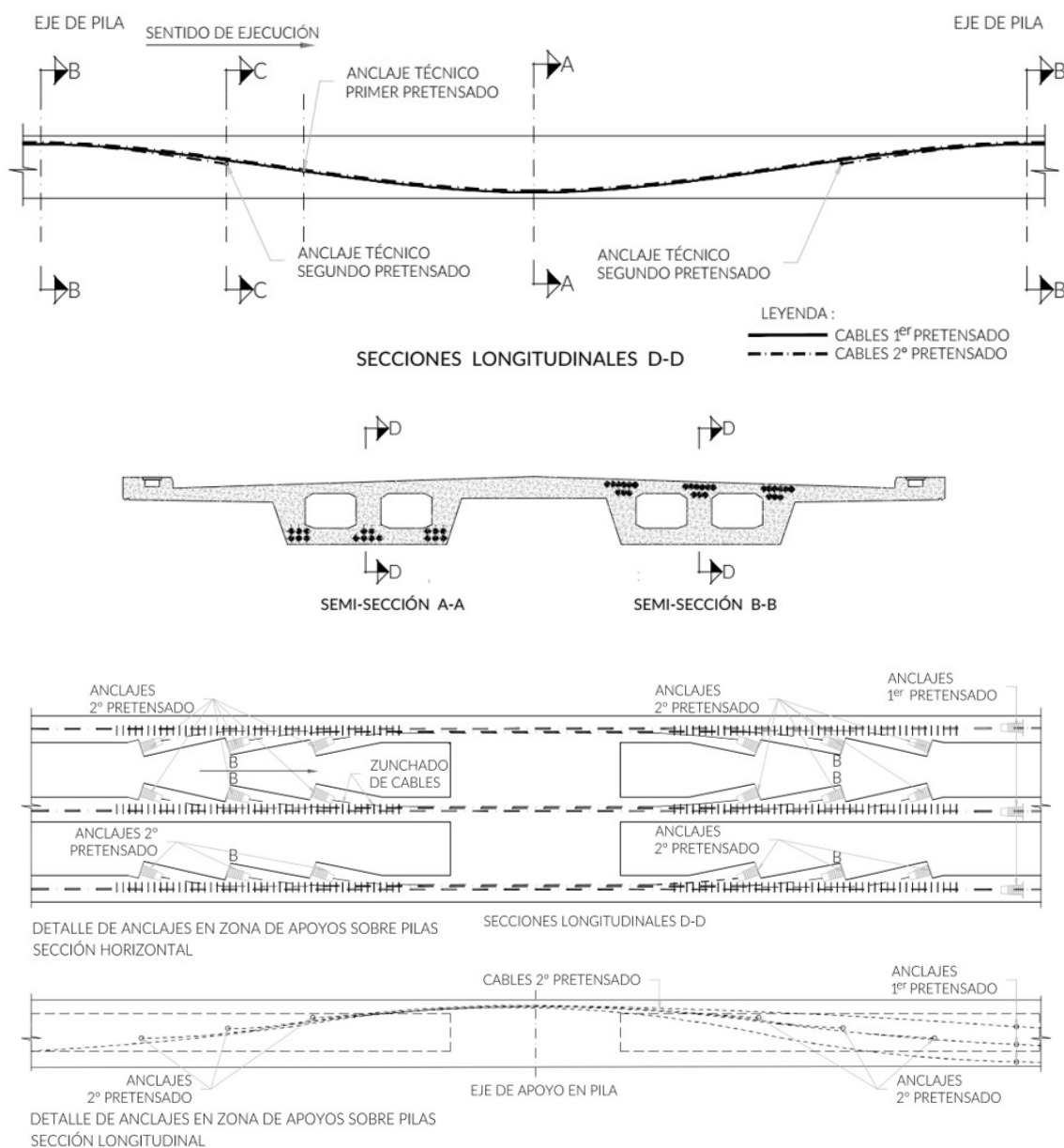


Figura 6. Disposición del pretensado (tomado y adaptado de [13]).

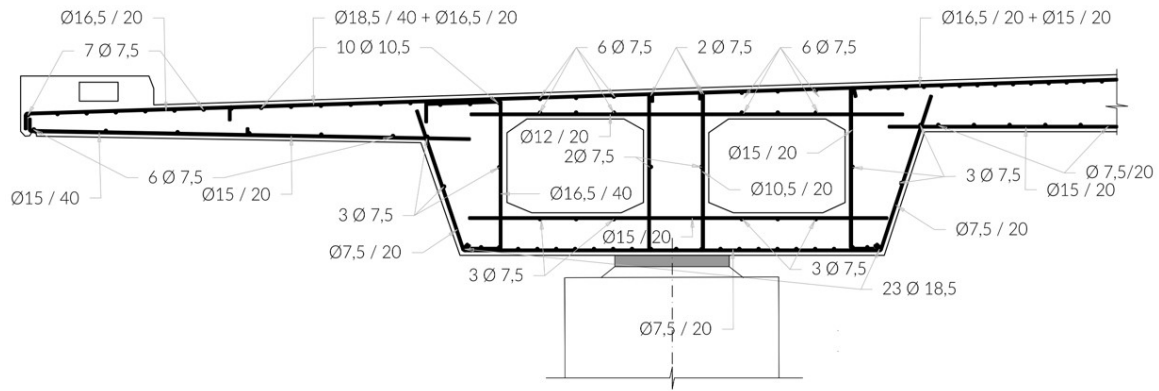


Figura 7. Armadura pasiva, a partir de los planos conservados en el Ayuntamiento de Madrid (57-237-1, Inv. 865).



Figura 8. Sección de una de las dovelas cortadas, en el proceso de desmontaje, en las proximidades de un apoyo. La altura de los alvéolos es de apenas 0.55 m (el canto total de la sección, constante, es de 1.20 m, con una esbeltez de $L/28.15$) (foto de los autores).



Figura 9. Cajetines de pretensado en uno de los alvéolos de una de las dovelas cortadas en el proceso de desmontaje (foto de los autores).



Figura 10. Prueba de carga del viaducto, 13 de mayo de 1970.

de acero de límite elástico $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, que equivale a 40.4 kg/m^2 de acero B500, es decir menos de la mitad de los valores habituales hoy día (100 kg/m^2). Globalmente, la cuantía total ponderada de acero de armar (multiplicando por tres la cuantía de acero de pretensar) se situaría en los 141 kg/m^2 ($f_y = 500 \text{ MPa}$) frente a los aproximadamente 175 kg/m^2 de un puente actual.

En ausencia de reglamentación española propia para hormigón pretensado —la primera Instrucción española de hormigón pretensado llegaría en 1977 [4]—, López Jamar hizo uso de reglamentos franceses y dejó constancia del análisis estructural

en listados de ordenador, como consta en el archivo del Ayuntamiento de Madrid (57-237-1, Inv. 865).

La construcción, muy meritoria por el reducido canto de las piezas (figuras 5, 8 y 9), fue rápida —tan sólo 8 meses— inaugurándose la obra en 1970 (figura 10). Debe destacarse que la esbeltez de $1/28.15$ y la disposición de anclajes intermedios en el interior de los aligeramientos debió suponer un reto constructivo importante. El propio autor explica en [13] que *El tablero se ha construido hormigonando in situ, por el sistema de avance por tramos completos —entre puntos de inflexión de tramos sucesivos—, empleando cimbras tubulares.*

3.

DAÑOS Y DETERIOROS OBSERVADOS INICIALMENTE

La estructura venía manifestando movimientos desmesurados de la junta más alejada del punto fijo (E2-1, [figura 3](#)), situada en el lado de Joaquín Costa, y unas misteriosas fisuras longitudinales en las losas de fondo y en las almas ([figuras 11 y 12](#)), prácticamente sistemáticas, que permanecieron inexplicablemente sin diagnóstico, con un tratamiento meramente paliativo (pintura y sellado).

A comienzos de febrero de 2020, en coincidencia con las labores de mantenimiento que llevaba a cabo DRAGADOS en el contexto de un contrato de conservación ordinaria y especializada, se detectó la muy rápida evolución, en cuestión de pocos días, de una de las fisuras longitudinales detectadas en los paramentos laterales y en la losa inferior. De la fisura se pasó a una grieta de abertura superior al centímetro, tal y como se advierte en la [figura 13](#), situada aproximadamente a 0.60 de la luz de vano 6 en su lado sur. El 12 de febrero de 2020, FHECOR participó en la inspección de la estructura y solicitó practicar una calicata en la zona de la grieta observada. Se detectó, en efecto, en el lado oeste del vano 6 (entre P-5 y P-6), cerca del centro del vano, un tendón sin lechada protectora y roto, con fractura reciente ([figuras 14 y 15](#)).

Como es sabido, la rotura completa de un tendón, tras la rotura sucesiva de sus cordones, supone mecánicamente la aparición de una fuerza igual y contraria a la existente inmediatamente antes de la rotura. Esa fuerza de reacción provoca súbitamente en el elemento “tendón”, especialmente si no está rodeado de la lechada de inyección ([figura 15](#)), una fuerza de compresión sobre un elemento tan esbelto que produce un efecto látigo (transversal) cuyo resultado se tradujo en la conversión de una de las fisuras longitudinales en una grieta. La ya referida escasez de cuantía de armadura pasiva transversal explica que el prisma de hormigón no pudiera resistir esa acción perpendicular al eje del tablero: las tracciones transversales inducidas por el efecto látigo no estaban equilibradas por una cuantía de armadura transversal que no exigía la reglamentación de la época².

2 La EP-77 [\[4\]](#) no llegaría hasta 8 años después de redactarse el proyecto. Por tanto, no está el cosido por efecto látigo entre las acciones de proyecto, ni siquiera implícitamente.



Figura 11. Fisuras longitudinales (foto del informe de inspección principal de INES Ingenieros Consultores, 2012, referido en [\[8\]](#)).



Figura 12. Fisuras longitudinales selladas en losa de fondo (foto de los autores, marzo de 2020).



Figura 13. Grieta en vano 6 (suroeste de la estructura). Foto de los autores, 12 de febrero de 2020.



Figura 14. Tendón roto, sin lechada, detectado tras practicar una calicata en la zona de la [figura 13](#). Foto de los autores.



Figura 15. Tendón sin lechada en lado oeste del vano 6 (entre P-5 y P-6), en la calicata en la zona de la [figura 13](#). Foto de los autores, 12.02.2020.

4.

TRAS LA PISTA DE LA CORROSIÓN

Dada la trascendencia de lo observado, el mismo día en que se detectó la referida rotura de tendón se acometió la realización de una calicata adicional en la zona de tablero ubicada sobre la pila 6, también en el lado suroeste (ver [figura 3](#)). Se trataba de averiguar si, además de en la zona baja afectada del vano 6 ([figuras 13, 14 y 15](#)), también se habría producido un déficit de inyección en la parte alta, asociada quizás a la inexistencia de puntos de purga en esa zona.

En la [figura 16](#) se muestra el estado de las vainas y de los tubos de purga encontrados, y en la [figura 17](#) se puede apreciar el estado de los alambres de los cordones de uno de los tendones sobre pila 6, con lechada y síntomas de incipiente corrosión (parte derecha).

Es oportuno recordar que el hecho de que el puente se construyera en 1969 no es razón suficiente para sospechar que fuera mayor la probabilidad de encontrar defectos ocultos achacables a tecnologías aún desconocidas o insuficientemente probadas. El proyecto, ya se ha dicho, contó con el apoyo de cálculos con ordenador, la cimbra fue modular y moderna, el hormigón de proyecto era de $f_{ck} = 40$ MPa y las técnicas de pretensado (aquí CCL, hoy VSL) estaban ya a punto. En 1969, recuérdese, el ser humano conquistó la Luna y DRAGADOS construyó este viaducto de manera muy eficiente. Los autores hemos encontrado tendones rotos, déficits de inyección y otros vicios ocultos en obras mucho más próximas en el tiempo.

Lo observado llevó a la recomendación, trasladada al Ayuntamiento de Madrid el mismo 12 de febrero de 2020, de que se restringiera el paso de vehículos, admitiéndolo sólo en los carriles centrales. Con el fin de evaluar el alcance de los déficits observados en el pretensado, se practicaron otras calicatas, a partir de un programa sistemático orientado al efecto, encontrándose otros tendones con ausencia o déficit de inyección de lechada (como en la [figura 15](#)), lo que representaba aproximadamente el 10% del total de tendones. Cabe añadir que la detección, en catas puntuales, de huecos de inyección y principios de corrosión en ese 10% de tendones, es un claro indicio, aunque no se encontraron más alambres rotos, de riego de rotura próxima en el tiempo o en otro lugar no inspeccionado.

De forma inmediata, ese mismo día 12 de febrero, se entregaron en el Laboratorio de Ciencia de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid unas muestras de los cordones de la zona de rotura detectada en citado vano 6 ([figura 18](#)).

Los resultados de las determinaciones realizadas sobre las muestras de los alambres fueron muy reveladores [6]. La [figura 19](#) muestra la rotura dúctil del alambre central de uno de los cordones (típicamente formados por un alambre central y 6 perimetrales). En esa misma figura se aprecia también que no hay pérdidas tan significativas de sección por corrosión en dicho alambre central, a diferencia de lo que se observa en los alambres perimetrales.

En la [figura 20](#) se compara el estado de daño interno del alambre central con el de uno de los periféricos [6]. En el alambre periférico se advierte nitidamente una discontinuidad que refleja, en definitiva, una corrosión bajo tensión, con rotura frágil en la forma típica de pico de flauta. Desde el punto de vista estructural, la [figura 21](#) es de un gran interés. El efecto mecánico



Figura 16. Vainas y tubos de purga sobre pila 6. Armadura pasiva estirada en frío, típica de la época (foto de los autores, 12.02.2020).



Figura 17. Calicata sobre pila 6. Foto de los autores, 12.02.2020.



Figura 18. Muestras de los cordones rotos, en la zona de rotura (derecha) y en una zona menos dañada (foto del Laboratorio de Ciencia de Materiales).

que tiene la corrosión bajo tensión es el de la fragilización del acero. En efecto, en muestras mecanizadas hasta eliminar la corrosión de alambres corroidos (hasta eliminar las micro-entallas exteriores) el comportamiento es dúctil, típico del acero sano. Sin embargo, las muestras ensayadas del acero sin mecanizar (llevan incorporadas las microentallas) revelan que, manteniéndose el límite elástico, el comportamiento es frágil al alcanzarse el límite elástico.

Los alambres periféricos, pues, sin lechada a su alrededor, alcanzaron la rotura frágilmente, pasando la carga a los alambres restantes, rompiéndose sucesivamente los restantes periféricos, frágiles y con menor sección que el alambre central que, en mejor estado de conservación, habría roto dúctilmente ([figura 19](#)), sí, pero ya sin capacidad portante suficiente pues el área resistente se había reducido, en el cordón roto, a la séptima parte aproximadamente.

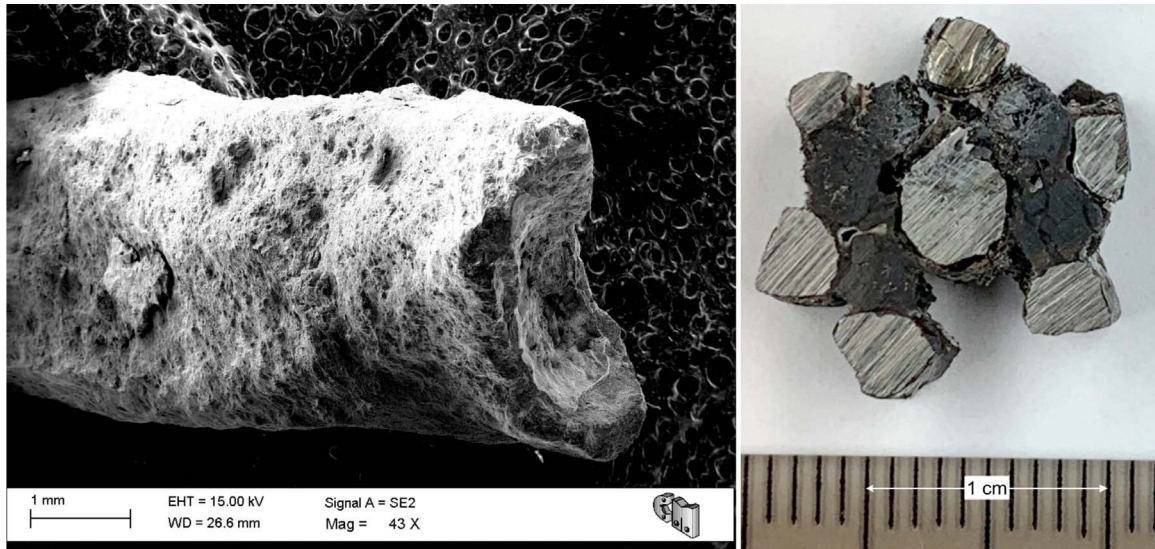


Figura 19. Rotura dúctil de un alambre central [6].

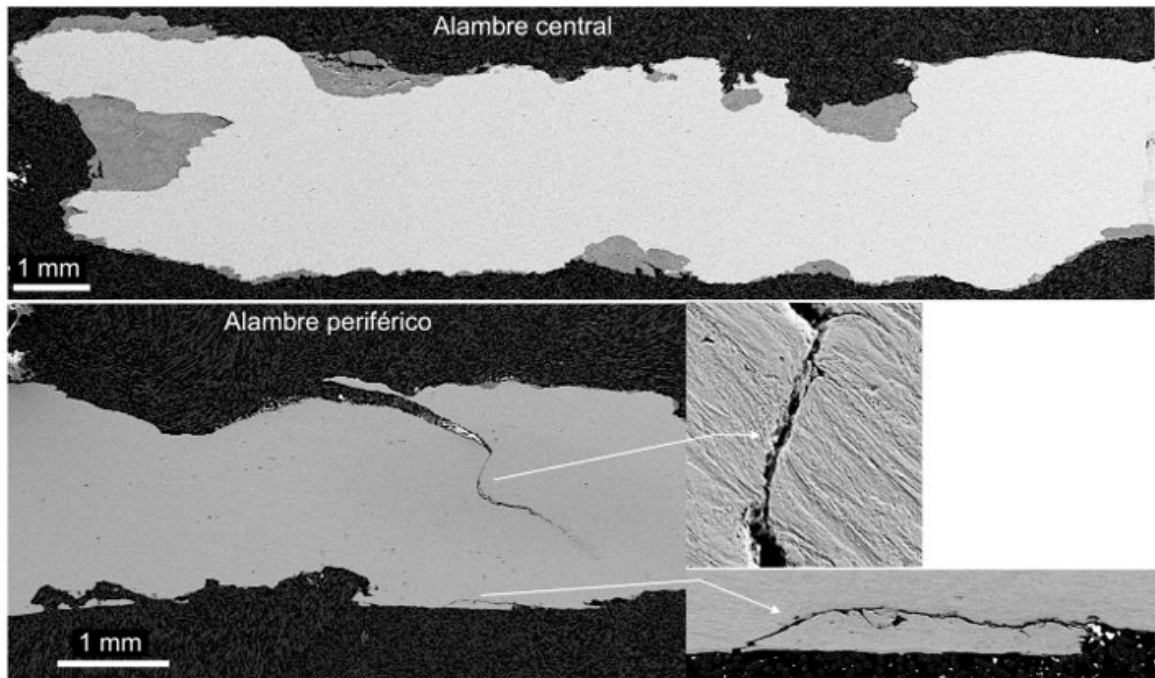


Figura 20. Comparativa de los estados de daño interno entre alambre central y uno periférico del cordón 1 [6].

Las consecuencias de este comportamiento de la armadura alertaron al equipo interviniente acerca de los riesgos asociados a una rotura seccional frágil en flexión al ser también frágil el comportamiento de la armadura activa, protagonista de la capacidad resistente de las piezas, especialmente en las zonas de vano.

En la parte superior de la figura 22 se representa, en abscisas, la carga total q uniformemente repartida que vendría a dar una ley de esfuerzos parecida a la envolvente de proyecto, al menos en centro de vano (y su vecindad) y en apoyos para las cargas permanentes y sobrecargas, creciendo de manera afín (es una hipótesis simplificada en este razonamiento) desde el valor nulo hasta el valor de agotamiento estructural, pasando por su valor nominal. En ordenadas se representan los momentos flectores en esas secciones de referencia M_v , M_{a1} y M_{a2} (vano y apoyos)

para cada valor de la carga q recién descrita, de forma que, en general, la condición de equilibrio viene expresada por

$$\frac{qL^2}{8} = M_v + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \quad (1)$$

Para valores moderados de las acciones, los momentos flectores en los apoyos y en los vanos (tramos iniciales de las curvas roja y verde) se parecerán mucho a la predicción de comportamiento elástico y lineal de las secciones porque también elásticos y lineales son los materiales y, con pretensado suficiente, no hay fisuración. De hecho, con los criterios de la época del viaducto, el pretensado “en clase 1” aseguraba que no se produjeron tracciones en el hormigón para las situaciones pésimas de carga nominal (de servicio). En esos ejes, las leyes lineales

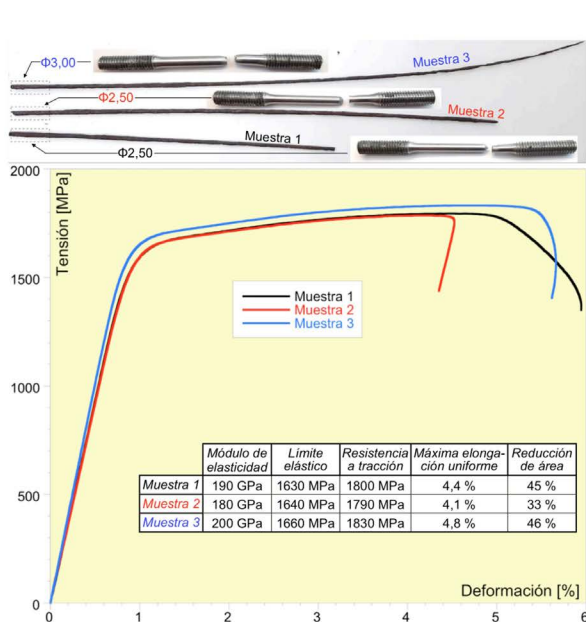


Figura 6.- Comportamiento a tracción del acero de los cordones libre de alteraciones de superficie debidas a corrosión.

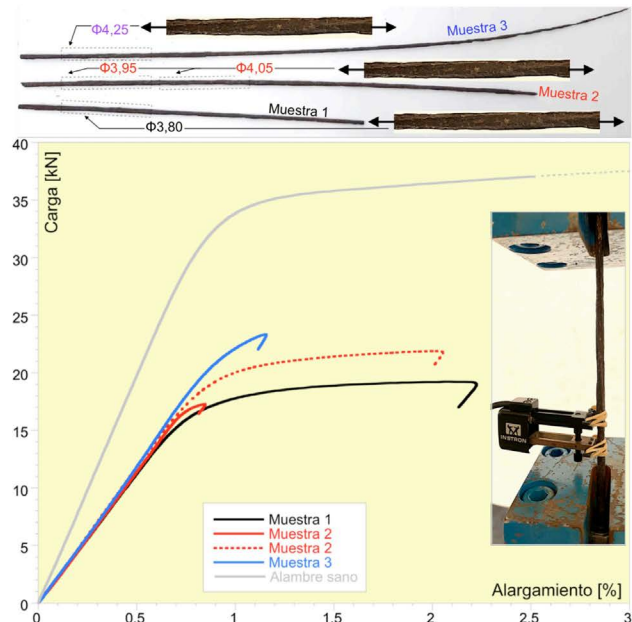


Figura 7.- Comportamiento a tracción del acero de alambres con daño y comportamiento de referencia.

Figura 21. Diagramas tensión-deformación y carga-alargamiento de muestras mecanizadas y muestras sin mecanizar, correspondientes a cordones ensayados. Los alambres no mecanizados son frágiles [6]. En la figura izquierda se muestran los resultados de alambres sin alteraciones de superficie por corrosión. En la figura derecha, la muestra 1 es de un alambre central no dañado; las muestras 2 se corresponden con alambre dañado exteriormente y no mecanizado (trazo continuo) y mecanizado hasta eliminar la corona exterior (trazo de puntos), respectivamente. Finalmente, la muestra 3 se corresponde con un alambre periférico.

tienen pendientes $L^2/12$ (apoyos) y $L^2/24$ (centro de vano) mientras el comportamiento sea lineal. La línea azul más alta, de trazos, expresa la condición de equilibrio global, de pendiente $L^2/8$. Si, por ejemplo, se fisurasen las secciones de vano, perdiendo rigidez, necesariamente crecerán los momentos en las regiones de apoyo porque ha de satisfacerse el equilibrio global. Consiguientemente, en esa hipótesis, la carga q_1 para la que se alcanza en los apoyos el valor de plastificación, muy parecido a $M_{a,Rd}$ como se ha representado aquí, es menor que la que se obtendría en el irreal caso de que los materiales se comportasen siempre elástica y linealmente y el hormigón no se fisurase (hipótesis falsa, pero es la que se utiliza diariamente en el proyecto de estructuras de hormigón y parece sancionada como suficientemente segura ... si hay ductilidad).

Si, en efecto, las secciones de apoyo son dúctiles —con la ductilidad que dan los aceros sanos— se configura una rótula plástica en la zona de apoyos, manteniéndose constante el valor $M_{a,Rd}$ para incrementos sucesivos de q mientras que, a cambio, se acelera el crecimiento de los momentos en centro de vano, con pendiente $L^2/8$, en virtud del requisito de satisfacer el equilibrio global. Son las trayectorias de trazo discontinuo que se han dibujado en la figura 22, parte superior. Normalmente, si hay ductilidad suficiente, las secciones de apoyo mantienen vigente el momento $M_{a,Rd}$ para valores crecientes de la carga q hasta que en el centro de vano se alcanza el momento de agotamiento $M_{v,Rd}$. Configuradas así tres rótulas (en apoyos y en centro de vano), se habrá alcanzado el agotamiento de la pieza al movilizarse un mecanismo cinemático de rotura. La carga de agotamiento q'_{Rd} será parecida a la de proyecto o mayor. Es oportuno recordar de nuevo que las leyes elásticas, utilizadas en el proyecto cotidiano, son sólo criterios para dimensionar, pero no predicciones del comportamiento real, evidentemente no lineal

en cuanto aparecen la fisuración o los materiales abandonan sus respectivas zonas de comportamiento asimilable al elástico y lineal.

Sin embargo, si la armadura (toda la armadura) de negativos ya no es dúctil sino completamente frágil (figura 21), el colapso se produce para el valor de carga q_1 , menor que q_{Rd} como se deduce, si se fue estricto en el dimensionamiento, al entrar en la expresión (1) con un momento $M_v < M_{v,Rd}$, dado que el momento en vano ha de crecer súbitamente para intentar restablecer el equilibrio, alcanzándose inmediatamente, para ese mismo valor q_1 , la rotura en el vano y, por consiguiente, en la estructura.

Naturalmente, cabe plantear otros escenarios, como que se fisuren antes las zonas de apoyo, perdiéndose rigidez en esas zonas, como se muestra en la parte inferior de la figura 22, lógicamente con otros criterios de dimensionamiento (por eso no coinciden los valores de $M_{v,Rd}$ y $M_{a,Rd}$ en los diagramas de la parte superior y de la parte inferior). Se llega a conclusiones semejantes a las expuestas para el caso del diagrama superior de la figura 22.

En definitiva, si la evolución de esfuerzos se aparta de la previsión ideal de proyecto de comportamiento elástico y lineal —por fisuración o por cualquier otra variación de la ley real de rigideces $E_c I_h$ con relación a la teórica— y, además, el comportamiento de las secciones (diagrama momento-curvatura) es elasto-frágil por serlo la armadura, es grande la probabilidad de que la seguridad estructural se vea gravemente comprometida. No fue el caso de este viaducto porque la pérdida de ductilidad (y de sección) no fue generalizada ni simultánea en todos los tendones de vano ni en todos los tendones de las zonas de apoyo, situación que, aunque cierta, está fuera de control. También ayuda el que, al proyectarse con envolventes de esfuerzos, se produce un efecto de sobre-armado de las piezas cuando se comparan

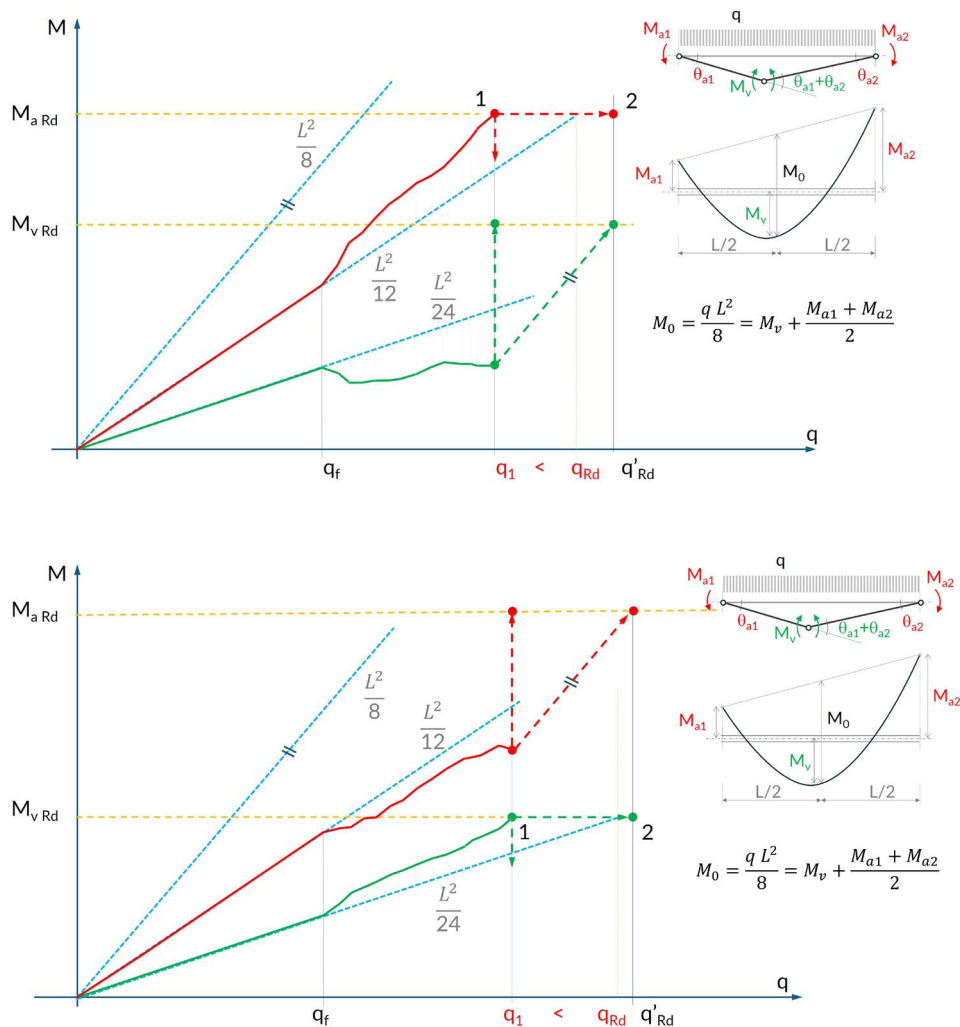


Figura 22. Arriba, esquema explicativo (a partir de [2]) de la influencia que tiene la pérdida de ductilidad seccional en el comportamiento estructural general si se fisura antes la zona de vano que la de apoyo. Abajo, situación equivalente en la hipótesis de que fisuran antes las zonas de apoyo. Figuras de los autores.

con las leyes reales (no envolventes). Esto último hace verdad (ver [2] entre otras referencias) que la ductilidad es condición necesaria pero no suficiente para garantizar la seguridad, siendo el citado sobre-armado un factor coadyuvante para dar por buena la praxis de proyecto.

En este contexto argumental, antes de conocer los resultados de los ensayos sobre el hormigón acerca de la reactividad árido-álcali, se mantuvo la recomendación de mantener sin tráfico dos de los cuatro carriles. Cabe añadir que, producido el cese de actividad como consecuencia de la pandemia de Covid-19, la repercusión práctica de esa medida en el tráfico fue insignificante.

5. TRAS LA PISTA DEL HORMIGÓN

La campaña de inspección especial —en pleno confinamiento por el tristemente famoso coronavirus— permitió sacar conclusiones aún más alarmantes que las deducidas tras los

sultados del acero de pretensado. Se extrajeron 23 testigos de diferentes elementos del tablero [10], losa superior y cajón, dando un valor de la resistencia característica estimada, con los criterios al uso, de $f_{ck,est} = 18.37$ MPa, el 47% de la resistencia característica especificada en proyecto, 40 MPa —un valor que no era extraordinario en 1969 y que venía impuesto, según el autor del proyecto, para materializar el pretensado exigido por la notable esbeltez del tablero—. Añádase que como resistencia media se obtuvo $f_{cm} = 29.15$ MPa. El valor del módulo de deformación longitudinal E_{cm} resultó ser de 15.8 GPa, equivalente apenas al 51% del de proyecto, estimado en unos 30 GPa.

La observación de los testigos extraídos (algunos de ellos en coincidencia con las fisuras detectadas, con el fin de medir su profundidad) y de las calicatas practicadas incorporaba, además, otros elementos interesantes para la reflexión. La figura 23 presenta, a título de ejemplo, áridos partidos en la misma alineación, pero no así la pasta de mortero o, al menos, no en términos comparables a los de las roturas de los áridos.

Observamos que la alineación de las roturas de los áridos era longitudinal, es decir, coincidente con la de la acción lon-



Figura 23. Fisuras longitudinales en testigos resultado de las perforaciones verticales *a posteriori* para el enhebrado del hilo de diamante durante el proceso de demolición. Foto cortesía del Laboratorio de Química de la Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Madrid, no incluida en [11].

gitudinal del pretensado (muy fuerte en este tablero) y de las tensiones normales debidas a las restantes acciones. Aunque no es objeto de este artículo³ entrar en la etiología de ese efecto, una posible causa, en nuestra opinión, tendría que ver con el efecto recíproco de áridos y pasta, semejante al que se produce en las obras de sillería o de ladrillo, en las que las piezas más rígidas (los sillares o los ladrillos) han de funcionar a tracción transversal para confinar al mortero, más deformable y menos resistente. La pérdida de adherencia árido-álcali como consecuencia del ataque árido-pasta completaría la explicación del fenómeno al verse sometidos los áridos a una especie de ensayo brasileño, cargados en los extremos y no confinados transversalmente por la presencia del gel en la interfaz, configurándose las roturas sistemáticamente alineadas en la dirección de las compresiones predominantes. La cuestión, que hemos visto después en otras situaciones, merece ser objeto de investigación pormenorizada.

³ En la referencia [7] se hace un interesante estudio de la reacción árido-álcali, fenómeno que aún no se comprende completamente. En el estudio se presentan los resultados de una campaña para conocer su cinética y las consecuencias estructurales. Se señala que el parámetro mecánico que mejor refleja dicho ataque es el módulo de deformación longitudinal, y no tanto la resistencia a compresión, cuyos resultados pueden enmascarar el alcance real del fenómeno. Las referencias [1] y [15] son también muy recomendables. Con relación a la orientación de las fisuras, la referencia [16] aporta un dato adicional interesante, relacionado con la influencia de la reactividad diferencial entre árido grueso (grava) y árido fino (arena). Si el primero es más reactivo que el segundo, es previsible la fisuración de los áridos; si sucede lo contrario, es más probable que se fisure el mortero entre áridos gruesos.

En esa valoración de la resistencia característica hay que tener en cuenta que la dirección del ensayo es ortogonal, sensiblemente, a los planos de fractura previa observada en los áridos. Cabe pensar, pues, a tenor de lo expuesto, que la resistencia no es una propiedad isotrópica, sino anisotrópica y probablemente tal resistencia sea menor en sentido longitudinal que en el sentido transversal ensayado, efecto que no se ha tenido en cuenta porque no hay manera de valorarlo.

El informe del Instituto Torroja [9] no entra en el análisis del origen de las fisuras de los áridos antes de hacerse los ensayos, aspecto que puede ser de gran importancia. Cabe añadir, con relación a los áridos, que podría tratarse de cuarcitas o de cuarzo-arenitas, con sílices reactivas (SiO_2 no cristalino, sino tendiendo a la fase amorfa), probablemente provenientes de la cuenca del Jarama en su parte alta, donde se da este tipo de áridos. Éstos, además, habrían visto iniciada su meteorización en la corteza exterior (figura 24).



Figura 24. Áridos partidos y meteorizados en coincidencia con una fisura longitudinal (foto de los autores).

Se pudo comprobar también, tras revisar el estado de los altares de pila y los aparatos de apoyo, que el punto fijo del tablero estaría situado en la conexión de P-2 con el tablero, en la bifurcación con el ramal de Príncipe de Vergara. La pila 10 habría sido testigo de un desplazamiento del tablero del orden de 10 cm. En la pila 9, se midieron 9 cm (figura 25).



Figura 25. Corrimiento acumulado en la pila 9 (foto de los autores).

Una valoración aproximada del incremento de deformación longitudinal desde el final de la construcción, debido a las deformaciones de retracción y fluencia, daría lugar, en el estribo del lado de Joaquín Costa (punto de problemas sistemáticos a



Figura 26. Correcta alineación de la estructura, sin flechas apreciables, o incluso aún con contraflecha. Fotos de los autores 12.02.2020.

lo largo de la vida útil del viaducto), a un corrimiento teórico acumulado de entre 14 y 17 cm. En esa estimación se tuvo en cuenta, simplifcadamente, la variación del módulo de deformación. Tras deducir los efectos debidos al proceso constructivo (el punto fijo durante la construcción, hasta llegar a la P-12, fue precisamente el estribo sobre Joaquín Costa), de unos 8 a 10 meses, los resultados teóricos se compadecen suficientemente bien con la realidad observada. En todo caso, la magnitud del corrimiento está más directamente vinculada al valor del pretensado, que se confirmaría como muy alto y semejante al consignado en los planos del proyecto de ejecución.

Estos resultados hicieron pensar en un potencial ataque árido-álcali que, como es sabido, se manifiesta en términos mecánicos con una reducción tanto de la capacidad resistente como de la rigidez con relación a los valores iniciales de hormigón sano. Los autores de este artículo tenían experiencias previas de este tipo de ataques, en los que es habitual que las deformaciones a flexión de los tableros sean apreciables, incluso muy considerables. En efecto, como es bien sabido,

$$\text{flecha} = k \frac{qL^4}{EI} \quad (2)$$

siendo q la carga uniforme aplicada, L la luz y EI la rigidez (k es un coeficiente que depende de las condiciones de vinculación). Es decir, si E_c se había dividido por dos, a igualdad de todo lo demás, la flecha se habría duplicado. Pero ¿por qué, a diferencia de otras situaciones vividas, aquí no se apreciaba flecha, como se comprobó el mismo 12 de febrero de 2020 (figura 26)? La respuesta está implícita en la propia expresión (2) y en la consideración de que q es la carga total neta, suma del peso propio y de las cargas muertas —también de una parte de las sobrecargas, pero los valores reales de éstas son pequeños con relación a los valores nominales, tratándose además de un viaducto urbano, con poca frecuencia de vehículos pesados—, y también de las fuerzas equivalentes de pretensado, tan importantes aquí, como era habitual en aquellos años y hasta entrada la década de 1990, de pretensado total, lo que significaba, en la práctica, $q_{\text{neta}} \approx 0$. Así, la expresión (2) da valor nulo de la flecha sean cualesquiera que sean los demás parámetros. Obsérvese que, con aquel criterio de proyecto, las curvaturas de las secciones

son nulas (o muy pequeñas) y, por tanto, nulas también las flechas diferidas.

Evidentemente, el razonamiento anterior no colisiona con los aludidos, importantes y sistemáticos incrementos de la abertura de la junta del estribo del lado Joaquín Costa, el más alejado del punto fijo, en el cruce con Príncipe de Vergara.

Aún hay algo más. El mismo día 12 de febrero de 2020 —muy fecundo, como habrá deducido el lector que haya llegado hasta aquí— se realizó una perforación coincidente con uno de los alvéolos en la misma zona en que se había producido la rotura del tendón. Al punto (figura 27) salió una gran cantidad de agua, toda la acumulada en el interior de los alvéolos (figuras 5, 8 y 9), durando un día entero el proceso de drenaje forzado. Es oportuno recordar que el hormigón de la losa superior no es impermeable, lo que, unido quizás a una deficiente impermeabilización de origen y a problemas del sistema de drenaje de la plataforma, propició la acumulación de agua en los alvéolos a lo largo de los cincuenta años transcurridos.

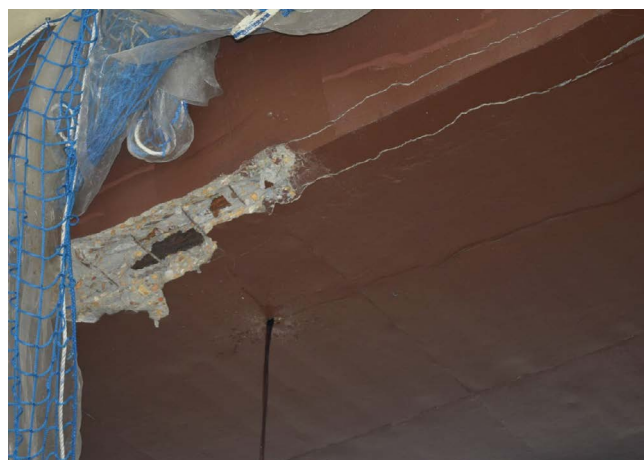


Figura 27. Drenaje del alvéolo contiguo al tendón roto en vano 6. Foto de los autores, 12.02.2020.

El agua no era limpia y tenía un color parecido al de los refrescos de cola. Se pidió opinión al Laboratorio de Química de la Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P. de la UPM, que emitió un informe [11] que concluía que *La composición y caracte-*

terísticas químico-físicas de la disolución pueden haber tenido una contribución significativa al proceso de corrosión de la armadura. La elevada conductividad de la disolución y la presencia de bicarbonatos pueden haber acelerado dicho proceso. / Las concentraciones encontradas, tanto de ion magnesio como de ion potasio, podrían indicar una contribución del árido a la presencia de dichos iones en disolución. Los feldespatos o los áridos dolomíticos pueden generar estos iones al disolverse.

Como es sabido, es buena práctica asegurar el drenaje de los alvéolos e incluir la operación de vigilancia en el plan de mantenimiento: el agua supone una importante carga permanente adicional, no prevista en proyecto, afecta a la durabilidad de las armaduras porque convierte con más facilidad al hormigón en electrolito y es catalizadora imprescindible en los procesos de ataque árido-álcali. De poco vale impermeabilizar *a posteriori* en una actuación coincidente, por ejemplo, con una reposición del firme, si el agua está dentro y no se drena.

La figura 28 evidencia un caso, muy repetido durante la fase de diagnóstico y aún más en la de autopsia, de ataque árido-álcali. Con el fin de confirmar las sospechas, se enviaron al Instituto Eduardo Torroja unos testigos para conocer dictamen acerca del ataque árido-álcali. Recibido este informe [9] el 29 de junio de 2020, que confirmaba sin lugar a duda el ataque, sistemático aunque no uniforme, se cerró el informe con el análisis estructural de valoración del nivel de seguridad de la estructura, que se trata en el apartado siguiente.



Figura 28. Probeta con aureolas de gel en la interfaz árido-pasta. Foto cortesía del Laboratorio de Química de la Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Madrid, no incluida en [11].

6. EFECTOS ESTRUCTURALES DEL HORMIGÓN CARACTERIZADO Y DEL PRETENSADO

En paralelo con los trabajos de campo y de laboratorio, el equipo de FHECOR desarrolló un análisis estructural completo con la finalidad de valorar de la manera más fidedignamente posible el comportamiento estructural del viaducto a la luz de los datos disponibles. El objetivo era estimar razonablemente el nivel de seguridad tras el diagnóstico, confirmando las conse-

cuencias estructurales de lo analizado en los materiales y en la observación de campo. Para ello se elaboró un modelo sobre el software SOFiSTiK⁴ (figura 29), capaz de tener en cuenta las no linealidades correspondientes, si bien no todas se consideraron hasta sus últimas consecuencias, como la fluencia no lineal en la que, sin duda alguna, había entrado el hormigón, al superar las tensiones permanentes del hormigón el umbral aproximado de $0.45 f_{ck}$, límite más o menos convencional a partir del cual no puede ignorarse que las deformaciones diferidas de fluencia crecen más que proporcionalmente con relación a las tensiones. El análisis realizado comprendía las comprobaciones en ELS y en ELU.

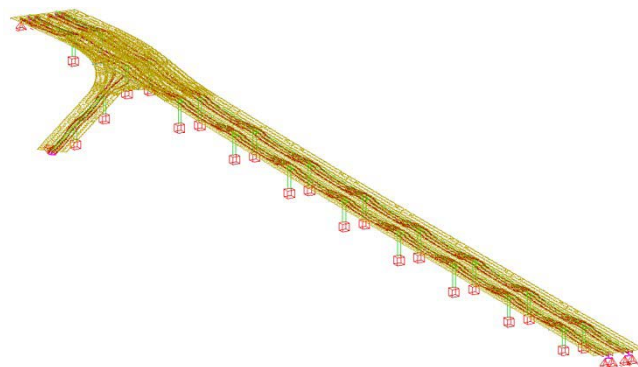


Figura 29. Modelo SOFiSTiK utilizado para la totalidad de la estructura.

En el contexto del estudio en ELS, la comprobación de tensiones en vacío se hizo teniendo en cuenta la resistencia del hormigón especificada en los planos de proyecto ($f_{ck} = 40$ MPa), ya que tal situación de vacío se produjo en el puente tras el tesaado, al inicio de su vida útil, momento en el que aún no se había producido el deterioro del hormigón por ataque árido-álcali. Se observa que, entonces, se debieron producir tensiones de compresión de hasta 25 MPa, un 63% de la resistencia del hormigón ($f_{ck} = 40$ MPa), lo cual sobrepasa el valor máximo recomendado hoy del 60% bajo la combinación característica (EN 1992-1-1, 7.2 (2)), pero esta tensión está, sin embargo, en el límite de lo aceptable según el criterio de las antiguas normativas (EP-77, p. ej.), que limitaban la tensión a $0.625 f_{ck} = 25$ MPa, valor muy semejante, en todo caso. Lo más destacable es que las tracciones resultantes en la fibra inferior de la sección de apoyos resultaban ser muy altas debido a la gran cantidad de pretensado que existe sobre pilas y, de ser ciertas, habrían dado lugar a una fisuración importante de la cara inferior del tablero en las proximidades de las pilas. Tales potenciales fisuras no se observaron en ninguna de las inspecciones realizadas, lo que llevó a pensar que el pretensado que aparece en los planos pudiera no haber sido el finalmente ejecutado. También cabía imaginar que las sucesivas reparaciones y pinturas aplicadas podrían haber camuflado este efecto, aunque los autores creemos más bien que tales fisuras no se habrían producido al tener el trazado del pretensado en las secciones de apoyo una cota menor y actuar concomitantemente un pretensado de elevada magnitud. Así, las calicatas realizadas confirmaron que las vainas se encontraron a 0.26 m por debajo de la cara superior de la losa, bajo pavimento, con un recubrimiento ma-

4 Programa SOFiSTiK 2018 15.1.3, de SOFiSTiK AG

yor que el consignado en planos, por lo que, a menor diferencia de cotas entre puntos bajos y altos del pretensado, menores son las fuerzas de desvío y, consiguientemente, menor el momento debido al pretensado. No es menos cierto que la magnitud del pretensado se habría visto reducida si se tiene en cuenta el acortamiento del tablero como consecuencia tanto de los efectos diferidos clásicos (retracción y fluencia), magnificados como consecuencia del ataque árido-álcali.

La comprobación en servicio bajo la combinación frecuente (bajo la combinación característica los resultados son algo peores) dio lugar a los siguientes resultados: En la fibra superior sobre pila se producían compresiones de hasta 20.6 MPa, superiores a la resistencia característica deducida para el hormigón ($f_{ck} = 18.37$ MPa) obtenida de los ensayos realizados. En la fibra inferior se darían tracciones de hasta 4.2 MPa, aproximadamente el doble de la resistencia a tracción correspondiente al hormigón real ($f_{cm} = 2.1$ MPa). De ser cierta esta tensión, se habrían producido fisuras en cara inferior de los cajones en las proximidades de las pilas que, como ya se ha comentado, no se apreciaron en las inspecciones realizadas. En todo caso, debido al elevado nivel de pretensado, no se producía descompresión del hormigón alrededor de los tendones.

La comprobación en ELU en flexo-compresión hizo uso del concepto de "eficiencia", que se puede expresar de forma simplificada como

$$Eficiencia = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{\beta} \quad (3)$$

quedando del lado de la seguridad los resultados menores que la unidad. En la expresión (3) N_{Ed} y N_{Rd} representan, respectivamente, el axil solicitante mayorado y el axil resistente minorado; M_{Ed} y M_{Rd} representan los momentos, en y y en z, solicitantes mayorados y resistentes minorados, respectivamente. El pésimo resultado en centro del vano 6 (figura 30), representativo, fue de 1.04, valor ligeramente superior al aceptable, pero en la sección sobre apoyos esa ratio resultó ser de 1.48, valor manifiestamente inaceptable para las características deducidas del hormigón y los valores de proyecto de la fuerza de pretensado, aun con el 15% de pérdidas.

La comprobación frente a cortante y torsión, interactuantes, puso de manifiesto que el cortante está muy condicionado por el pretensado, con los picos más altos en aquellas secciones en las que el trazado del pretensado tiene pendiente máxima, a 1/5 de la luz del vano aproximadamente. Nos llamó la atención el hecho de que la envolvente de esfuerzos cortantes en servicio resultara mayor, en valor absoluto en algunas secciones, que la envolvente mayorada (ELU). Esta es una consecuencia curiosa del extraordinario valor de la fuerza de pretensado, que entra con coeficiente de ponderación unidad en ambas envolventes, mientras que el cortante debido al resto de acciones sí se mayorara en ELU y no en servicio, y no llega a compensar el cortante debido al pretensado.

Ahorramos al lector el detalle de los criterios de análisis y reparto del cortante y del momento torsor entre las diferentes almas, resultando unos valores de la ratio V_{Rd}/V_{Ed} extraordinariamente deficientes, lo que está motivado por el agotamiento de la biela comprimida del hormigón. Asimismo, debe tenerse en cuenta la muy reducida cuantía de armadura pasiva transversal, resultado típico de los criterios de la época, que tanta relevancia otorgaban al papel del pretensado. Así, teniendo en cuenta incluso dos inclinaciones distintas para las bielas comprimidas de hormigón ($\cot \theta = 2.5$ según EC-2 y $\cot \theta = 2$ según EHE-08), con $f_{ck} = 18.37$ MPa (valor deducido en la campaña de inspección especial) resultaba $V_{Rd}/V_{Ed} = 0.08$ con EC-2 en ELU. Sin embargo, se obtenía la ratio $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.09$ en ELS si se considera para la resistencia del hormigón el valor medio $f_{cm} = 29.15$ MPa.

La sección crítica resultó ser la coincidente con el punto de inflexión del pretensado, es decir, fuera de la zona macizada sobre apoyos, que revelaba agotamiento de la biela comprimida del hormigón con $f_{ck} = 18.37$ MPa y por agotamiento de la armadura pasiva si se consideraba, también en ELU, el valor $f_{cm} = 29.15$ MPa.

Se concluyó que el nivel de seguridad era nominalmente insuficiente e inasumible la incertidumbre. Teniendo en cuenta que no era viable, por ineficaz, un refuerzo sobre un material que está ya agotado se elevó al Ayuntamiento de Madrid informe final en el que se recomendaba, ya se ha dicho, el cierre y el desmontaje del viaducto.

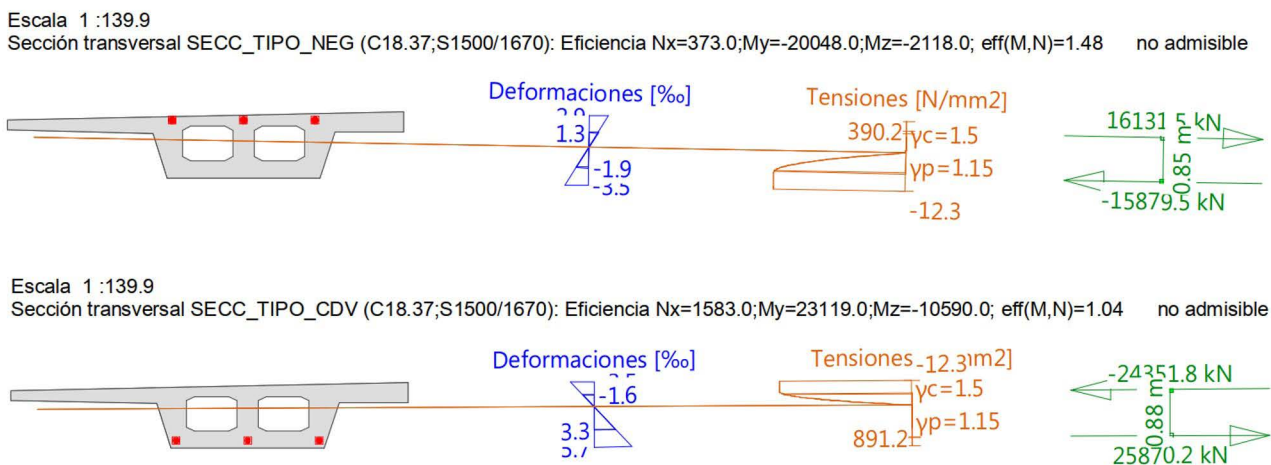


Figura 30. Resumen de resultados en apoyo y en centro de vano 10 en ELU. Análisis seccional con FAGUS.⁵

5 Programa FAGUS 8, de CUBUS AG.



Figura 31. Ejemplo de desmontaje de paso superior urbano: el paso superior de Cuatro Caminos (Madrid).

7. EL PLANTEAMIENTO DEL PROCEDIMIENTO DE DESMONTAJE

Con carácter de emergencia, la demolición del paso fue ordenada por el Ayuntamiento de Madrid y ejecutada, durante el verano de 2020, por la empresa constructora DRAGADOS. En este apartado se recogen algunos aspectos relevantes del proyecto de demolición redactado por FHECOR, remitiendo al lector a la referencia [3] para los detalles de la ejecución.

7.1. Ideas rectoras

Teniendo en cuenta la naturaleza urbana del paso y la proximidad de la estructura a las edificaciones circundantes, la demolición del tablero se planteó como un desmontaje con grúa, para lo cual fue preciso apearse y trocear previamente dicho tablero.

Este procedimiento de desmontaje de tableros de puente, que ya había sido empleado en la demolición (figura 31) del paso superior de Cuatro Caminos en la ciudad de Madrid en 2003 (en cuyo proyecto participó FHECOR), debía adaptarse ahora a las particularidades del paso superior de Joaquín Costa - Francisco Silvela. En este sentido, cabe recordar que el problema estructural de este paso era la pérdida progresiva de resistencia del hormigón del tablero, junto con un exceso de pretensado en relación con la carga permanente soportada. Por ello, las ideas rectoras que se establecieron para su demolición fueron las siguientes:

1. Antes del troceado de un vano, teniendo en cuenta la configuración del pretensado y la baja cuantía de la armadura

pasiva, había de asegurarse que tanto ese vano como los dos adyacentes estaban cimbrados.

2. Previamente al corte, no debía retirarse la carga muerta del tablero, ya que ello se traducía en un aumento del nivel de compresiones de las zonas más comprometidas y en un incremento del riesgo de rotura frágil por estallido del hormigón comprimido.
3. Por la misma razón, no debía procederse al corte de los voladizos hasta haber realizado cortes transversales en las artesas que redujesen el nivel de compresiones producidas por el pretensado.
4. Como se ha indicado, las zonas con más pretensado se situaban en el entorno de las pilas, donde llegaban a cruzarse tres familias de pretensado. Por ello, para reducir el nivel de pretensado, los primeros cortes transversales de las artesas debían realizarse en dichas zonas.
5. Para compaginar la entrada en carga progresiva de la cimbra y la reducción previa del nivel de compresiones en las zonas más comprometidas, se planteó, con carácter preliminar, practicar cuatro cortes transversales en las artesas de cada vano por este orden: dos centrales a tercios de la luz y dos extremos a 1.90 m del eje de las pilas. La operación de troceado de cada vano se iniciaría por los cortes centrales y se completaría con los cortes extremos, en ambos casos sin cortar los voladizos.
6. Los cortes del tablero se debían realizar con hilo de diamante, cabiendo la posibilidad de utilizar corte con disco para espesores inferiores a 50 cm.
7. Una vez realizados los cuatro cortes transversales de las artesas, indicados en el punto precedente, el tablero ya se

habría apoyado en la cimbra y podía procederse al troceado completo del tablero siguiendo la secuencia que se establecería en un proceso de desmontaje específico para cada vano.

8. Dada la baja cuantía de armadura longitudinal de los voladizos, si se preveía la retirada individualizada de los mismos, debía preverse la disposición de elementos auxiliares, asociados al “eslingado” que evitasen su rotura prematura durante la carga sobre camión.
9. Para la retirada de los soportes (pilas y estribos) y los muros de los accesos, se podían emplear métodos convencionales de demolición: mandíbulas y martillos hidráulicos.
10. Se debía proceder al desmontaje del ramal de Príncipe de Vergara previamente a la demolición del entronque en pantalón con el vano 2 puesto que, en la junta a media madera de la pila 11, el ramal apoyaba sobre el vano 2.
11. Aunque el puente se encontraba con unos niveles de seguridad que estaban significativamente por debajo de los valores contemplados en la reglamentación vigente, como se indica en el apartado 6, mantenía aún cierta reserva de seguridad en estado de carga permanente, lo que posibilitaba el montaje de la cimbra de apeo. En cualquier caso, se debía establecer un protocolo de montaje seguro de los castilletes de apeo desde los soportes (las pilas y estribos) hacia el centro de vano, de forma que, en caso de incidente, la cimbra previamente montada amortiguase la eventual caída del tablero y formase, junto con los soportes, un espacio de protección para el personal de montaje.

7.2. Cimbra de apeo

Se planteó un cimbra de apeo de seguridad que se dispuso exclusivamente bajo la planta de las artesas del tablero, salvo en los casos en los que se previese desmontar individualmente los voladizos laterales, en cuyo caso también se previeron torres de apeo bajo los mismos. La disposición de los castilletes permitió realizar los cortes del tablero.

Esta cimbra presentaba las siguientes singularidades:

- Paso de peatones en el vano 6, formado dos pasadizos de dos metros entre castilletes de cimbra.
- Vano 9, situado en la glorieta de López de Hoyos, sobre el tramo en falso túnel somero del túnel de María de Molina. Por ello se planteó un sistema de puenteo del túnel, con vigas metálicas apoyadas sobre zapatas extremas, sobre las que se dispusieron los castilletes de cimbra.
- En los vanos 2 y 3, de sección artesa maciza y faja central de canto variable, se dispuso la cimbra tanto bajo artesas como bajo la faja central y, cuando fue necesario, también bajo voladizo.
- En tramo abocinado del ramal, que formaba parte del pantalón, la cimbra tuvo que ser cuajada, cimbrando bajo los voladizos y bajo el núcleo central.
- La cimbra del ramal de Príncipe de Vergara también dependía de castilletes bajo los voladizos laterales, ya que estaba previsto independizarlos del núcleo central.

La cimbra se diseñó como de clase B1 según la norma UNE-EN12812:2004 y, por tanto, siguiendo los Eurocódigos Estructurales y sus Anexos nacionales de aplicación. Por otra parte, a diferencia del diseño habitual de una cimbra convencional, en

el que se considera que ésta funciona como arriostrada horizontalmente en cabeza por la estructura soporte del encofrado, en este caso debía prestarse una especial atención a la estabilidad de los castilletes de cimbra, pues el troceado del tablero individualizaba su comportamiento estructural (figura 32).

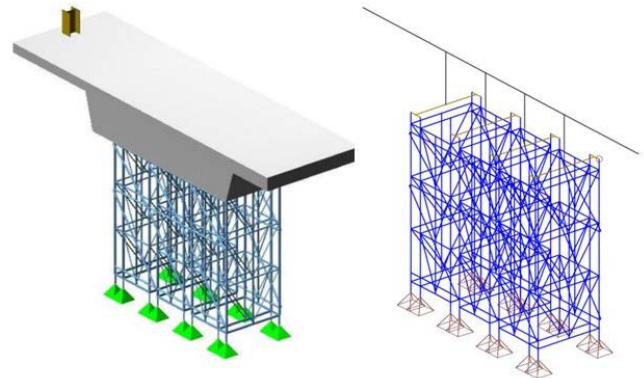


Figura 32. Modelo realizado para validar la estabilidad de un castillete de cimbra con el software de CUBUS AG.⁶

Las cargas consideradas en el diseño de la cimbra fueron:

- Peso propio de la cimbra.
- Cargas gravitatorias del tablero a soportar durante la demolición, recogidas en el apartado 4.1.
- Sobrecarga de ejecución de 1.50 kN/m².
- Acción del viento (según UNE-EN 1991-1-4 +AN):
 - Velocidad básica de referencia de 26 m/s.
 - Entorno urbano IV.
 - Período de retorno para el viento $T=5$ años (según EN 1991-1-6 para tiempo de ejecución entre 4 y 90 días).
 - Superficie expuesta transversal del tablero de $1.45+1.20 = 2.65$ m²/m.
- Presión del viento de operación: 0.20 kN/m, correspondiente a una velocidad de ráfaga de 65 km/h, coherente con la velocidad máxima de operación con grúa.
- Acciones horizontales:
 - Mínima del 2% de la carga soportada. EN 1991-1-6 Acciones durante la ejecución solicita su determinación sin establecer un valor concreto. El valor adoptado se corresponde con el 1% de tolerancia de verticalidad, más 1% de inclinaciones no previstas durante la puesta en carga de la cimbra durante el corte del tablero.
 - Pendiente longitudinal del tablero (a considerar sólo en el caso de que el sistema de apoyo no garantice que las cargas transmitidas sean verticales):
 - Vano 1: 6%.
 - Vano 2: 3%.
 - Vano 3: 2.75%.
 - Vanos 4 a 8: lineal de 2.75% a 1.25%.
 - Vanos 9 a 11: 1.25%.
 - Ramal: 6.75%.
 - Entronque 3.50%.
 - Acción accidental de impacto de carga del 2% de la carga soportada (a considerar sólo con las operaciones de grúa). EN 1991-1-6 remite a EN 1991-3 para las

⁶ Programas STATIK 8 y AVENA 8, de CUBUS AG.



Figura 33. Cimbra cuajada instalada por ULMA. Vista desde pila P4 a estribo E2-1.

acciones accidentales relacionadas con el tiro con grúa. El valor establecido se corresponde con un error de 10 cm en la posición del centro de gravedad de la pieza adyacente y la cogida de la misma con una altura de eslinga de 5.0 m, por lo que accidentalmente se podría transmitir una carga horizontal a la pieza soportada.

Por otra parte, en relación con las condiciones de apoyo de la cimbra en una zona urbana (figura 33) con multitud de servicios, se establecieron los siguientes criterios:

- La tensión máxima transmitida por los durmientes de la cimbra debía ser tal que, a nivel de explanada, se situase en el entorno de 150 kPa y, a nivel de superficie, no superasen los 600 kPa, presión de inflado de los neumáticos de los vehículos pesados.
- Debía analizarse la estabilidad de las galerías de servicio y de arquetas enterradas, estableciendo losas armadas de puenteo en caso necesario.
- Alternativamente, para las arquetas de pequeñas dimensiones, se podría proceder al relleno de las mismas con material granular para que soportasen las cargas actuando a modo de caja de arena.

7.3. Troceado del tablero

Para establecer el troceado del tablero se realizó inicialmente una cubicación de éste a partir de los planos disponibles. La geometría del tablero, reflejada en los planos, se contrastó con

la obtenida de los perfiles levantados topográficamente por la constructora. Además, en las cubicaciones, se consideraron 7 cm de pavimento bituminoso y 3 cm de sobreespesor de hormigón, así como una incertidumbre global en la estimación de las cargas del 10%. Así, a partir de las estimaciones de pesos, se pudieron elaborar planos esquemáticos con la distribución de la carga (figura 34), que sirvieron de base para definir la configuración de la cimbra y el troceado del tablero (figura 35).

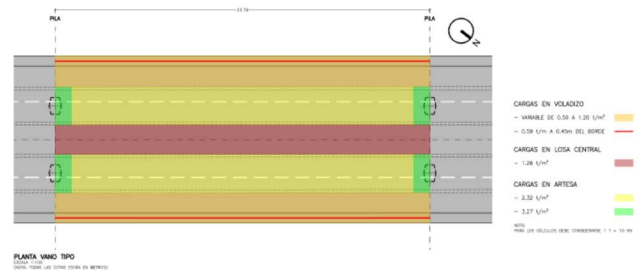


Figura 34. Esquema de cargas en el vano tipo del tronco.

Para llevar a cabo este troceado del tablero se utilizaron varios de equipos de corte con hilo de diamante como los que aparecen en la figura 36.

Por otra parte, para el transporte de las piezas cortadas, el constructor optó por el empleo de camiones plataforma con una capacidad de 70 t. Asimismo, por criterios de movilidad de estos equipos de transporte, se estableció, con carácter general, la anchura óptima de las piezas a cortar en 3.0 m. Atendiendo a

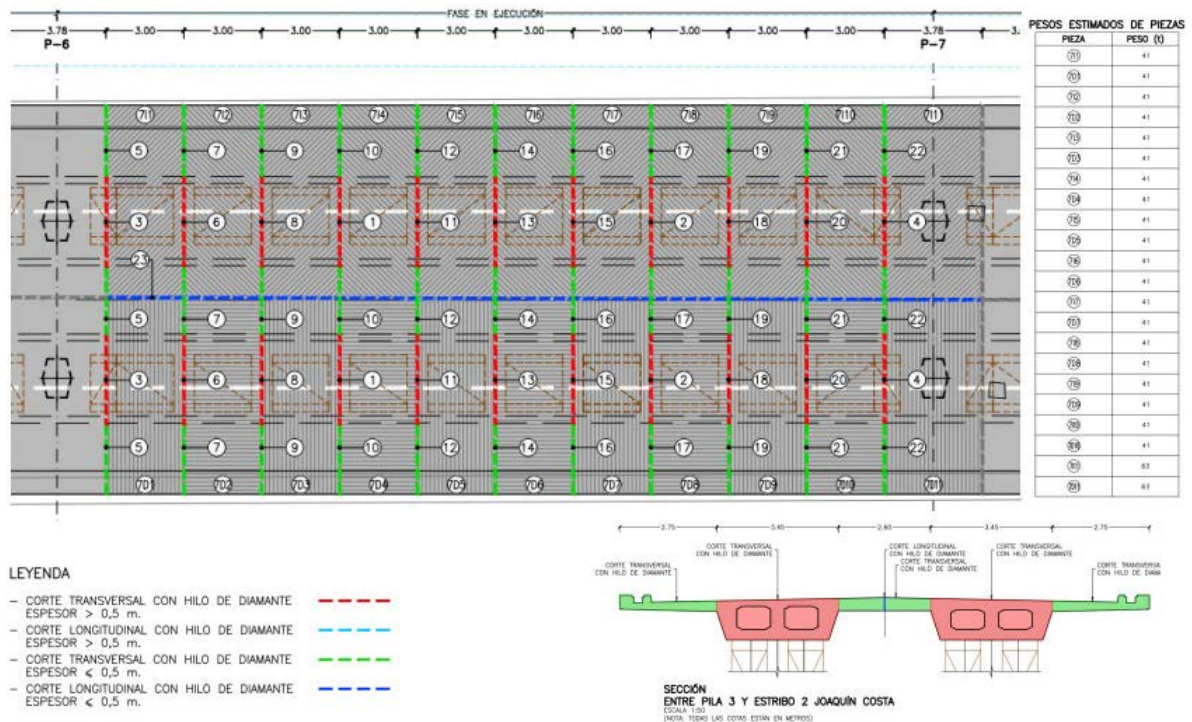


Figura 35. Esquema del proceso de corte de un vano tipo.



Figura 36. Equipos de corte con hilo de diamante.

lo anterior, a la estimación de tiempos y a las ideas rectoras del proceso, se establecieron planos, como el de la figura 35, incluyendo la secuencia de corte, el tipo de corte a emplear y el peso estimado de cada pieza. A partir de estos planos, teniendo en cuenta los radios máximos de las grúas a emplear, la constructora pudo establecer la secuencia de desmontaje de cada vano [3].

7.4. Manipulación de cargas

Para el izado con grúa de las piezas cortadas se pueden utilizar balancines superiores y perfiles de puenteo inferiores que,

conectados mediante eslingas verticales alojadas en taladros realizados previamente, permiten elevar las piezas como se indica en el croquis de la izquierda de la figura 37. Pero la presencia de la cimbra dificulta enormemente la disposición de los perfiles inferiores y las operaciones de conexiones entre elementos.

Otra posibilidad era disponer sistemas de “estrobaje” (mediante eslingas y cadenas) que abrazasen a la pieza a manipular, como en el croquis de la derecha de la figura 37. Con esta configuración deben tenerse especialmente en cuenta las limitaciones de carga debidas a los quiebros del estrobo, así como

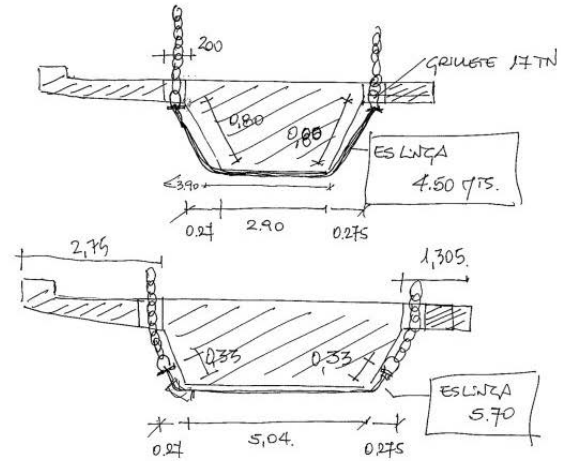
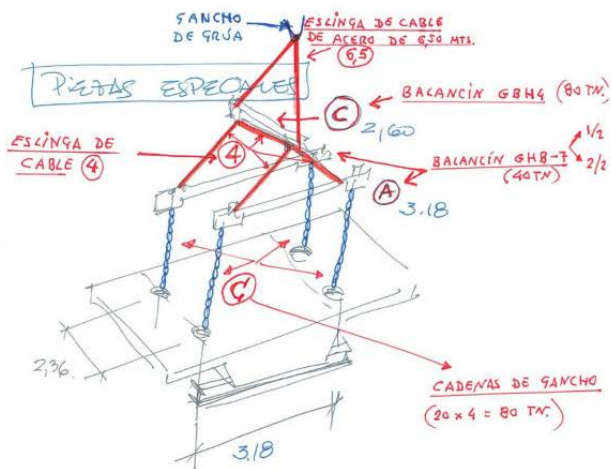


Figura 37. Opciones de “estrobaje” de las piezas cortadas (croquis de alternativas propuestas por el equipo constructor).

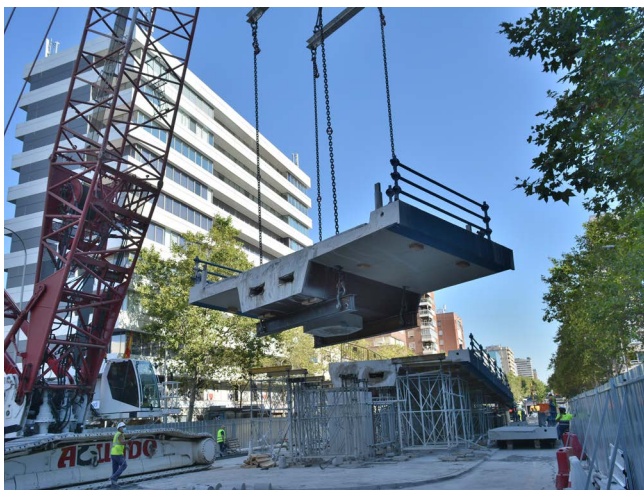


Figura 38. Sistemas de izado de piezas empleados: con balancines inferiores (izda.) y con eslinga de abrazo inferior (dcha.).

la disposición de cantoneras que lo protejan de roces y cargas muy concentradas (véanse las Notas Técnicas de Prevención NTP 841, 842, 866 y 862 de Instituto de Seguridad e Higiene en el Trabajo). Además, se deben respetar en todo momento los criterios establecidos en la declaración de prestaciones del fabricante del estrobo.

Inicialmente se empleó la solución con balancines inferiores, pero las dificultades que, para su colocación, suponía la presencia de las torres de apeo, llevó a adoptar finalmente la solución con eslinga de abrazo (figura 38), como se había utilizado en el desmontaje del viaducto de la M-40 sobre la carretera de Colmenar [17].

Por último, debe prestarse atención a la estiba de la carga sobre el camión plataforma atendiendo a lo indicado en el Anejo III del RD 563/2017, que hace referencia a varias normas europeas (figura 39) relativas a los dispositivos para la sujeción de la carga en vehículos de carretera (figura 40).

7.5. Secuencia global de desmontaje

La secuencia global de desmontaje fue planificada por DRAGADOS [3] atendiendo a la disponibilidad de espacio para las

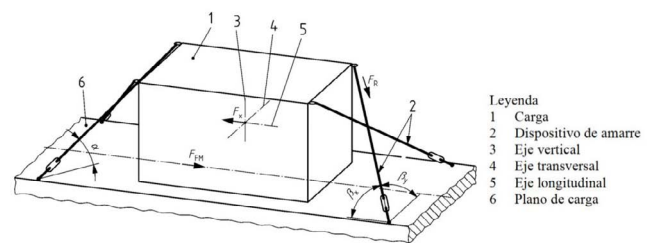


Figura 39. Ejemplo de estiba con amarre en diagonal tomado de la UN EN 12915-1

operaciones con grúas y a las vías de salida de las plataformas de carga. Así se inició el desmontaje por el ramal de Príncipe de Vergara, desde la junta a media madera en pila P11 hacia el estribo E1-2. Posteriormente se desmontó el vano 4, lo que permitió tener dos frentes de desmontaje: hacia el estribo E1-1 y hacia pilas crecientes. También se abrió un nuevo frente con la retirada del vano 9 sobre la glorieta de López de Hoyos, bajo la que pasa el túnel de María de Molina que limitaba la circulación de las grúas, de forma que se pudieron compaginar los desmontajes desde P4 a P8 y de P9 a E2-1. Posteriormente



Figura 40. Transporte de pieza del tablero sobre plataforma.

se procedió a la retirada de los fustes de pilas, previo corte con hilo de diamante por su base. Finalmente se demolieron los estribos y los muros de los accesos con técnicas convencionales.

7.6. Destino de los materiales retirados

Los materiales procedentes del desmontaje fueron trasladados a una planta de valorización y reciclaje de residuos de construcción y demolición. Además, gracias a la generosidad de IMESAPI se pudo acometer una labor de autopsia, que incluyó la toma de muestras y su traslado a los laboratorios de Química y Ciencia de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UPM.

8. CONCLUSIONES. LECCIONES APRENDIDAS

Con relación al diagnóstico:

a) Las fisuras longitudinales no siempre son inocuas, ni han de estar unívocamente asociadas a ataque químico. Su origen probable podría situarse en las primeras edades, por gradiente térmico —hormigón de $f_{ck,esp} = 40$ MPa, con mucho cemento CEM I (o el equivalente en 1969) y gran calor de hidratación— más el gradiente de contenido de humedad (retracción diferencial), dando lugar a

tensiones de tracción ubicadas en la periferia y orientadas en sentido longitudinal merced al elevado valor del pretensado. Posteriormente, la aportación de agua habría propiciado el ataque árido-álcali con las consecuencias que se han expuesto, agravadas por el elevado valor de la fuerza de pretensado, excesiva en relación con la resistencia real final del hormigón.

- b) No podemos dejar de recordar la obviedad de que el diagnóstico —especialmente complejo en esta estructura— es imprescindible y que el técnico responsable de la evaluación de una estructura existente no debe descansar hasta dar con la explicación de lo que sucede ante sus ojos. Ignorar los problemas —nos referimos a las fisuras longitudinales que venían apareciendo persistentemente— so pretexto de que los síntomas no se corresponden con lo habitual no es bueno, como afirmaba Ortega y Gasset⁷.
- c) En sintonía con lo anterior, debe evitarse pintar una estructura que exhibe fisuras si el diagnóstico no es claro. Al inspector se le recomienda desconfiar de lo pintado y sellado.
- d) Es muy recomendable drenar los alvéolos o aligeramientos, analizando su contenido. Cada vez son más frecuen-

⁷ *Toda realidad ignorada prepara su venganza.* José Ortega y Gasset. Párrafos finales del “Epílogo para ingleses” de su “Rebelión de las masas” (1927-1930).

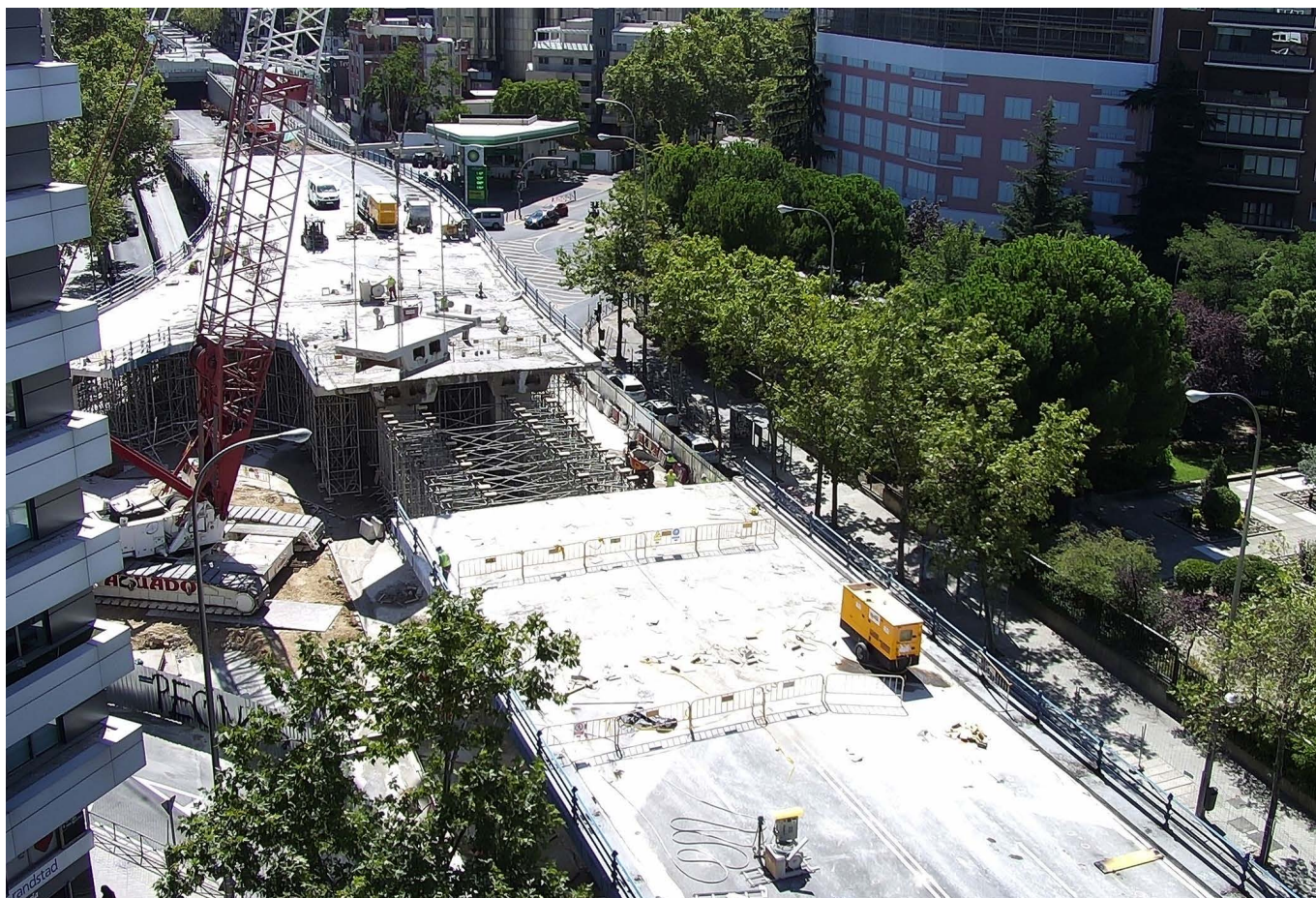


Figura 41. Desmontaje de vano 4.

- tes —porque ha ido transcurriendo el tiempo y se revelan ahora problemas congénitos— los ataques químicos (árido-álcali y etringita).
- e) Debe tenerse especial cuidado con los puentes pretensados en clase I —típicos del periodo 1950-1990, aproximadamente— porque un comportamiento deformacional aparentemente correcto puede encubrir deficiencias de módulo de deformación pues la q_{neta} puede ser próxima a cero (merced a las fuerzas de desvío). Además, no pueden descartarse déficits de inyección en vainas y, por tanto, fenómenos de corrosión en aceros que, hasta 1970 aproximadamente, tenían una especial sensibilidad frente a la corrosión y corrosión bajo tensión.
 - f) La fragilización por corrosión bajo tensión rebaja drásticamente las posibilidades de redistribución de esfuerzos, lo que afecta al nivel de seguridad global, siendo muy difícil su cuantificación.
 - g) La reducción de la resistencia del hormigón afecta a la seguridad en flexo-compresión y, sobre todo, a cortante y torsión. Cabe añadir que, para el ingeniero que trata con construcciones existentes, el hormigón se caracteriza con algo más que $f_{ck}(t)$. Debe profundizarse en el conocimiento del comportamiento a nivel “meso”.
 - h) Como ya se indicó en [18], a propósito del valor de las autopsias y de este paso superior, *el gran riesgo que corría la estructura era precisamente que agotase por compresión (flexo-compresión y cortante), debida*

fundamentalmente al pretensado. Sucedió algo que tiene mucho de paradójico: la rotura por corrosión de un cierto número de tendones de pretensado, unida al acortamiento y, consiguientemente, a unas considerables pérdidas diferidas de pretensado había tenido un efecto beneficioso. Los autores de esta ponencia jamás habrían pensado que llegarían a hacer una afirmación tan rara. La propuesta de desmontaje que planteamos incluía una campaña de autopsia que, en honor a la verdad, no contó con apoyo decidido. La actitud de los laboratorios de la ET-SICCP-UPM y nuestra perseverancia permitieron completar dos campañas paralelas de reconocimiento postmortem de gran valor. Cinco meses después de concluir el desmantelamiento, se celebró en el Colegio de Ingenieros de Caminos un acto de presentación de lo sucedido, auspiciado también por el Ayuntamiento.

Con respecto a la planificación de las tareas de desmontaje de viaductos urbanos:

- a) El desmontaje es el método de demolición más adecuado en zonas urbanas, donde prima el minimizar las afecciones por ruido y polvo, frente a otras soluciones con explosivos o con equipos mecánicos de mandíbulas y martillos hidráulicos que disgregan las piezas *in situ*.
- b) En zonas urbanas hay un gran número de servicios e instalaciones que se pueden ver afectadas por las obras. Tener una información precisa de su ubicación y de los

criterios de diseño de los elementos subterráneos facilita la toma de decisiones.

- c) En los casos en los que las estructuras presenten deterioros significativos no se puede determinar con fiabilidad su capacidad resistente y, por tanto, no se puede contar con su contribución resistente a la hora de plantear el proceso de desmontaje. Así, debe plantearse el apeo previo del tablero para evitar el riesgo de rotura en cadena, de forma que, cuando se vaya a cortar un vano, debe estar apeado no sólo éste sino también los dos adyacentes. Para una mayor seguridad durante las operaciones de montaje de la cimbra, éste debe hacerse desde los soportes hacia el centro de los vanos.
- d) El diseño convencional de los apeos y cimbras en obra nueva cuenta con la estabilidad horizontal que ofrece el encofrado que soportan. Pero cuando se diseña una cimbra como apeo en la demolición de un tablero, deben revisarse los criterios de estabilidad de la cimbra frente a fuerzas horizontales (incluyendo posibles acciones accidentales durante el corte y la carga de las piezas), pues los castilletes de cimbra no van a contar con el arriostramiento horizontal del tablero cuando éste sea troceado.
- e) En tableros pretensados con pérdida progresiva de la resistencia del hormigón, debe plantearse una secuencia de corte del tablero que reduzca progresivamente la compresión producida por el pretensado sin reducir la sección resistente y sin reducir la carga muerta del tablero, evitando incrementos locales de la tasa de compresión del hormigón.
- f) El corte con hilo con diamante es una técnica muy versátil y poco ruidosa que agiliza los procesos de desmontaje, pero hay que prever cómo canalizar y recoger los lodos que genera este proceso.
- g) La estimación de pesos a desmontar debe cubrir las incertidumbres sobre el relleno de los aligeramientos y los sobreespesores de hormigón.
- h) El estrobo de las piezas durante el desmontaje debe tener presente las condiciones de seguridad de eslingas, cables y cadenas en las zonas donde se produzcan quiebras en su trazado.
- i) El transporte de piezas por carretera está regulado por lo que se denomina la “ley de la estiba”, que en realidad es el RD 563/2017 y una serie de normas UNE-EN relativas a los dispositivos de sujeción y fijación de la carga.
- j) No es raro que los conductos de canalizaciones de instalaciones en el tablero sean de fibrocemento, lo que implica protocolos muy estrictos de desmontaje.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Ayuntamiento de Madrid la confianza depositada en DRAGADOS y en FHECOR para la realización del trabajo de referencia. Extendemos nuestro agradecimiento a los laboratorios de Ciencia de Materiales y de Química de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UPM las facilidades y la profesionalidad en los trabajos de diagnóstico. De manera especial, agradecen los autores a Francisco J. Martín Carrasco, director entonces de la Escuela, por el apoyo brindado

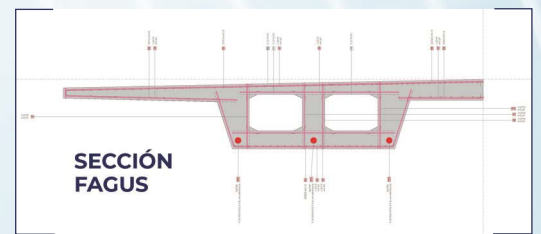
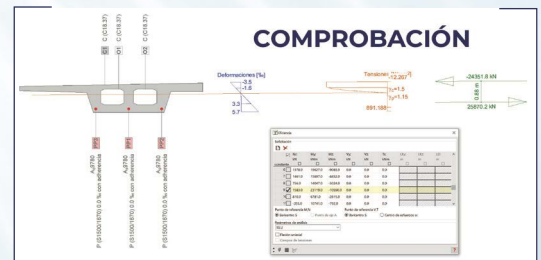
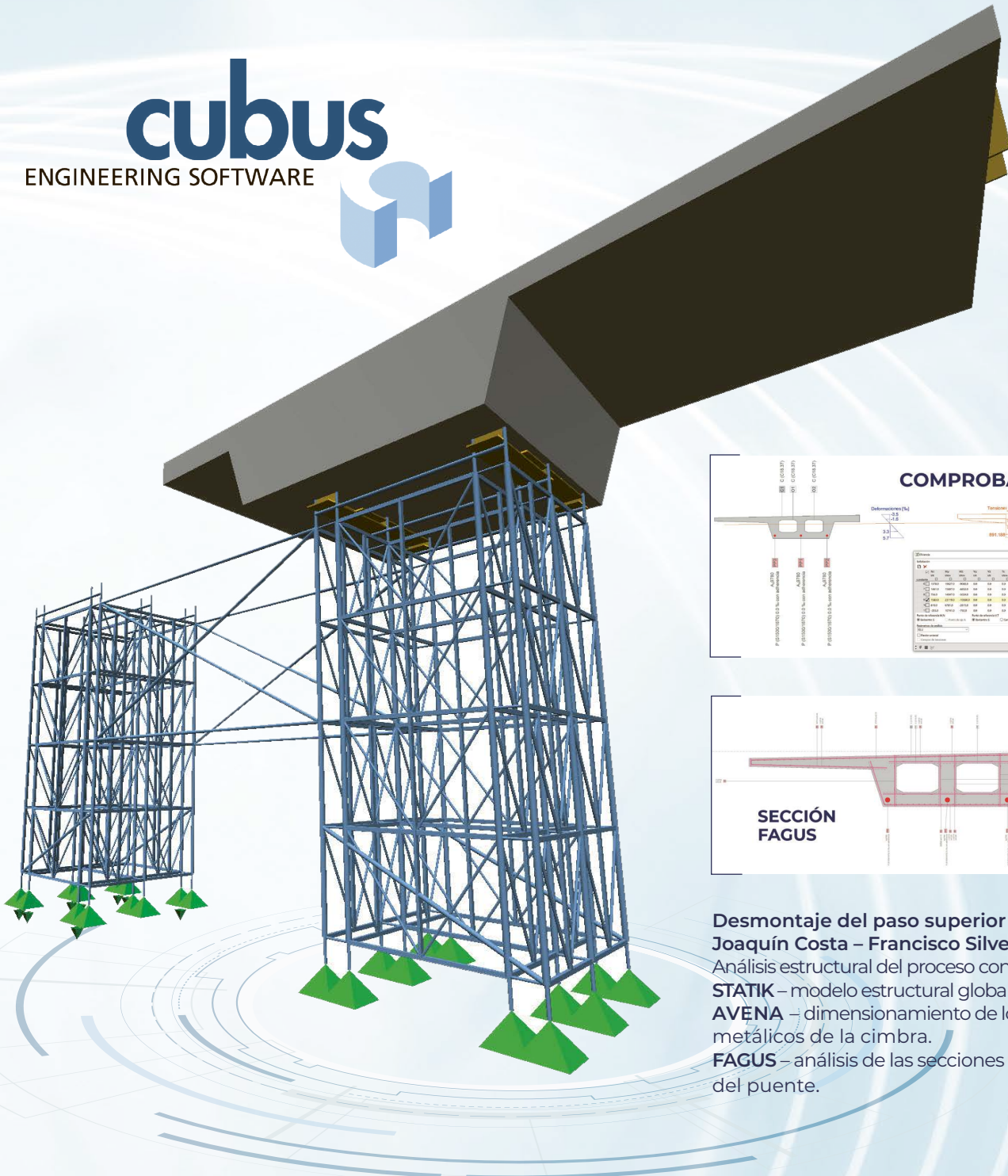
para la autopsia durante el desmontaje, así como a Miguel Ángel Delgado Núñez (IMESAPI) por la desinteresada ayuda prestada para la extracción de testigos y otras muestras en la aludida autopsia. Gracias especiales al equipo de DRAGADOS que confió en nosotros tanto en la fase previa de diagnóstico como de asistencia técnica durante el desmontaje y campaña de confirmación del diagnóstico.

De una manera muy especial queremos dedicar este texto a Hugo Corres, gracias a quien hemos tenido la oportunidad, a lo largo de nuestra vida profesional, de participar en tantos proyectos de gran interés. De forma particular agradece a Hugo el segundo de los autores el haberlo incorporado y apoyado en la aventura docente en la Escuela, muy singularmente —a los efectos de este artículo—, en el ámbito de la Ingeniería de Conservación, disciplina que ha adquirido, en muy poco tiempo, carta de naturaleza. ¡Muchas gracias!

Referencias

- [1] British Cement Association (BCA) (1992). The diagnosis of alkali-silica reaction. Report of a working party.
- [2] Calavera, J., Corres, H., Fernández, J., León, J. (1993). Bending moment distribution for designing reinforced and prestressed beam-block floors. CEB Bulletin d'Information, n° 218. Ductility – reinforcement.
- [3] Cobo Rodríguez, C., Álvarez Andrés, J.J., Sánchez Delgado, J., Martín Galán, A., León González, F.J., Lucas Serrano, C. (2025). Desmontaje del Puente Joaquín Costa - Francisco Silvela (Madrid). Ponencia presentada en el IX Congreso de ACHE. Granada.
- [4] Comisión Permanente del Hormigón (1977). EP-77. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. Decreto 1408/1977 de 18 de febrero. BOE 149 de 23 de junio de 1977.
- [5] DGC. Dirección General de Carreteras (2000). Obras de paso de nueva construcción. Conceptos Generales. Ministerio de Fomento. ISBN 84-498-0474-04.
- [6] Departamento de Ciencia de Materiales, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2020). Ensayos y análisis de daño mecánico y fractográfico del acero de pretensado del paso elevado VE0503. Documento no publicado.
- [7] Esposito, R., Anac, C., Hendriks, M. A. N., & Copuroglu, O. (2016). Influence of the alkali-silica reaction on the mechanical degradation of concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(6), 04016007-1-04016007-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001486](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001486).
- [8] INES Ingenieros Consultores (2015). Proyecto de Acondicionamiento de cuatro estructuras en Madrid (VE0403 Eduardo Dato – Juan Bravo; PE0501 Pasarela J. Vasconcelos – Gral. Aranda; VI0502 Joaquín Costa – Rep. Argentina; VE0503 Joaquín Costa – Fco. Silvela). Documento no publicado.
- [9] Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (2020). Identificación de los posibles productos indicativos de desarrollo de reacciones expansivas en el hormigón de una estructura sobre la glorieta de López de Hoyos. Documento no publicado.
- [10] INTEMAC (2020). Informe de los ensayos efectuados sobre 23 testigos de hormigón extraídos en el tablero del puente entre la c/ Joaquín Costa y la c/ Francisco Silvela en Madrid. Documento no publicado.
- [11] Laboratorio de Química de Materiales, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2020). Informe preliminar sobre las muestras de hormigón y líquido recogido de la estructura sobre la glorieta de López de Hoyos. Documento no publicado.
- [12] López Jamar, J.A. (1973); Cubierta del pabellón municipal de deportes, en La Coruña. *Hormigón y Acero*, 24(107), pp. 331-334. Recuperado a partir de <https://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/1363>.
- [13] López Jamar, J.A., Gimeno Fungairiño, A. (1971). Paso elevado Francisco Silvela- Joaquín Costa, *Hormigón y Acero*. 22 (100): 43–48.

- [14] Martín Galán, A, Sánchez Delgado, J., León González, F. J., Cobo Rodríguez, C., Álvarez Andrés, J. J., Lucas Serrano, C. (2025). Diagnóstico del paso superior Joaquín Costa – Francisco Silvela. Ponencia presentada en el IX Congreso de ACHE. Granada.
- [15] Martín-Caro Álamo, J.A., Martínez Martínez, J.L., Arias Hofman, G. (2021). Los problemas árido álcali o la necesidad de anticiparse a un proceso irreversible en los puentes, *Hormigón y Acero*, 72(294-295), 219-232, <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3069>.
- [16] Menéndez Méndez, E. (2010) Análisis del hormigón en estructuras afectadas por reacción árido-álcali, ataque por sulfatos y ciclos de hielo-deshielo. Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA).
- [17] Rodado, J., & Otero, F. (2025). Replacement of the Deck and Rehabilitation of the Viaduct at the Link Between M-40 and M-607 in Madrid (Spain). *Hormigón y Acero*. 76(306):7-16. <https://doi.org/10.33586/hya.2024.3090>.
- [18] Sánchez Delgado, J., León González, J. (2023). Las autopsias como fuente de aprendizaje y valoración del patrimonio. I Congreso Internacional del Patrimonio de la Obra Pública y de la Ingeniería Civil. Toledo, 2023.



Desmontaje del paso superior Joaquín Costa – Francisco Silvela (Madrid).
Análisis estructural del proceso con el apoyo de:
STATIK – modelo estructural global de la cimbra.
AVENA – dimensionamiento de los elementos metálicos de la cimbra.
FAGUS – análisis de las secciones de hormigón del puente.

El cálculo estructural no es solo diseño: también es diagnóstico y decisión

Desde el proyecto hasta la inspección y evaluación, el software de CUBUS acompaña al ingeniero en cada etapa del análisis estructural.