

El hundimiento del puente de la carretera M-527 sobre el río Guadarrama



Javier Parrondo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Socio fundador de FCK consultoría estructural

Resumen

El día 28 de mayo de 2015 colapsó un puente de la red de carreteras de la Comunidad de Madrid. Afortunadamente, no hubo víctimas mortales, ni tampoco heridos. Era de una tipología muy especial, de la primera época del hormigón pretensado en España, que proliferó en la década 1958-68: vigas prefabricadas construidas por dovelas.

Estos puentes tienen una serie de debilidades intrínsecas que los hace susceptibles de presentar patologías graves en la actualidad, por lo que, para prevenir catástrofes similares, se recomienda inspeccionar aquellos ejemplares que todavía se encuentren en servicio, a la luz del accidente que se comenta.

En este trabajo se detallan esas patologías y las circunstancias del hundimiento del puente. Se ponen también en cuestión los sistemas actuales de gestión de estructuras y los protocolos de (des)información que se siguen todavía en muchas Administraciones públicas cuando sufren un accidente de este tipo.

Palabras clave

Hormigón pretensado, vigas de dovelas, puentes de vigas, patologías, accidentes, rotura

Abstract

On 18 May 2015 a road bridge in the Madrid region collapsed, fortunately without death or injury. This was a very special type of bridge dating back to the early days of prestressed concrete in Spain, which would proliferate from 1958-68, and using precast beams formed in segments.

These bridges had a series of intrinsic weaknesses that now make them susceptible to serious defects and in order to prevent similar disasters, it is highly recommendable to inspect the remaining bridges of this type that are still in service, in the light of this accident.

This article describes the defects and the circumstances behind the collapse of the bridge. The author also questions the current management systems of structures and the protocols of (dis)information that are still followed by many public authorities when there is an accident of this type.

Keywords

Prestressed concrete, segmental beams, girder bridges, pathologies, accidents, collapse

Introducción

El día 28 de mayo de 2015 colapsó el puente de la carretera M-527 sobre el río Guadarrama (fig. 1). El presente artículo describe el puente y sus peculiaridades técnicas, en el contexto tecnológico de la época, detalla la forma en que se produjo el hundimiento y analiza las posibles causas del mismo.

También se hace, en la última parte, una crítica que nos parece necesaria. Un accidente como éste es un fracaso absoluto y sin paliativos del Sistema de Gestión de Estructuras y de los procedimientos de vigilancia y control de los Transportes

Especiales que circulan por ellas. Y no se trata ya de que se haya perdido un ejemplar interesante de nuestro patrimonio industrial; es que se ha puesto en peligro de manera grave la seguridad de los usuarios.

Nos parece evidente que una rotura de estas características debería provocar una revisión en profundidad de nuestros sistemas de gestión de puentes y de las metodologías de inspección y de evaluación que se están aplicando.

También debería servir para mejorar nuestro conocimiento de las estructuras de la red de carreteras y de las patologías



Fig. 1. El puente colapsado, el 5 de junio de 2015

que les afectan. Y, muy particularmente, de la corrosión de las armaduras activas, que cursa de forma diferente que en hormigón armado, sin apenas dar señales externas y con un riesgo de colapso frágil muy superior.

Esta va a ser la patología predominante de nuestros puentes los próximos años, y donde deberán concentrarse las actuaciones preventivas y las operaciones de refuerzo y reparación. Hay que recordar que el tablero de hormigón pretensado es la tipología abrumadoramente más numerosa entre los puentes de la red de carreteras del territorio nacional.

Poner a disposición del público y de los especialistas toda la información relativa a este suceso no es sólo una obliga-

ción política de la Administración competente para con los ciudadanos a los que debe rendir cuentas. Es, muy especialmente, un deber moral que puede evitar futuras situaciones de riesgo para los usuarios de las carreteras de ésta y otras redes del Estado.

El problema es que oficialmente este accidente, como tantos otros, no ha existido. La opacidad con la que se han tratado tradicionalmente estas catástrofes en nuestro país revela un desprecio al ciudadano inadmisibles en una Administración pública (cuando, además, los accidentes se producen durante la construcción de las obras, la ocultación de la información puede ser casi absoluta, instaurada por contratistas cuyo único interés es económico, auspiciada por Administraciones como poco laxas y siempre con la colaboración de profesionales sumisos que olvidan con admirable desenvoltura sus obligaciones deontológicas y su compromiso con el bien común y el interés público).

El texto se ha dividido en cinco puntos. Este artículo no puede suplir la dejación de responsabilidad de la Administración, pero sí intenta hacer lo que ésta no ha hecho en año y medio: facilitar toda la información a la que se ha podido acceder sobre el siniestro. Esto se hace en los cuatro primeros puntos. La última parte intenta ser una llamada de atención sobre las responsabilidades y actuaciones que cualquier Administración de carreteras debería asumir, de oficio, ante un accidente de este tipo. Todas las fotos y figuras de las que no se cita la procedencia, son del autor de este artículo.

1. El puente

1.1. La tipología y el autor

El puente tenía un único vano de 18 metros de luz y 13,30 metros de ancho, resuelto mediante un tablero de vigas prefabricadas pretensadas, biapoyadas, de sección “doble T” (figs. 2 y 3). Aparentemente, una obra sin mayor interés; en seguida veremos que no era así en absoluto. La rotura, que parecía claramente un fallo a flexión, se había producido a partir de ciertas juntas transversales que presentaban las vigas. Éstas no eran monolíticas, estaban formadas por dovelas con juntas lisas y sin ninguna armadura pasante, salvo los cordones de pretensado.

¿Por qué construir con dovelas estructuras de un material como el hormigón pretensado, “cuyo modo de hacer es el moldeado y su aspiración parece ser el monolitismo”? [1], se preguntaba en 1969 Fernández Casado. Porque viene a ser



Fig. 2. El puente en 1998 (por J. V. López Abad)

una actualización de la tradición de construcción en piedra, contestaba él mismo: “todo dintel pretensado lleva en sí el artificio de un arco (...) en realidad, lo que construimos son arcos planos (...) al tesar el cable, vertebramos el sistema de dovelas independientes, las cosemos entre sí y además damos al conjunto la curvatura conveniente para que demuestren su solidaridad despegándose de la bancada” [1].

De manera más prosaica y, tal vez, más precisa, el propio Fernández Casado nos explica las razones materiales del uso de esta tipología: los primeros puentes y cubiertas pretensados españoles “eran casi inevitablemente de dovelas [por] nuestro problema en maquinaria para manejo y transporte de grandes pesos [y porque así se facilitaba] la economía de moldes, (...) fabricar elementos normalizados y poder servir a un mercado permanente” [1].

Una vez más son las carencias materiales (esta vez las de las postguerra española) las que orientan los métodos constructivos y, consecuentemente, las tipologías estructurales y explican el gran desarrollo que tuvo en España la construcción de vigas prefabricadas por dovelas; por eso mismo, esta técnica duró poco, apenas una década (pero, sin duda, contribuyó decisivamente al auge que en seguida alcanzaría el sistema de construcción de puentes “in situ” mediante voladizos sucesivos). En la V Asamblea de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, celebrada en Bilbao en 1966, se presentaron un buen número de realizaciones de esta tipología (entre ellos, proyectos muy interesantes de Fernández Casado y Martínez Santonja) [2]. Pero aquel fue su canto de cisne; en la VI Asamblea, celebrada tres años después, no se citan nuevas construcciones de puentes con este sistema y se reconoce que ha

perdido gran parte de sus ventajas por la gran velocidad a la que se había llegado a fabricar vigas de una pieza [1].

Este puente sobre el río Guadarrama era una de aquellas primeras realizaciones de dovelas postesadas. El proyecto es de 1957 y su redactor fue el ingeniero de Caminos Alfredo Páez Balaca, uno de los introductores del hormigón pretensado en España y autor de un libro de referencia sobre el tema en los años noventa [3].

1.2. El proyecto y la construcción

Parte del proyecto original del puente se encuentra en el CEDEX [4], en el Archivo Torroja, ya que al parecer Páez llevó una copia a la oficina técnica de Eduardo Torroja para que éste lo revisara. Ambos eran profesores de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, en la Cátedra de Hormigón, y colaboradores en algunas investigaciones y publicaciones de importancia. Páez fue, junto con Torroja, el promotor del nuevo paradigma de cálculo en rotura de las estructuras de hormigón basado en una formulación estadística del concepto de seguridad, que es el que se emplea en la actualidad. Ambos fueron también redactores de las Instrucciones de Hormigón Armado de los años 1956/57 y 1960 [5].

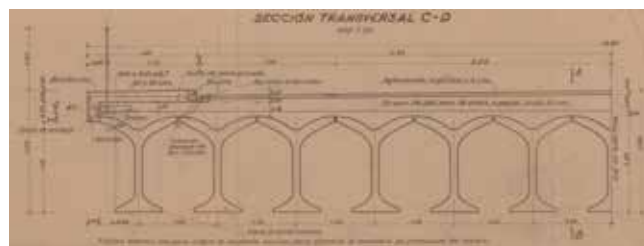


Fig. 3. La sección del tablero según el proyecto de Páez [4]

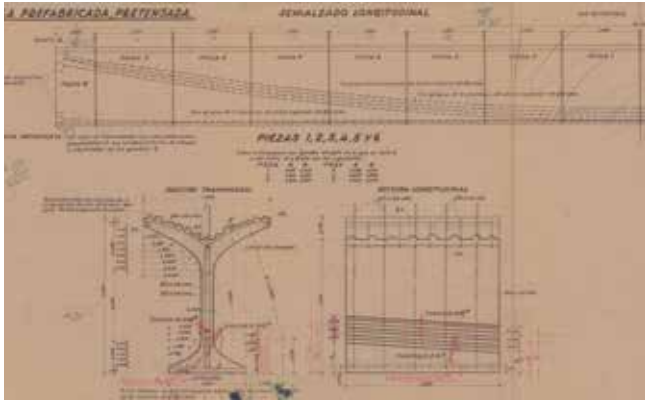


Fig. 4. Plano de proyecto de la viga [4]

El postesado estaba formado por cuatro cordones parabólicos alojados en el alma y dos rectos en la cabeza inferior (fig. 4). Los cordones eran grupos de 9 alambres de 5 mm de diámetro, salvo el superior, que constaba de 3 alambres de 5 mm. El límite de rotura del acero era de 1550 MPa y se tesaba a 1100 MPa. El hormigón de la viga tenía una resistencia característica de 30 MPa y el de la losa de 16 MPa. Las dovelas eran de 1,20 metros de longitud. El plano de la viga tiene detalles curiosos, como la forma de crear la superficie rugosa de la cara superior para mejorar la adherencia con el hormigón de la losa vertido “in situ”: colocando áridos de 6 cm de diámetro a mano, uno a uno, en el hormigón fresco de la viga formando una suerte de dientes o llaves de áridos. Esta interfaz se comportó muy bien en la rotura, como veremos más adelante.

La geometría de las vigas es también singular; la forma de la sección es más orgánica y menos rígida que las soluciones prefabricadas actuales, con un atractivo punto extravagante. La cabeza superior, en forma de alas de gaviota, es, sin duda, original, pero no alcanzamos a ver las ventajas técnicas de esta solución; al contrario, provoca un gran incremento de la carga muerta sobre la viga, que disminuye la eficacia del pretensado.

En cambio, redondear las aristas de la sección es una decisión plausible. Además de crear superficies estéticamente más interesantes y más limpias, es eficaz para evitar concentraciones de tensiones. Ninguna de las vigas del puente presentaba fisuras longitudinales como las que se detectan a menudo en las vigas actuales marcando el encuentro entre las alas y el alma. Las aristas son, en general, debilidades estructurales aceptadas en el diseño por motivos estrictamente



Fig. 5. Fisac en el parque de dovelas de las vigas hueso y la prueba de carga de una de ellas (en cehopu.cedex.es)

económicos. No suelen ser preocupantes desde el punto de vista de la seguridad pero sí de la estética y la durabilidad. El diseño de Páez es hijo de su tiempo. En los mismos años, finales de los cincuenta, el arquitecto Miguel Fisac investigaba las posibilidades formales del hormigón pretensado y desarrollaba su concepto de las vigas hueso, vigas huecas sin una sola arista, de formas muy elaboradas para adaptarse a toda una serie de requerimientos funcionales propios de las cubiertas de gran luz (evacuación del agua de lluvia, iluminación natural cenital, protección de la luz directa, buena acústica) [6]. Y construidas también a partir de dovelas de pequeñas dimensiones, con una técnica similar a la del puente de Páez (fig. 5). Su realización más importante con estos elementos es la maravilla arquitectónica de la cubierta del Centro de Estudios Hidrográficos (Madrid, 1960-63), realizada con vigas de 22 metros de longitud formadas con



Fig. 6. La cubierta del Centro de Estudios Hidrográficos, de Miguel Fisac (en metalocus.es)

dovelas de un metro de largo y sólo 5 cm de espesor en algunos puntos de la sección (fig. 6).

Esta cubierta todavía está en pie, pero lo que ahora se puede ver no son las vigas originales de dovelas, ya que se sustituyeron en 1995 por otras monolíticas pretensadas con el mismo aspecto que las primitivas. La réplica es muy buena y nos retrotrae a aquellos años sesenta. Fue un gran trabajo de la empresa ALVISA, al margen de lo adecuado de la solución, que no deja de ser ahora una impostura. Los técnicos que realizaron el proyecto de sustitución de la cubierta apuntaban las razones por las que hubo que cambiar las vigas: “el ambiente húmedo del recinto, unido al escaso recubrimiento de las vainas, obligado por el débil espesor de las paredes de la viga, y las deficiencias de inyección connaturales con los sistemas de aquella época, hicieron temer la posible corrosión de la armadura activa, tal como se detectó en las actuaciones de inspección llevadas a cabo oportunamente por encargo de la Dirección del Centro de estudios Hidrográficos” [7]. Luego veremos hasta qué punto son éstos los mismos factores que debilitaron nuestro puente.

La sustitución de esta cubierta se difundió en las revistas especializadas y llegó al conocimiento de la comunidad técnica. Es posible que si en aquellos momentos hubiera estado ya implantado un Sistema de Gestión de Obras de Paso, se habría realizado una inspección especial de nuestro puente. O no. Porque el hecho cierto es que la Comunidad de Madrid ignoraba que en su red había puentes con esa tipología. Sólo se ha sabido tras el accidente del que ahora nos ocupa. Volviendo al proyecto, es interesante también el armado

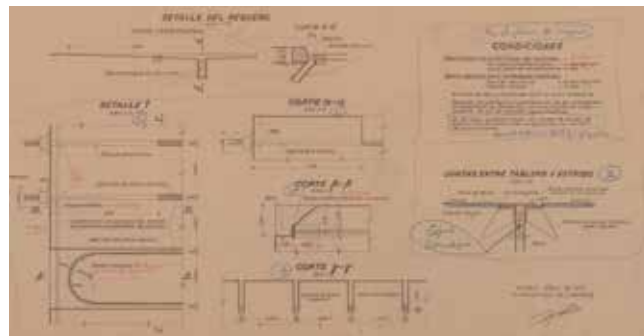


Fig. 7. Plano con el pretensado de la losa del tablero [4].

del tablero (fig. 7). Consiste únicamente en un pretensado transversal, sin armadura de reparto. Se realizó dejando unas acanaladuras transversales en la losa de hormigón, en las que se colocaban los alambres de postesado una vez endurecido el hormigón de la losa. Posteriormente, se tensaban estos alambres y se rellenaban los cajeados con hormigón. Páez, en el Anejo de Cálculo, justifica que esta solución es más barata que emplear armadura pasiva convencional y por eso opta por ella.

Para los apoyos, aunque los aparatos de neopreno zunchado empezaban a generalizarse, prefiere usar placas de plomo, una solución habitual desde los primeros tiempos del hormigón armado en puentes pequeños. Estos apoyos se usaban en puentes hormigonados “in situ” de luces similares a la de éste, ya que la plasticidad del plomo permitía pequeñas deformaciones horizontales. Al ser este puente prefabricado, las deformaciones por retracción se reducen considerablemente y, además, debido al método de construcción, los acortamientos iniciales del postesado se producen antes de que las vigas se coloquen en su ubicación definitiva. A cambio, al ser pretensado, el dintel sufrirá acortamientos debido a la fluencia; pero, en este caso, la fluencia iba a ser pequeña, ya que la tensión de proyecto en la fibra inferior bajo cargas permanentes era muy baja, del orden de 3 MPa [4].

El caso es que mientras en un estribo dispone placas de plomo de la manera habitual, directamente apoyadas sobre el cargadero, para el otro diseña unos apoyos móviles, con una solución un tanto alambicada y poco corriente de péndulos de hormigón, formados por una biela octogonal articulada

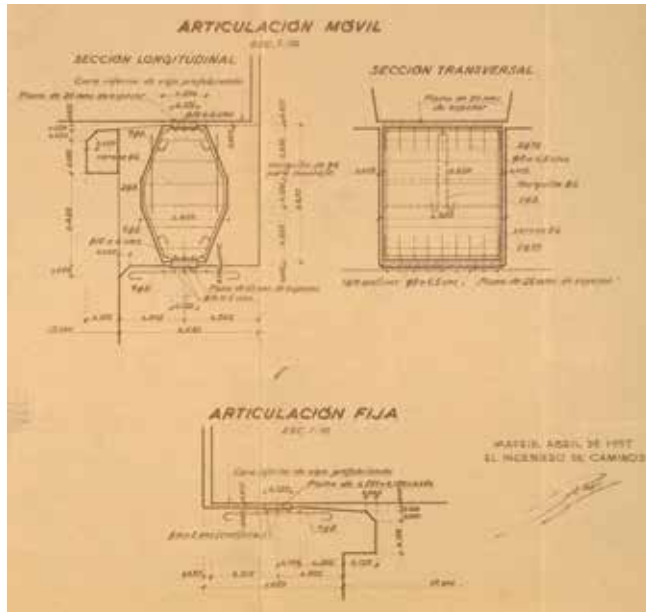


Fig. 8. Detalle de los apoyos móviles, según el proyecto [4] y parte superior de uno de los péndulos de apoyo, tras la caída

con la viga y con el cargadero mediante sendas chapas de plomo (fig. 8). Y lo curioso es que en su cálculo Páez sólo tuvo en cuenta la deformación térmica y la retracción diferida, con lo que estimaba un corrimiento horizontal máximo de 3 mm en cada apoyo (pág. 36 del Anejo de Cálculo [4]), perfectamente compatible con placas de plomo convencionales en ambos extremos.

De acuerdo con los textos de la época sobre el montaje de vigas, la prefabricación de las dovelas se habría realizado

Código: 459 Carretera: M-527 PK: 1+600
Denominación: Puente sobre el Río de la venta en el P.K. 1+600

FICHA DE CONSERVACIÓN
Fecha inspección: 29/08/2007
Índice estructura: 46

FOTOS



Efflorescencias, librería 1, en Elemento Vigas del Componente V1 (Deterioro 8)



Desconchones/lajas (con armadura pasiva implicada), librería 6, en Elemento Vigas del Componente V1 (Deterioro 9)



Humedades y filtraciones, librería 1, en Elemento Murete de guarda del Componente E1 (Deterioro 17)



Humedades y filtraciones, librería 8, en Elemento M.F. portante del Componente E1 (Deterioro 18)

Fig. 9. Deterioros en las vigas identificados en la inspección principal

probablemente in situ, en la propia obra, ya que ese era el procedimiento más habitual en aquellos primeros años. Asimismo, la unión de las dovelas se habría efectuado sobre el propio vano del puente. Solía construirse una cimbra del ancho estricto para poder conformar una única viga, situada en un lateral de la posición teórica del tablero. Sobre ella se colocarían las dovelas, se sellarían las juntas y se procedería al tesado de los cordones. Finalmente la viga se riparía hasta su posición definitiva. Esta operación se repetiría con las 13 vigas del tablero [8 y 9].

1.3. El mantenimiento

La única inspección principal del puente se realizó en 2007. En las fotografías que obran en la ficha de inspección se aprecia una carbonatación importante en las juntas (fig. 9); esta patología fue valorada con un índice de 41 (deterioro 8, en la figura 9). Además, se observaron desconchones en las vigas con armadura pasiva implicada, que se calificaron con un índice de 46 (deterioro 9). Estos índices por encima



Fig. 10. El puente, ya cortado al tráfico y poco antes de desplomarse (29 de mayo a las 13.00 horas)

de 40 indican que la estructura tiene unas patologías que no suponen un riesgo para la seguridad de los usuarios pero que requieren una actuación a corto o medio plazo.

La ficha de la inspección, como la del inventario previo, de 2002, omite circunstancias relevantes como la peculiar tipología de las vigas o el espesor real de pavimento. Tampoco dice que el puente sea pretensado; en la ficha de tipología se lo describe como un tablero de vigas prefabricadas, de sección “doble T”, de hormigón armado.

2. El colapso

• 28 de mayo de 2015

El puente no se derrumbó el 28 de mayo exactamente, pero sí colapsó ese día. La deformación del tablero se hizo muy evidente y por la tarde, sobre las 20.00 horas, se cerró al tráfico.

De acuerdo con los testimonios recogidos por el periodista de El País Pablo León [10], las primeras roturas de consideración debieron de producirse hacia las 19.00 horas. Estas roturas provocaron una flecha importante en el centro del tablero y la apertura de dos grandes grietas transversales en el asfalto (coincidentes con los extremos del tablero, como consecuencia del giro de las vigas en sus apoyos, ya que el firme era continuo y carecía de juntas de dilatación en los estribos).

El conductor de uno de los vehículos que circuló sobre el puente en ese estado llamó al servicio de emergencias, gracias a lo cual pudo cortarse la carretera en poco tiempo. Pero durante ese tiempo otros muchos vehículos debieron de cruzar el puente colapsado con un riesgo evidente. Aunque

se trata de una carretera local, es una vía bastante transitada (4.037 vehículos diarios en 2015 [11]); afortunadamente, no debió de pasar ningún vehículo excesivamente pesado.

• 29 de mayo de 2015

A la mañana siguiente el puente continuaba en un estado similar. Las fotografías que siguen (figs. 10 y 11) están tomadas hacia las 13.00 horas del día 29 de mayo, poco antes del derrumbe definitivo.

Al observar el tablero desde el río, se podía comprobar que la rotura había comenzado por las vigas de borde. Al menos tres o cuatro vigas por cada lado estaban completamente seccionadas por alguna junta del tercio central y si no habían caído al cauce era porque las dovelas se mantenían colgadas de la losa de compresión. El peso de estas vigas, el de todo el tablero, era soportado sólo por las vigas centrales, cinco o seis en el mejor de los casos, que se mantenían íntegras pero con deformaciones muy importantes.

La flexibilidad de este esquema estructural era tal que ligeras ráfagas de viento hacían oscilar verticalmente el tablero de manera ostensible, sobre todo las vigas de borde, que vibraban con amplitudes importantes, del orden de varios centímetros.

Las vigas centrales debían estar muy descomprimidas y haber sufrido deformaciones plásticas, ya que de otra forma no es posible registrar una flecha tan acusada. En las fotografías tomadas desde el río se puede apreciar que sus juntas están muy abiertas, aunque las vigas todavía mantienen la continuidad gracias a los cordones de pretensado, que aún no han roto o no han plastificado excesivamente como sí lo

han hecho en las vigas de borde. El tablero se desplomó esa misma tarde, sobre las 15.00 horas, al parecer sin ayuda externa, cuando las vigas centrales no fueron capaces de resistir el peso del tablero y el pavimento.

- 5 de junio de 2015

Una semana más tarde los restos del puente continuaban en el estado en que habían quedado tras el hundimiento. Todas las fotografías que se aportan a continuación (figs. 12, 13 y 14) pertenecen a ese día, 5 de junio.

La viga de borde había sido, sin duda, la primera en colapsar; su rotura era evidente desde el primer momento en que se cortó la carretera.

Esta rotura se había producido por un fallo a flexión, debido al agotamiento de la armadura de tracción. La mayoría de los alambres de pretensado estaban rotos y los que no, habían sufrido deformaciones plásticas importantes.

Al perder la viga su continuidad, se había producido también lo que parece una rotura local por rasante en la conexión de la viga con la losa de compresión, aparentemente por mera incompatibilidad de deformaciones entre la viga partida y la losa que aún mantenía su continuidad. La rotura se había propagado horizontalmente, por la superficie de área mínima, a través del hormigón monolítico de la losa, y no por la interfaz entre viga y losa. La curiosa junta entre el hormigón de la dovela prefabricada y el hormigón de la losa vertido “in situ” que comentamos en el punto 1 se había comportado perfectamente (fig. 13).

La corrosión de la armadura principal era muy evidente en esta viga de borde. Muchos de los alambres estaban completamente seccionados desde hacía tiempo.

De la lechada de cemento que, según el proyecto, debía rellenar las vainas, apenas había trazas, ni en el interior de los conductos, ni alrededor de los alambres que estaban fuera de ellos.

El material de las juntas (“mortero de supercemento bien compactado”, según el proyecto original [4]) no se debió de compactar tan bien como pedía el proyecto; a simple vista se apreciaba que era mucho más poroso que el hormigón de las dovelas (fig. 13).

La carbonatación de ese material era evidente, sobre todo en la cara inferior de la junta, donde se acumulaban los depósitos de carbonato cálcico (fig. 14). Además de la porosidad, lo que



Fig. 11. El puente colapsado, minutos antes de desplomarse



Fig. 12. El puente, el 5 de junio de 2015



Fig. 13. La rotura de la viga de borde: detalles del modo de rotura, la corrosión de los alambres y la junta de 14 mm de mortero de “supercemento”



Fig. 14. Vigas interiores: carbonatación en las juntas y corrosión en los alambres

ha debido de acelerar el fenómeno es la apertura de la junta al producirse la descompresión de la fibra inferior, ya que los depósitos eran mayores hacia el centro del vano. Esta apertura de la interfaz entre el material de la junta y la dovela, no se cierra al volverse a comprimir la fibra, como puede hacerlo una fisura en una pieza monolítica de hormigón.

Los alambres de las vigas interiores que se encontraban a la vista presentaban corrosión generalizada, pero superficial, que no parecía haber provocado pérdidas de sección.

3. La demolición

• 15 de junio de 2015

La demolición de la estructura se realizó el día 15 de junio. Fue una demolición mecánica indiscriminada, realizada con maquinaria pesada (palas excavadoras con martillo neumático), que duró apenas una mañana (fig. 15).

No se obtuvieron mapas de la corrosión de los alambres, que permitieran registrar si ésta era generalizada o se había concentrado sólo en las juntas más expuestas de las vigas de borde o también en otras zonas sensibles, qué gravedad había alcanzado en ellas y cuál era la pérdida de sección en cada caso.

Parece que tampoco se obtuvieron muestras de la lechada de cemento que, según el proyecto, rellenaba los conductos de pretensado, ni se identificaron las zonas (evidentes, tras la inspección realizada) en las que no había penetrado esta lechada.

Ignoro si se extrajeron probetas o muestras del resto de materiales, y si se realizaron, al menos, ensayos de porosidad, carbonatación, cloruros o resistencia a compresión en los hormigones y morteros, o de tracción e intensidad de corriente

en las armaduras. Parecería lógico haberlo hecho, pero, por la forma en la que se llevó a cabo la demolición, tiendo a pensar que no se hizo.

• 17 de junio de 2015

Los escombros se mantuvieron durante varios días junto al río, antes de su transporte a vertedero. La inspección de los restos, realizada dos días después de la demolición, permitió confirmar las observaciones anteriores. Las siguientes fotografías son de ese día (figs. 16 y 17). A continuación se resumen las conclusiones obtenidas tras esa segunda inspección.

o Los alambres de pretensado no estaban trenzados helicoidalmente formando cordones, como luego sería habitual. Eran alambres individuales con un anclaje común (fig. 17).

o Apenas había señales de la lechada de mortero que debería rellenar las vainas alrededor de los alambres que se habían extraído; casi sólo junto a los anclajes se podían encontrar restos adheridos.

o En la mayor parte de los alambres la corrosión era mínima y, en general, superficial. No se apreciaban pérdidas de sección. Las siguientes fotografías de algunas de las madejas son representativas del estado de la mayoría de los alambres de pretensado (fig. 16).

o En los pocos alambres seccionados que encontramos que presentaban señales de corrosión más acusada, la rotura se había producido por acción mecánica (fig. 16).

o No detectamos ningún fallo del anclaje. Todos los dispositivos de anclaje que vimos se encontraban en un estado aceptable y todavía conservaban todos los alambres (fig. 17).



Fig. 15. Demolición del puente, el 15 de junio de 2015



Fig. 16. Alambres de las vigas y la losa



Fig. 17. Dispositivos de anclaje de vigas y losa

4. Las causas del hundimiento

En realidad, y como en casi todos los accidentes, no hubo una única causa, sino que fueron varios los factores que contribuyeron al desplome del puente. Tras el reconocimiento de los restos y algunos cálculos muy someros que hemos realizado, creemos que esos factores se reducen a estos cuatro:

4.1. El peso del pavimento

El peso de pavimento contemplado en el proyecto del puente [4] era el de una capa de 5 cm de espesor y 20 kN/m³ de peso específico, es decir, una carga muerta de 1,00 kN/m². En el puente hundido, pudimos medir espesores variables de más de 20 cm en general y un espesor medio de unos 25 cm (fig. 18). Es decir, el puente soportaba una carga muerta de 5,7 kN/m², casi seis veces mayor.

Este sobrepeso de pavimento son unas 100 toneladas de más sobre el tablero, cuando éste estaba calculado para soportar un tren de carga máximo de 180 toneladas [4]. O sea, el exceso de pavimento equivalía a más del 50 % de las sobrecargas de cálculo.

4.2. La corrosión de los alambres de pretensado

En la inspección inicial del puente, tras la caída, se podía observar que la corrosión de la armadura principal era muy evidente en las vigas de borde. Muchos de los alambres estaban, incluso, completamente seccionados desde hacía tiempo (fig. 19). Sin embargo, en las vigas interiores este tipo de roturas no se veían.



Fig. 18. El espesor de pavimento llegaba a superar los 25 cm

Tras la demolición, se pudo comprobar que, efectivamente, en las vigas más interiores la corrosión apenas había progresado. Alrededor de un 20 % de los alambres extraídos de estas vigas podía presentar signos de corrosión, pero ésta era relativamente superficial. En los alambres seccionados que estaban corroídos, la rotura se había producido por acción mecánica (fig. 16).

Con la dificultad que entraña cuantificar el grado de corrosión sólo con un par de inspecciones visuales, estimamos que es bastante aproximada la suposición de que la reducción de sección de la armadura activa equivalía, a lo sumo, a los alambres de dos vigas, además de las dos vigas de borde en las que los alambres estaban seccionados casi en su totalidad. Es decir, la corrosión habría reducido la sección de armadura principal y, en consecuencia y aproximadamente, la capacidad resistente del tablero, como mucho en un 30 %. Como en este puente las cargas permanentes representan algo menos del 60 % de la carga total, eso significa que la capacidad para soportar cargas exteriores se habría reducido, por la corrosión, alrededor de un 70 %.

La conclusión es que, entre el sobreespesor de pavimento y la corrosión de las armaduras, la capacidad del puente para soportar cargas exteriores era nula. El puente se encontraba en un estado tal que agotaba su capacidad sólo con las cargas permanentes.

Esto quiere decir que el puente se tendría que haber cerrado al tráfico. Pero ni en las inspecciones realizadas ni en los análisis de cargas admisibles de los puentes de la red se advirtió esto. De hecho, aunque sólo se estaba permitiendo



Fig. 19. La corrosión había seccionado una gran parte de los alambres de la viga de borde, pero en las vigas interiores apenas había señales de corrosión

el paso de camiones de menos de 45 toneladas, el puente no tenía limitación alguna de carga por ninguno de los estudios que se habían hecho en los últimos años. En el último de ellos se consideraba admisible, con algunas restricciones, el paso de camiones de hasta 120 toneladas. Esto nos debe hacer reflexionar sobre la fiabilidad de estos estudios y sobre la fiabilidad de las inspecciones realizadas. Parece evidente que es necesario cambiar la metodología de unos y otras si queremos evitar accidentes futuros.

A pesar de todo, el puente soportaba el paso de vehículos pesados, al menos hasta 45 toneladas, habitualmente ¿cómo era posible?

4.3. El paso de vehículos pesados

Por los coeficientes de seguridad, naturalmente. El coeficiente de mayoración de acciones con el que se calculó el puente era de 1,44 [4], por lo que todavía tenía una reserva, hasta rotura, para unas 120 toneladas de sobrecarga exterior.

Esto quiere decir que para provocar la rotura del puente debería haber pasado un vehículo de más de 120 toneladas, o haberse cruzado dos de 60 toneladas. ¿Pasó ese día un vehículo de más 120 toneladas, o dos de 60 a la vez? No parece probable, aunque es una de las cuestiones que se debería haber investigado.

La otra alternativa, más plausible, es que la rotura se hubiera producido de manera independiente en cada lado del tablero. Hasta ahora nos hemos estado refiriendo a cargas totales sobre el puente, sin tener en cuenta el reparto de

carga sobre las vigas, y suponiendo que los vehículos actúan sobre el eje del tablero. Pero lo cierto es que circulan por carriles que tienen una determinada excentricidad y cargan más las vigas de un lado que las del otro.

El reparto transversal en los tableros de vigas es reducido (aunque, en este caso, no tanto, al estar las vigas muy próximas entre sí). Por eso sería posible que un vehículo hubiera pasado en un sentido, provocando la rotura de las vigas de ese lado, y posteriormente el mismo vehículo, o uno similar, hubiera circulado en sentido contrario, colapsando las vigas del otro lado.

Esta situación parece casi tan poco probable como las anteriores, si no fuera porque los vecinos de la zona nos dieron una explicación razonable. Al parecer, por aquellos días se estaba realizando el movimiento de tierras de una urbanización situada a menos de 1 km del puente, en la margen izquierda de la M-527, muy cerca de la N-VI. Camiones cargados con tierras que accedían desde la N-VI a la M-527 y no podían entrar directamente a la urbanización por estar prohibido el giro a la izquierda, llegaban hasta el puente y usaban la explanada existente en la margen derecha (fig. 20) para hacer el cambio de sentido y acceder a las obras, por lo que pasaban dos veces sobre la estructura, primero en un sentido y luego en el otro. Según los vecinos, esta operación la habían realizado las últimas semanas un buen número de camiones; pudimos confirmar la veracidad de este aserto cuando contemplamos, pocos días después del accidente, los importantes terraplenes recién ejecutados que se levantaban en las obras de la urbanización.

También refuerza esta hipótesis el hecho de que la rotura del puente, como se puede ver en las fotos anteriores y posteriores a la caída, presentaba una evidente simetría axial (fig. 21).

El puente no tenía limitación alguna de carga; en esas condiciones los camiones de transporte de tierras pueden circular sin necesidad de autorización especial siempre que no superen las 38 toneladas. Esos camiones no habían solicitado autorización especial alguna ¿superaban las 38 toneladas? No lo sabemos, pero es una posibilidad, porque no es raro que este tipo de portes se sobrecarguen, y a veces de manera importante. Es algo que, en todo caso, se debería haber investigado, cosa, por otro lado, muy sencilla de hacer en una obra localizada y controlada.

Las anteriores consideraciones son válidas siempre que la rotura se hubiera producido por agotamiento de la armadura activa a flexión. La cuestión que queda por analizar es: ¿dada la tipología del tablero, es posible que hubiera un modo de fallo que se alcanzara con cargas más bajas?

4.4. La tipología estructural

La tipología del tablero tiene elementos especialmente débiles, como las juntas entre dovelas, la conexión vigas-losa o la propia losa de compresión –ejecutada con hormigón de muy mala calidad (16 MPa) y sin armadura longitudinal–. Pero en los tanteos que hemos realizado, el fallo de estos componentes a cortante o a rasante no se produce con cargas más bajas que la rotura a flexión.

Se puede decir, por tanto, que la tipología del tablero no ha influido sensiblemente en el modo de fallo ni en el valor de la



Fig. 20. En primer plano, la explanada de giro de los camiones. Al fondo, el nuevo puente (Google Street View)



Fig. 21. Las roturas de las vigas tenían una configuración antisimétrica respecto al eje del tablero

carga crítica que lo ha producido. Donde sí ha tenido una influencia decisiva es en la corrosión de las armaduras activas; y no tanto la tipología como los defectos de fabricación que dicha tipología arrastraba en sus inicios, fundamentalmente la deficiente inyección de los conductos de pretensado y la mala ejecución de las juntas (fig. 22).

También hay que incluir en este apartado las particularidades del cálculo de estos tableros, ya que la Instrucción que se aplicaba para estimar las sobrecargas de cálculo era la de 1956 [12], que prescribe el uso de trenes de carga formados por camiones de 20 toneladas y por tanques de 60 toneladas. En el proyecto del puente se impuso que las juntas permanecieran íntegramente comprimidas frente a los trenes de camiones, pero se admitía descompresión con los trenes de tanques, asumiendo que el puente se fisurará, pero las grietas se cerrarán, ya que con las sobrecargas habituales (camiones de 20 toneladas) la fibra inferior permanece comprimida (pág. 31 del Anejo de Cálculo [4]).

Eso nos parece un error de concepto. Por un lado, la apertura de unas juntas separadas 1.20 metros va a ser más de 5 veces mayor que la de las fisuras de un puente monolítico. Por otro lado, suponer que una junta abierta entre dos materiales se va a cerrar completamente cuando vuelva a estar comprimida, es muy discutible. Además, con las hipótesis de proyecto, la compresión en la fibra inferior de las vigas bajo las cargas permanentes resultaba ser sólo de unos 3 MPa (en las vigas prefabricadas actuales esta compresión se mueve entre 7 y 10 MPa). La debilidad de unas juntas con ese diseño es



Fig. 22. La mala ejecución de las juntas y la deficiente inyección de las vainas precipitaron la corrosión de los alambres

evidente. Si además el material de relleno de las juntas es de mala calidad y está mal compactado, y el de las vainas casi no existe, como era el caso, la acción del agua va a resultar demoledora para las armaduras, como así ha sido.

Como nuestro puente tenía, además, un exceso de pavimento de unas 100 toneladas, lo más probable es que algunas de las juntas centrales se encontraran traccionadas y abiertas desde hace tiempo.

A modo de resumen, y para acotar el peso que ha tenido cada uno de estos factores en el colapso, hemos representado en el siguiente gráfico la evolución en el tiempo de la capacidad resistente del puente (fig. 23). Para la obtención de los esfuerzos hemos considerado los trenes de la Instrucción de 1956 y algunas grúas móviles actuales, cada una con su particular disposición de ejes y cargas por eje, actuando sobre todo el ancho del tablero.

La línea verde representa los esfuerzos que el puente puede resistir manteniendo los coeficientes de seguridad de proyecto. Los primeros años tras su construcción el puente admitía un momento debido a las sobrecargas de hasta 6.200 kNm en condiciones de servicio (equivalente a tres grúas de 60 toneladas cada una situadas en paralelo sobre el puente).

En 2015 el puente podría haber perdido hasta un 30 % de su capacidad resistente, debido a la corrosión de su armadura activa. Eso implica que la capacidad para soportar cargas exteriores se había reducido en un 70 %. Los sucesivos

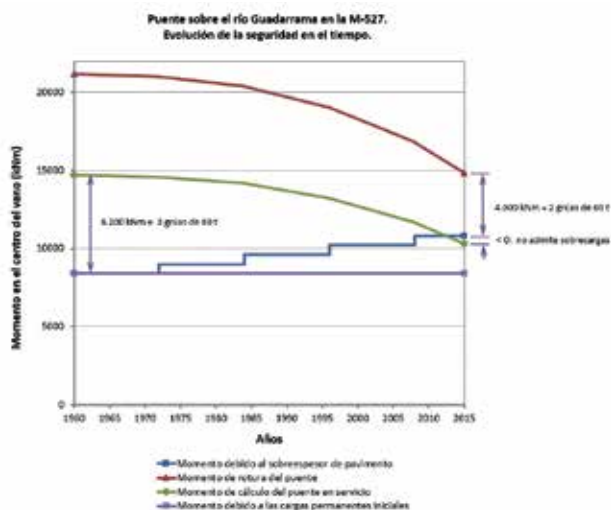


Fig. 23. Envejecimiento del puente y reserva resistente ante sobrecargas

reafirmados del tablero (línea azul) se habían comido más del 30 % restante, con lo que a fecha de 2015 el puente se debería haber cerrado al tráfico, porque no admitía sobrecarga alguna en las condiciones de seguridad que prescribe la normativa.

Sin embargo, y gracias a los coeficientes de mayoración de acciones, la reserva resistente del puente antes de rotura todavía era considerable (4.000 kNm, equivalente a dos grúas de 60 toneladas situadas en paralelo sobre el puente).

4.5. Conclusiones

Decíamos en la introducción que el hundimiento de cualquier estructura representa un fracaso evidente de los organismos encargados de su conservación y mantenimiento. Pero también saca a la luz debilidades ocultas de nuestros tipos estructurales y revela nuestros propios errores, o nuestras propias dudas, en la conservación y el mantenimiento de esas estructuras. Unas y otras pasan a ser puntos sensibles de los sistemas de gestión, puesto que el accidente trastoca nuestra percepción de ellos, la hace problemática. Por eso reclaman una reflexión profunda por parte de las Administraciones, empresas y profesionales implicados. Sólo así podemos hacernos cargo de ellos de manera más eficaz (es decir, más segura). Estamos obligados a asumir nuestra propia responsabilidad en un accidente para poder también reconocer sus enseñanzas. En el caso del puente de la carretera M-527, estos puntos sensibles que debemos enfrentar ineludiblemente, son, a nuestro juicio, los siguientes:

- **La tipología de vigas prefabricadas construidas por dovelas.** Tras todo lo expuesto, resulta casi obvio decir que se deberían realizar, de manera urgente, inspecciones especiales de los puentes de dovelas ejecutados en los años cincuenta y sesenta que aún se encuentren en servicio; también de las cubiertas. Es muy posible que la inyección de los conductos de postesado sea deficiente y que la corrosión de los alambres sea importante, sobre todo en los más expuestos a la acción del agua.

Estas patologías podrían afectar también en parte a los puentes de voladizos sucesivos construidos durante la década de los sesenta. Aunque son puentes de mayor entidad y el control en obra posiblemente fuera mayor, tenían los mismos dos puntos débiles que el puente hundido, cuya ejecución todavía era problemática para la incipiente tecnología de la época: la inyección de las vainas de postesado y la junta entre dovelas, especialmente en el caso de juntas húmedas rellenas con hormigón retacado. Parece aconsejable investigar hasta qué punto han podido producirse deterioros similares a los descritos en este artículo.

Si, además, el cálculo del tablero se hizo prescindiendo de las sobrecargas de tanques (trenes 3 y 4 de la Instrucción de 1956 [12]) o permitiendo la apertura de las juntas con dichas sobrecargas, como en el de la M-527, es posible que, aunque el puente se encuentre en buen estado, para algunas luces sea necesario establecer una limitación de carga.

- **El sobreespesor de pavimento.** Es un clásico, pero está presente en muchos colapsos y hay que recordarlo siempre; hace no tantos años era relativamente habitual realizar sucesivos pavimentados sin fresar completamente los anteriores. Sólo 20 cm de sobreespesor de pavimento pesan más que la sobrecarga uniforme de cálculo. En un puente de 18×13 metros son 100 toneladas extras, que reducen en más de un 30 % las sobrecargas que el puente es capaz de soportar.

- **El control de los vehículos pesados.** Otro clásico. Es un hecho que muchos vehículos especiales circulan, a determinadas horas en que la vigilancia es mínima, sin la correspondiente autorización. La vigilancia y el control de estos viajes, que realiza la Dirección General de Tráfico, tienen que ser elementos fundamentales en la prevención de accidentes como el que nos ocupa. Hace unos meses se produjo en Italia, cerca de Milán, el hundimiento de un paso superior por el paso de un camión de 108 toneladas



Fig. 24. Puente colapsado cerca de Milán el 28 de octubre de 2016
(en lanotiziah24.com)

(fig. 24). El colapso fue grabado por una de las cámaras de control de la carretera. En la referencia [13] se pueden ver esas imágenes, que son más elocuentes que cualquier comentario que podamos hacer.

• **La gestión del mantenimiento y la conservación de los puentes.** Los sistemas de gestión de obras de paso que se están aplicando en las distintas Administraciones de carreteras están basados en la realización sistemática de inspecciones, en general visuales [14]. Es una metodología básicamente reactiva: sólo se actúa cuando se detecta un problema, o mejor, cuando el problema se hace visible. Pero hay deterioros que afectan a la capacidad resistente y no son visibles, como los procesos iniciales de corrosión o como la corrosión avanzada que acabamos de ver en nuestro puente. Y lo interesante es que los mecanismos de deterioro por corrosión están descritos y son conocidos.

Por eso creo que la conservación debería ser proactiva y no reactiva. Las inspecciones básicas periódicas, realizadas de forma indiscriminada, son útiles en los estadios iniciales del sistema de gestión, o para detectar patologías sobrevenidas, como pérdidas de aparatos de apoyo, socavaciones en la cimentación o impactos de vehículos. Imprevistos, en definitiva.

Pero la evolución de la pérdida de capacidad resistente de una estructura con el tiempo depende de fenómenos físicos conocidos y, por tanto, susceptibles de ser predichos mediante modelos matemáticos. Y esos modelos existen y se pueden implementar. Disponiendo de esas herramientas, no parece muy serio basar la evaluación estructural en una simple inspección visual. Por el contrario, debería

ser el resultado de una estrategia global, que incluya una clasificación del patrimonio por épocas y por tipologías, la implementación de modelos de deterioro en los distintos tipos y su calibración mediante ensayos selectivos en estructuras representativas de cada tipo y de cada ambiente.

Un ejemplo de lo que queremos decir lo tenemos en los puentes de hormigón de la primera época. En Madrid, y en toda España, la tipología más antigua de hormigón armado, en tramos rectos de luces medias, es el tablero de sección bi o trijácena, que Juan Manuel de Zafra fijaría en los modelos oficiales de 1921 (fig. 25). Son puentes que datan de 1910 a 1930 y de los que hay un buen número de ejemplares en casi todas las redes del país (sobre todo, en las redes locales). En la fig. 26 se muestra uno de ellos, que apenas ha sufrido alteraciones posteriores.

Como el de la foto, muchos de estos tableros se encuentran en un relativo buen estado y no presentan señales de corrosión preocupantes, pero lo más probable es que sus armaduras sufran un grado de corrosión avanzado.

Efectivamente, si aplicamos el modelo recomendado por la EHE-08 para la estimación del desarrollo de los procesos de deterioro relacionados con la corrosión de armaduras, en ambientes sólo medianamente agresivos estos puentes están cerca de lo que dicho modelo califica como una “pérdida de sección inadmisibles”.

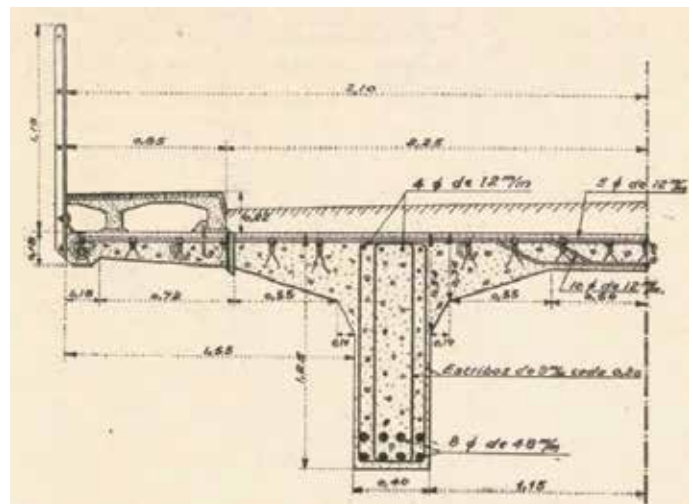


Fig. 25. Modelo oficial de tablero recto para carreteras de tercer orden de la colección Zafra (1921) [15]

A la vista de esto, lo que nos debería preocupar ahora mismo es la solución que vamos a dar a estos puentes en un plazo medio o corto, tal vez en esta misma década. En realidad, estos puentes ya se están rehabilitando en muchas Administraciones, pero no de un modo sistemático. No sólo los aludidos de la colección Zafra [16], también sus contemporáneos en arco de la colección de Ribera [17] y los de la década siguiente, entre los que ocupan un lugar destacado los de la colección de Fernández Casado de altura estricta [18 y 19]. Parece que ahora ha llegado el momento de empezar a pensar en los primeros pretensados, los de los años cincuenta y sesenta, por lo menos aquéllos que se construyeron por dovelas.

5. La información y la transparencia

Dos años antes del colapso del puente sobre el río Guadarrama, se había caído un puente en los Estados Unidos, en el estado de Washington. El vano que se vino abajo tenía una luz de 49 metros. Aunque de estructura metálica, este puente era de la misma época que el nuestro y el hundimiento se produjo también por el paso de un camión con exceso de carga que, además, impactó con su caja sobre los arriostramientos laterales de la celosía superior. También concurría una cierta negligencia de la Administración propietaria, conocedora de que esas riostras carecían de elementos redundantes que evitaran el pandeo del cordón superior comprimido (y, en consecuencia, un colapso global frágil), si un impacto las dañaba seriamente. Tampoco hubo que lamentar muertes ni accidentes graves.

A las pocas horas del suceso, el Departamento de Transportes del Estado (WSDOT) abrió un canal especial en su página web para informar al público día a día de los avances en el conocimiento de las causas del accidente y en la reconstrucción del puente y de las vías alternativas más recomendables. Daba información diaria en Twitter y Facebook, e incluso a través de una aplicación de móvil que también facilitaba las mejores rutas alternativas en tiempo real. La Brigada de Investigación de Accidentes de la policía del Estado inició una investigación sobre el siniestro y presentó sus conclusiones en noviembre de 2014 [20]. Se informaba periódicamente sobre los progresos de la solución provisional que se construyó para restablecer el tráfico en el menor plazo posible y de la solución definitiva que se ejecutó unos meses después. Se informó puntualmente de los costes de ambas soluciones, tanto de los estimados inicialmente como de los finales. Pero también de los costes directos del cierre del puente, es decir, del impacto económico provocado por



Fig. 26. Puente de la carretera M-625 sobre el río Guadalix, en Guadalix de la Sierra; un ejemplo canónico de la tipología de tramo recto de la colección Zafra

tener que modificar su ruta durante los meses que duró la reparación los vehículos que antes lo utilizaban [21].

El Estado demandó al conductor del camión, a la empresa transportista y a la empresa que encargaba el transporte, reclamando los costes de la reparación. Todo ello fue de dominio público según sucedía. Además, el WSDOT ha dejado perfectamente documentado el proceso de reparación en varias series de fotografías (el colapso y la solución provisional, la ejecución de la solución definitiva (fig. 27) y la solución empleada para aumentar el gálibo vertical en los carriles laterales).

Pero la cosa no acaba aquí. En Estados Unidos existe un organismo público federal, independiente de los distintos departamentos estatales de transporte, dedicado a investigar los accidentes ocurridos en cualquier medio de transporte, determinar sus causas y emitir recomendaciones que puedan evitar accidentes similares en el futuro, el National Transportation Safety Board (NTSB). En julio de 2014, poco más de un año después del accidente, el NTSB emitió su informe sobre el colapso del puente del río Skagit (fig. 28). Tras analizar las causas, incluía más de 15 recomendaciones dirigidas a la Administración Federal de Transporte, a los Departamentos de carreteras de todos los Estados y a las principales asociaciones relacionadas con la gestión de las carreteras y con la fabricación, gestión y seguridad de los transportes pesados. Entre ellas, proponía elaborar una guía de buenas prácticas para



Fig. 27. El colapso y la reparación del puente sobre el río Skagit (WSDOT, en www.flickr.com)

prevenir impactos en puentes por exceso de gálibo de los camiones, diseñar señales especiales de limitación de gálibo, revisar los gálibos libres de todos los puentes de la red, revisar los procesos de autorización de vehículos pesados, etc, etc. [22].

Y tampoco este fue el final. La puesta a disposición de la comunidad técnica de todos los detalles relacionados con el accidente posibilitó que ingenieros del ámbito universitario desarrollaran sus propias líneas de investigación sobre el colapso y pudieran ofrecer, a su vez, nuevas aportaciones sobre control de gálibos y de vehículos pesados, pero también sobre sistemas de refuerzo de puentes de la misma tipología frente al impacto de vehículos [23].

Volvamos ahora a nuestro puente sobre la M-527. La demolición se hizo inmediatamente y las obras del nuevo tablero, de vigas prefabricadas convencionales, se realizaron a buen ritmo. En septiembre de 2015, cuatro meses después del accidente, se volvió a abrir la carretera. Pero no sabemos cuánto ha costado, ni si la Comunidad ha hecho alguna investigación sobre el siniestro o algún intento de reclamar los gastos a los transportistas que presuntamente provocaron la rotura, o si lo va a hacer. Todo parece indicar que no. La página web de la Comunidad de Madrid (www.madrid.org) no difundió noticia alguna, ni sobre el colapso ni sobre la reconstrucción. Yo, al menos, no la he encontrado. Ni un solo informe, comunicado, estudio o investigación oficial.

El 28 de mayo de 2015, los ciudadanos de la Comunidad de Madrid sufrimos una pérdida de patrimonio inesperada, pero no sabemos cuánto nos ha costado porque los políticos a quienes pagamos para que conserven ese patrimonio ni siquiera nos han informado del accidente. Ni nos han explicado las causas, ni sabemos si se puede recuperar ese dinero, ni si supone un riesgo atravesar otros puentes porque están en condiciones parecidas y también pueden caer. Otras Administraciones, como las de Estados Unidos, sí tienen la costumbre de hacerlo. Se podrá alegar que el puente de Washington estaba en una vía de gran capacidad (más de 71.000 vehículos diarios) y éste en una carretera local (aquí



Fig. 28. Portada del informe sobre el accidente del NTSB [22]



Fig. 29. Página web de la Comunidad de Madrid (madrid.org)

“sólo” afectaba a unos 4.000 usuarios cada día). Pero si no se hace cuando es tan fácil hacerlo y tiene tan poca repercusión pública ¿tenemos que pensar que se haría en otras circunstancias más comprometidas?

La respuesta a esa pregunta sólo puede ser negativa. Porque si el estado de Washington informa a sus ciudadanos no es porque se les haya caído un puente. Es porque son muy conscientes de que informar es una parte fundamental de su razón de ser, como lo es el interés social y el servicio a su comunidad. Solo hay que entrar en la página web del Departamento de Transportes (<http://www.wsdot.wa.gov>) para ver lo que es la auténtica vocación por la transparencia. En la pestaña Projects se da información de todas las actuaciones del Departamento, sin priorizar ninguna, de las realizadas y de las por realizar (fig. 30). En las obras en marcha, es fácil encontrar todos los gastos por trimestres con las variaciones respecto al presupuesto previsto. Además, el Departamento de Transportes tiene una cuenta en flickr accesible a todo el público mediante la que documenta fotográficamente todas las obras que realiza (<https://www.flickr.com/photos/wsdot/albums>).

Y con los proyectos en preparación, el respeto al ciudadano es el mismo: se informa de los programas que se quieren desarrollar desde el comienzo y se facilitan todos los documentos del expediente según se van generando, desde la justificación de la necesidad de la actuación hasta los Estudios de Impacto Ambiental, el Estudio de Alternativas, Estudios de Accesos, los plazos de cada tramitación o los intercambios de información con otras Administraciones.

Se realizan jornadas de información en las que se explica a los vecinos la actuación; se explicitan los criterios que se seguirán en la toma de decisiones y se facilita a los ciudadanos el nombre y el teléfono del Director del proyecto, para que puedan informarse personalmente (por ejemplo, el proyecto de la carretera SR-167, en este enlace: <http://www.wsdot.wa.gov/projects/sr167/tacomatoedgewood>). En cambio, no hemos encontrado una foto del gobernador del Estado inaugurando una carretera o el curso escolar.

En la página web de la Consejería de Transportes de la Comunidad de Madrid no es posible encontrar algo parecido. Sólo notas de prensa arbitrarias sobre las actuaciones que interesa destacar. Aparte de ellas, no me ha sido posible encontrar una relación de las obras y proyectos que están en marcha. Ni de los Estudios Informativos. No sabemos qué programas se están elaborando; no conocemos los planteamientos de la Comunidad de Madrid en materia de carreteras, ni sus prioridades, ni sus objetivos (porque, entre otras cosas, la Comunidad lleva, forzando el espíritu y la letra de la ley, más de 20 años sin aprobar un Plan de Carreteras). Sí es verdad que algunos de estos documentos se pueden obtener en el Portal de la Contratación Pública, pero éste es un servicio de difícil acceso para el ciudadano de a pie, dirigido más a las empresas que a los vecinos, en el que la información no se presenta de manera agrupada y sistemática porque no se ha pensado para que el ciudadano



Fig. 30. Página “Projects” de la web del Departamento de Transportes del Estado de Washington (<http://www.wsdot.wa.gov/projects>)



Fig. 31. Una jornada de información a los vecinos sobre un proyecto del WSDOT (www.wsdot.wa.gov)

tenga una visión general ni un control sobre las obras en las que se invierten sus impuestos.

En el sector de la obra pública, donde la corrupción es sistemática, la Administración que dice combatirla mantiene una opacidad importante. No es que no informe a sus ciudadanos mensualmente de hasta dónde va el último euro pagado ese mes en cada contrato público, como sería su obligación, es que ni siquiera encontramos una relación de esos contratos, por cuánto se han adjudicado ni a qué se dedican. Por supuesto, no se dice que una de las mayores partidas de la Dirección General de Carreteras, casi 100

millones anuales, es para el pago de las obras de la M-45, una carretera que se construyó hace 15 años y que se presupuestó en menos de 400 millones de euros, pero por la que ya hemos pagado más de 1.000 millones (y lo que nos queda) porque se firmó un contrato leonino con las grandes constructoras. El problema es que esta opacidad, que en todos los casos favorece la corrupción y es una falta de respeto al ciudadano, en algunos casos, como el que motiva este artículo, también puede poner en peligro la seguridad de la gente. Por eso reclamamos desde aquí un informe oficial de la Comunidad de Madrid que ponga a disposición de la comunidad técnica toda la información disponible sobre este accidente.

Poco después de abierta de nuevo al tráfico la carretera M-527, se inauguraba a bombo y platillo el portal de transparencia de la Comunidad de Madrid. Da información sobre la ejecución mensual de las partidas presupuestarias y pone a disposición de los ciudadanos un canal a través del cual pueden solicitar información adicional. Pero, en el fondo, nada ha cambiado. Porque la transparencia no es una sección de ruegos y preguntas en una página web; es una actitud de reconocimiento por parte de políticos y funcionarios de que están obligados a dar cuenta de todas sus actuaciones a los ciudadanos; es una sensibilidad y una voluntad de servicio a la sociedad de las que esta Administración (también las anteriores) carece. **ROP**



Referencias

- [1] Carlos FERNÁNDEZ CASADO: "Prefabricación de puentes por dovelas en España". Revista Hormión y acero, nos. 94 y 95, pág. 199. Madrid, 1969. [<http://e-ache.com/modules/hormigonyacero/pdf.php?id=94>].
- [2] Carlos BARREDO DE VALENZUELA: "Prefabricación por dovelas". Revista Hormigón y acero, nos. 80 y 81, pág. 185. Madrid, 1966. [<http://e-ache.com/modules/hormigonyacero/pdf.php?id=80>].
- [3] Alfredo PÁEZ BALACA: "El hormigón pretensado en ingeniería y en arquitectura". Madrid, 1989.
- [4] Alfredo PÁEZ BALACA: "Puente sobre el río Guadarrama en Villalba (Madrid)". Madrid, 1957 (consiste en el Anejo de Cálculo y tres planos del Proyecto original). CEHOPU. [<http://www.cehopu.cedex.es/etm/obras/ETM-406.htm>].
- [5] Tania PAMIES RAHAN: "Evolución del conocimiento del hormigón estructural hasta 1970" (trabajo de investigación tutelado por Javier León González). Octubre de 2011. [http://oa.upm.es/15228/1/Tania_Pamies_Rahan.pdf].
- [6] Fermín GONZÁLEZ BLANCO: "Los huesos de Fisac. La búsqueda de la pieza ideal". Madrid, 2010. [<http://ferminblanco.com/contenidos/120131+ARQUIA+TESIS+FISAC.pdf>].
- [7] Jesús MONTANER FRAGUET, Javier LÓPEZ GARCÍA y José Luis LLEYDA DIONIS: "Sustitución de la estructura de cubierta de la nave de ensayos del Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid". Revista Hormigón y acero, nº 204, pág. 85. Madrid, 2º trimestre 1997. [<http://e-ache.com/modules/hormigonyacero/pdf.php?id=204>].
- [8] Carlos BARREDO: "Lanzamiento de vigas de puentes y colocación de vigas de forjados y cubiertas". Revista Hormión y acero, nos. 94 y 95, pág. 229. Madrid, 1969. [<http://e-ache.com/modules/hormigonyacero/pdf.php?id=94>].
- [9] Carlos FERNÁNDEZ CASADO: "Montaje". Revista Hormigón y acero, nos. 94 y 95, pág. 269. Madrid, 1969. [<http://e-ache.com/modules/hormigonyacero/pdf.php?id=94>].
- [10] Pablo LEÓN: "Se parte en dos un puente de la carretera de Villalba a El Escorial". El País, 8 de junio de 2015. [http://ccaa.elpais.com/ccaa/2015/06/07/madrid/1433698384_486856.html].
- [11] 2015 Tráfico. Dirección General de Carreteras e Infraestructuras de la Comunidad de Madrid. Madrid, 2016. [<http://www.madrid.org/bvirtual/BVCM006214.pdf>].
- [12] Álvaro DEL CUVILLO y Ramón DEL CUVILLO: "Trenes de carga de puentes de carretera". Revista de Obras Públicas, nº 3.424. Madrid, 2002.
- [13] "Un muerto y cinco heridos tras derrumbarse un puente en Italia". Euronews.com. 30/10/2016. [<http://es.euronews.com/2016/10/30/un-muerto-y-cinco-heridos-tras-derrumbarse-un-puente-en-italia>].

[14] El mantenimiento y la conservación de las estructuras de las distintas redes de carreteras están basados, en general, en el Sistema de Gestión de Obras de Paso implantado por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, cuya metodología se recoge en las tres publicaciones siguientes:

- “Guía para la realización del inventario de obras de paso. Red de Carreteras del Estado”. Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.
- “Guía de inspecciones básicas de obras de paso. Red de Carreteras del Estado”. Ministerio de Fomento, Madrid, 2009.
- “Guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la Red de Carreteras del Estado”. Ministerio de Fomento, Madrid, 2012.

[15] Eugenio RIBERA: Puentes de fábrica y hormigón armado. Tomo IV (cap. III: Modelos oficiales de puentes). Madrid, 1932. [https://issuu.com/juaneloturriano/docs/puentes_de_fabrica_tomo_iv_parte_i].

[16] “Reparados los seis puentes de la carretera LR-333 entre Viniegra de Arriba y Viniegra de Abajo”. Gobierno de La Rioja. 18 de octubre de 2016. [<http://www.larioja.org/carreteras/es/reparados-seis-puentes-carretera-lr-333-viniegra-arriba-vin>].

[17] “Puente de San Telmo. Rehabilitación estructural”. BASF. [<http://www.masterbrace.es/pdf-obra?fitxerInfo.codi=34>].

[18] Luis M. ABAD PÉREZ: “Rehabilitación del puente de la A-6 sobre la senda real”. Ayuntamiento de Madrid. Diciembre de 2009. [http://www.ciccp.es/biblio_virtual/Puente%20de%20la%20A6%20Senda%20Real_Ayto%20Madrid.pdf].

[19] “Rehabilitación del puente de la Autopista A-6 sobre el río Manzanares, calzada derecha”. Ines, Ingenieros Consultores. [https://ines.es/wp-content/PDF/ES/33_A6_sobre_Manzanares_CD_VE0926_es.pdf].

[20] “Case Summary 13-007187”. Washington State Patrol, Major Accident Investigation Team. 11/12/2014. [http://www.wsp.wa.gov/_secured/cid_reports/skagit_case_summary_redacted.pdf].

[21] “I-5 Skagit River Bridge. Estimate of the Direct Cost of Closure”. WSDOT Freight Systems Division. Septiembre de 2013 [https://www.wsdot.wa.gov/NR/rdonlyres/983F3385-A349-4372-9493-1C21E033DEC0/0/SkagitRiverBridge_DirectCost_1082013.pdf].

[22] NTSB: “Collapse of the Interstate 5 Skagit River Bridge Following a Strike by an Oversize Combination Vehicle. Mount Vernon, Washington. May 23, 2013”. 15 de julio de 2014. [<http://www.nts.gov/investigations/AccidentReports/Reports/HAR1401.pdf>].

[23] Timothy D. STARK, Rahim BENEKOHAL, Larry A. FAHNESTOCK, James M. LaFAVE, JIAJUN He y Cody WITTENKELLER: “I-5 Skagit River Bridge Collapse Review”. ASCE, 2016. [<http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000913>].