La rehabilitación del puente sobre el río Ebro en Frías

Rehabilitation of a bridge over river Ebro in Frías

Lorenzo Saldaña
Ingeniero de CCP
Junta de Castilla y León, Burgos

♦

Luis Ortega Basagoiti
Ingeniero de CCP
GEOCISA, Madrid

♦

Peter Tanner
Ing. Tit. ETH/SIA, Ingeniero de CCP
CESMA Ingenieros, S.L. Madrid

RESUMEN

Se describe la rehabilitación de un puente arco de hormigón en masa, de 70 años de edad, que presentaba unos daños importantes. Se comentan en primer lugar los ensayos e inspecciones realizados para la adquisición de datos sobre la estructura analizada, así como la introducción de estos datos en los cálculos estructurales. Ésta se ha llevado a cabo empleando técnicas de fiabilidad estructural

SUMMARY

The refurbishment of a 5-span plain concrete arch bridge, 70 years old and with significant damages is described. The tests and inspections carried out to obtain additional information on the structure are also presented, as well as the use of these complementary data for the assessment of structural safety. To this end reliability methods have been applied.

1. INTRODUCCIÓN

Con frecuencia creciente se presenta la necesidad de evaluar la situación resistente de puentes existentes y decidir sobre su posible rehabilitación. En algunos casos esta necesidad surge por el hecho de que la estructura haya sufrido determinados daños o deterioros; en otros por las mayores cargas de tráfico que tiene que soportar respecto a aquéllas para las que fue diseñado en el momento de su construcción.

Esta actividad de evaluación y mantenimiento de los puentes existentes es un trabajo ante el que el ingeniero, en la mayoría de los países, no se encuentra amparado, como en el caso del proyecto de una estructura nueva, por una normativa que la regule. Hasta el momento, la decisión de si la seguridad que presenta una determinada estructura deteriorada es o no aceptable, depende exclusivamente, en muchos casos, del buen juicio y experiencia del ingeniero encargado de llevar a cabo la evaluación. Y sin embargo resulta evidente que, si bien la evaluación de la seguridad actual de una estructura existente presenta ciertas similitudes con los problemas que hay que resolver al proyectar una obra nueva, las diferencias son asimismo notables, no resultando aplicables directamente los criterios y métodos usuales en esta última actividad.

Al proyectar, el cálculo se basa en valores esperados de las cargas y de la resistencia de los materiales y debe tener en cuenta las incertidumbres relacionadas con la ejecución. Sin embargo cuando se trata de analizar una estructura que ya existe, se puede tener un grado de conocimiento considerablemente mayor sobre muchos de esos aspectos. Por este motivo, la aplicación directa, en una evaluación, de los modelos de acciones y de resistencia empleados en el dimensionamiento (y particularmente de los mismos coeficientes parciales de seguridad) llevaría a evaluaciones en exceso conservadoras. Así por ejemplo, el peso propio y cargas permanentes a las que la estructura está sometida pueden ser conocidos con el grado de exactitud que se desee. E igualmente ocurre con las propiedades mecánicas de los materiales que constituyen la estructura. Evidentemente el límite estará en el coste que pueda suponer alcanzar un determinado grado de conocimiento de tales variables.

En el presente artículo se describe la evaluación llevada a cabo de la seguridad estructural del puente sobre el río Ebro en las proximidades de Frías (Burgos) para estudiar la viabilidad de las posibles soluciones estructurales planteadas para su rehabilitación y ensanche, y la posterior ejecución de dicha rehabilitación.

2. CARACTERÍSTICAS DEL CASO ANALIZADO

2.1 Descripción del puente

El puente analizado, situado en la carretera BU-522, cruza el río Ebro en las proximidades de Frías, provincia de Burgos, y fue construido en el año 1927. El puente consta de cinco vanos de 20 metros de luz, aproximadamente, que se salvan mediante bóvedas de hormigón en masa con un ancho de 6,0 m, un espesor de 0,84 m y una relación flecha/luz del orden de 1/7. Las cargas del tráfico se introducen en las bóvedas a través del firme y de un relleno cuyo espesor varía entre 2,86 m en la zona de las pilas y aproximadamente cero en clave. Este relleno queda delimitado lateralmente por unos tímpanos de mampostería (espesor: 0,5 m), apoyados a su vez en los arcos (Figura 1). En su estado original, la calzada de unos 5 m de ancho, está limitada por dos pretiles de 0,43 m de espesor y 1,0 m de altura.

En la zona de la margen izquierda del río la estructura se prolonga mediante unos muros de acompañamiento de mampostería cimentados directamente sobre el terreno, con el correspondiente relleno entre ellos. En esta zona, existe un paso inferior de 6 m de ancho, formado por una bóveda de hormigón en masa, que atraviesa los mencionados muros. Una solución similar de muros de acompañamiento de mampostería y relleno existe en el lado opuesto (el más próximo a Frías) con una longitud de unos 12 m, con lo que la longitud total de la obra es del orden de 147 m.

Las pilas de 3 metros de altura tienen un ancho de 9,0 m, aproximadamente, y su espesor varía entre 2,0 m en su base y 1,8 m en su coronación. Se apoyan en un zócalo (9,0 m · 2.5 m · 0,94 m, aproximadamente) que a su vez se apoya en un encepado con una sección en planta de 9,25 m · 3,75 m, aproximadamente, y un espesor que *a priori* se desconoce.

2.2. Antecedentes

Una de las pilas (la segunda desde el lado Frías) acusaba un asiento claramente perceptible, del orden de 0,5 m (Figura 2). En las dos bóvedas adyacentes a esta pila se podían observar grietas que alcanzaban todo el ancho de su sección transversal originadas por este asiento mencionado. Se desconocía el

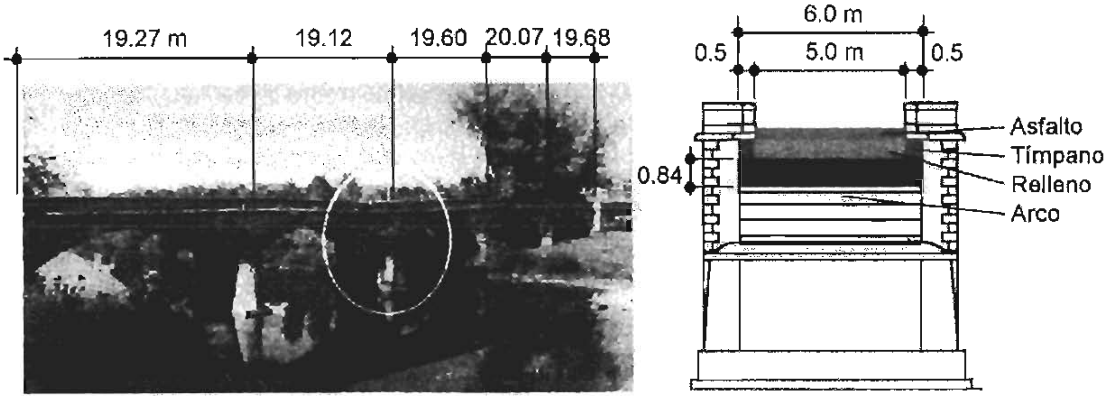

Fig. 1 Vista y sección transversal del puente original.

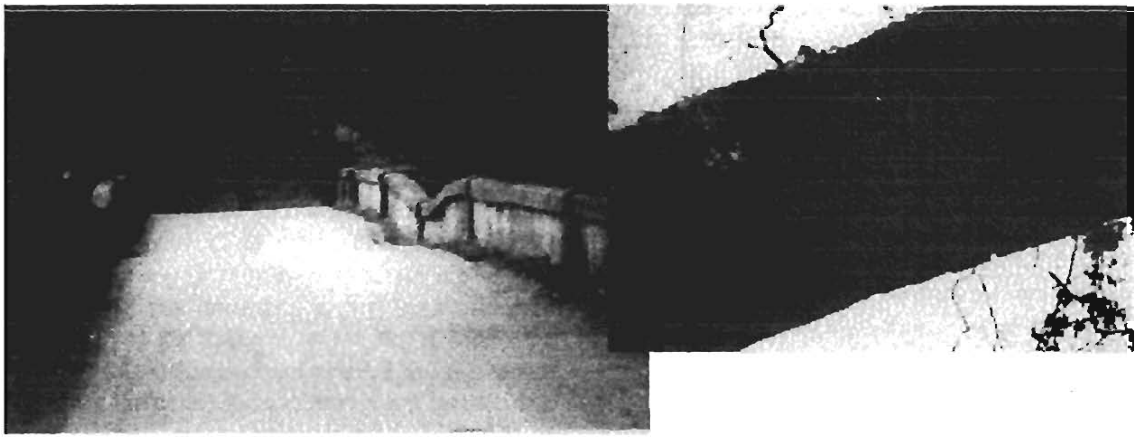

Figura 2. Descenso de apoyo. Grieta en la bóveda.

periodo de tiempo a lo largo del cual se había producido el descenso, y también si éste se había estabilizado y si afectaba a otras pilas. A pesar de los daños fácilmente observables y de que la existencia de los mismos se conocía desde hacía tiempo, el puente se mantuvo abierto al tráfico sin limitaciones hasta el año 1996. Una indicación sobre las posibles causas del asiento de la pila se recogía en un estudio efectuado en 1993 con motivo de la redacción de un proyecto modificado de actuación sobre el tramo de carretera en el que se encuentra el puente y que incluía una posible rehabilitación del mismo. Dicho estudio comentaba que *"Según comunicación verbal de algunos habitantes de Frías que intervinieron en la construcción del puente, las cimentaciones de todos los apoyos se realizaron al abrigo de una empalizada de pilotes de madera, rodeada por un muro de sacos terreros que aminoraba las filtraciones de agua. En el interior de la empalizada se excavaron los acarreos arenosos del río hasta alcanzar el firme, constituido por una arcilla roja dura denominada como "arcillón"; este material debe corresponder con la arcilla del Mioceno detectada en nuestro sondeo. Esta operación se repitió en todos los apoyos, excepto en la Pila 2, donde no se consiguió alcanzar el firme, por lo que hincaron desde el fondo de la excavación una serie de pilotes de madera sobre los que se cimentó la zapata "*.

Inicialmente ese sistema debió funcionar adecuadamente, soportándose las cargas entre las arenas que no se habían excavado totalmente, confinadas por los pilotes de madera, y éstos últimos. Pero posteriormente la corriente de agua pudo haber causado una socavación, a consecuencia de la cual la reacción vertical de la pila se hubiera transferido en su totalidad a los pilotes al desaparecer las arenas. Siendo la resistencia de éstos insuficiente, según esta hipótesis, la transferencia de la reacción a los pilotes hubiera causado el descenso paulatino de la pila.

2.3. Objetivos de la evaluación y de la rehabilitación

A la vista del asiento producido en una de las pilas y de los daños asociados observables a simple vista, se hacía necesario llevar a cabo una evaluación estructural del puente que aclarara si su rehabilitación resultaba viable y económica, o si por el contrario era más aconsejable su sustitución. Además, se pretendía aprovechar la rehabilitación o sustitución para ampliar el puente existente de forma que el ancho de la calzada pasara a ser de 7,0 m, con una acera a ambos lados de 1,5 m cada una (ancho total de la plataforma: 10,0 m), en lugar de la calzada de unos 5 m de ancho sin aceras existente. Este ensanche resultaba necesario al estar incluida la obra en una vía fundamental para la evacuación del Valle de Tobalina en caso de emergencia nuclear, tal y como se refleja en el Plan de Emergencia Nuclear de Burgos.

3. ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La evaluación de la seguridad estructural del puente [1] se llevó a cabo según un procedimiento por fases descrito con mayor detalle en [2].

Antes de proceder a la primera fase de la evaluación debía recopilarse toda la información disponible sobre la estructura, cuya validez debía ser confirmada mediante una inspección visual. Para poder efectuar la evaluación, en este caso y ante la casi total carencia de información disponible, resultaba necesario completar los datos disponibles mediante mediciones y ensayos.

Esta necesidad de actualización de información abarcaba a los daños inducidos por el asiento de una pila así como otros posibles daños estructurales, la geometría de la estructura, la cimentación y finalmente la relativa a las principales características de los materiales empleados. En los apartados que siguen se incluyen las observaciones más significativas, aparte de alguna información sobre la planificación y la ejecución de las inspecciones, ensayos y mediciones. El apartado 3.4.1 presenta algunas reflexiones sobre la evaluación de ensayos, mientras que las principales hipótesis acerca de la solución estructural (ampliación del tablero) están reflejadas en 4.

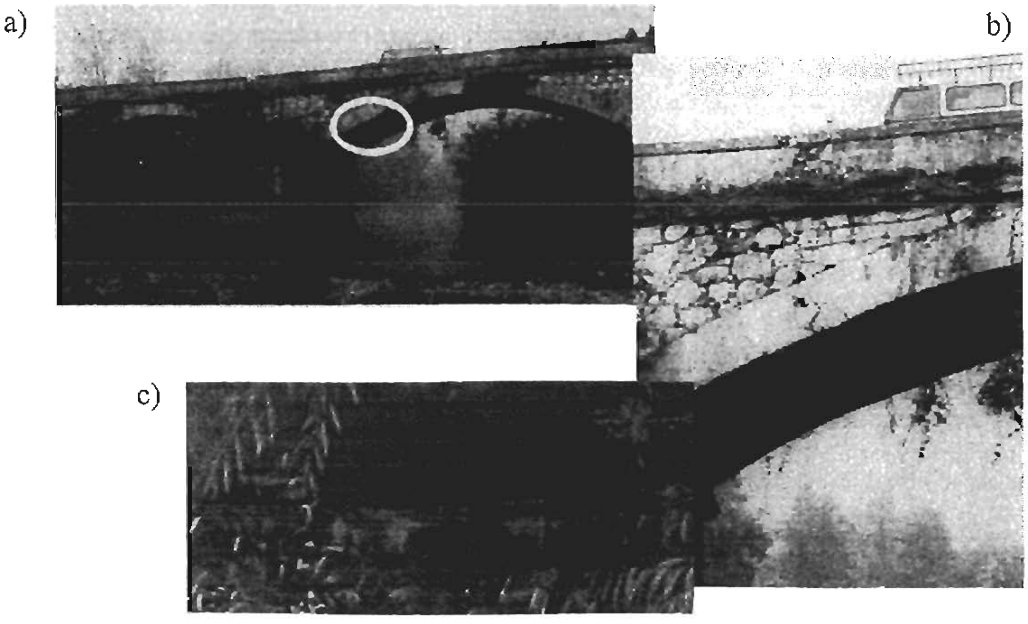

Figura 3. Grieta en la sección de riñón del arco 3. a) vista lateral; b) detalle y c) vista inferior.

3.1. Daños observados

Como se ha comentado, la Pila n.º 2 (contada desde el estribo de la margen derecha) presentaba un considerable asiento de cimentación, detectable a simple vista, de unos 50 cm (Figura 2). En una primera observación, se apreciaba que, como consecuencia de ese asiento diferencial entre dicha pila y las adyacentes (pilas 1 y 3) y de la falta de ductilidad del sistema y de los materiales, se había producido la rotura de los arcos n.º 2 y 3 en los que se formaron grietas a todo el ancho de 6 m. En función de la deformada de los arcos, el lado traccionado correspondía a la cara superior o inferior del arco, lo cual condicionaba la apertura de las fisuras. La grieta con la apertura máxima (del orden de centímetros) en la cara inferior, se observaba en el arco n.º 3 desde el lado Frías, a 3 m aproximadamente de la Pila 2 (Figuras 2 y 3). Las grietas se prolongaban a través de los tímpanos y los pretiles existentes, cuya rotura se había producido por compresión o por tracción, dependiendo de la deformada. El estado de las superficies de rotura en los pretiles permitía presumir que ésta no era reciente.

Aparentemente, y como resulta lógico ante un movimiento diferencial de esa magnitud, los agrietamientos de los citados vanos 2 y 3 respondían a la formación de rótulas con las que se pasaba del esquema estructural original de arco biempotrado hiperestático, al de arco triarticulado isostático que permitía absorber la fuerte deformación impuesta. Esto, sin embargo, no podía afirmarse con absoluta seguridad, por cuanto la abundante vegetación que crecía en las impostas y tímpanos imposibilitaba un examen detallado y preciso de los esquemas de fisuración que presentaban los alzados de la obra.

Además de los daños debidos al asiento de la Pila n.º 2, en esa primera observación no se detectaban otros daños de mayor envergadura, apreciándose únicamente filtraciones de agua y eflorescencias en todos los arcos, particularmente en las zonas adyacentes a las pilas, y abundante vegetación en los tímpanos y pretiles cuyas raíces, además de obstruir los posibles desagües, podían estar deteriorando significativamente las fábricas de mampostería.

Una vez acometida la limpieza de los paramentos laterales del puente pudo efectuarse una observación de los principales daños y desperfectos, especialmente las fisuras, en los vanos n.º 1, 2 y 3 situados en la zona del río, y que, por tanto eran los afectados por los posibles asientos de la cimentación, comprobando que tanto el vano n.º 2 como el vano n.º 3 mostraban fisuras que confirmaban la tendencia a la formación de arcos triarticulados, sin que en los demás vanos se apreciasen más deterioros que las filtraciones de agua y eflorescencias antes citadas y que afectaban a todos los vanos con carácter general.

Aparte de los debidos al asiento de pilas, no se observaron daños de mayor envergadura. Particularmente el estado de las propias pilas y de los estribos era razonablemente bueno.

3.2. Comprobación de la geometría

Además de la citada inspección y observación de daños se efectuaron tres tareas básicas de comprobación de la geometría del puente:

1. Comprobación de las principales dimensiones del puente (luces, anchos, espesor de bóvedas). Esta comprobación permitió rectificar determinadas cotas que aparecían en el plano incluido en el proyecto modificado comentado con anterioridad en el apartado 1.

2. Se obtuvo un perfil longitudinal de la plataforma por nivelación, observándose que mientras en ambos estribos y en las pilas 1, 3 y 4 se obtenía aproximadamente una misma cota relativa (con diferencias de algunos centímetros), para la pila 2 se obtiene una cota 22 cm más baja, lo que ya confirmaba un asiento de al menos esa magnitud, probablemente disimulado por las sucesivas repavimentaciones del puente.

3. Se realizó igualmente un levantamiento del intradós de la boquilla de la bóveda correspondiente al paramento de aguas arriba de cada uno de los cinco arcos. Dicho levantamiento permitió comprobar que, mientras en los arcos n.º 4 y 5 la diferencia de cota entre los arranques no superaba los 2 cm, en el arco n.º 3 el arranque correspondiente a la pila n.º 2 aparecía 48 cm más bajo que el de la pila n.º 3. Este valor coincidía sensiblemente con la estimación realizada del asiento en torno a unos 50 cm. Sin embargo la diferencia de cota entre arranques en el arco n.º 2 resultaba ser de sólo 34 cm. Este hecho unido a que en el arco n.º 1 se observase también una diferencia de cota entre los arranques de 17 cm (con la pila n.º 1 más baja que el estribo), permitía concluir que, en contra de lo observado a simple vista, el asiento no sólo se había producido en la pila n.º 2 (de unos 50 cm) sino también en la pila n.º 1 (de unos 17 cm) hipótesis con la que encajaban todos los valores obtenidos.

Dentro de este contexto de la geometría conviene señalar que no se observaron cambios constructivos o refuerzos posteriores a la puesta en servicio del puente.

3.3. Estudio de la cimentación

Para el estudio de la cimentación, además de un reconocimiento de los materiales aflorantes en el entorno del puente, se llevaron a cabo seis sondeos, coincidiendo con cada una de las pilas y estribos, y se realizó una inspección subacuática mediante buzos, equipados con cámaras de video, del estado de las pilas situadas en el cauce del río.

Las conclusiones más importantes obtenidas de la observación de las columnas de los sondeos y de los ensayos realizados sobre los testigos obtenidos pueden resumirse en lo siguiente:

1. Por debajo del hormigón de zapata de las pilas 1 y 2 y del estribo del lado Frías, se detecta la arcilla roja a la que hace referencia el estudio geotécnico del proyecto modificado citado antes y por debajo de ésta una arcilla arenosa ocre. En las pilas 4 y 5 y en el otro estribo se detectan bajo el hormigón de la zapata otros niveles inferiores de limolita areniscosa conglomerática o dolomía arenosa blanca.

2. Los sondeos en los que se atravesó el hormigón de pilas y/o zapatas mostraron que éste presentaba una calidad irregular, localizándose el hormigón peor en la zapata de la pila n.º 3.

3. En la pila 2 se detectó un hueco por debajo de la zapata de unos 0,65 m (Figura 4b), con presencia de maderas, trapos,

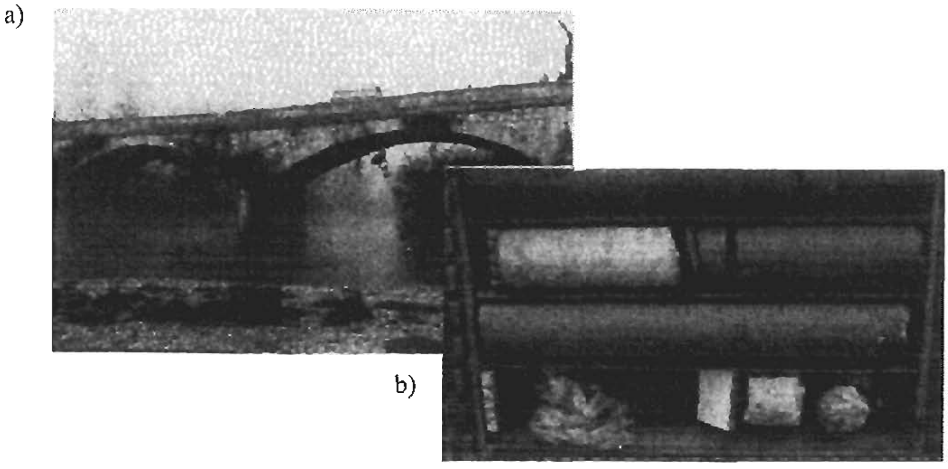

Figura 4. Descenso de la pila 2. a) vista; b) testigo del sondeo.

etc. También se detectaron restos de maderas en el nivel de hormigón de la zapata situado por encima de este hueco. Ambas circunstancias corroboraban las hipótesis comentadas con anterioridad de la cimentación de esa pila empleando pilotes de madera y la existencia de un descalce de la misma, presumiblemente por arrastre de las arenas atravesadas por esos pilotes de madera.

Por su parte, la inspección subacuática permitió confirmar una diferencia de cota apreciable entre el fondo del lecho fluvial en el extremo de aguas arriba de la zapata y el de aguas abajo en las dos pilas inspeccionadas. Esta diferencia de cota resultaba particularmente significativa en el caso de la pila n.º 2 en el que se llega a 2,80 metros (Figura 5). Esta circunstancia reflejaba una tendencia a la socavación en épocas pasadas en ambas pilas, que fue el origen de los asientos de cimentación detectados.

No se observaron, sin embargo, en el perímetro exterior de ninguna de las dos zapatas huecos indicativos de descalces. En consonancia con esto, la contrastación de medidas de los sondeos con las de la propia inspección subacuática permitían concluir que la cota del fondo del río estaba, en el momento de la inspección, claramente por encima de la cara inferior de la zapata. Este hecho y el hueco detectado bajo la Pila 2 en el sondeo corroboraba la hipótesis de que las pilas debieron sufrir unos descalces en épocas pasadas. La socavación, y consecuentemente el descenso de la pila, se pudieron haber estabilizado a raíz de la construcción del embalse (posterior a la construcción del puente) con la subsiguiente eliminación de la corriente del agua. Esto habría facilitado que, posteriormente, los arrastres y acarreos del río hubieran elevado de nuevo la cota del lecho por encima del nivel de la cimentación. Ello no impide que haya podido quedar algún hueco ocluido bajo las zapatas, como resto de las socavaciones sufridas en su día.

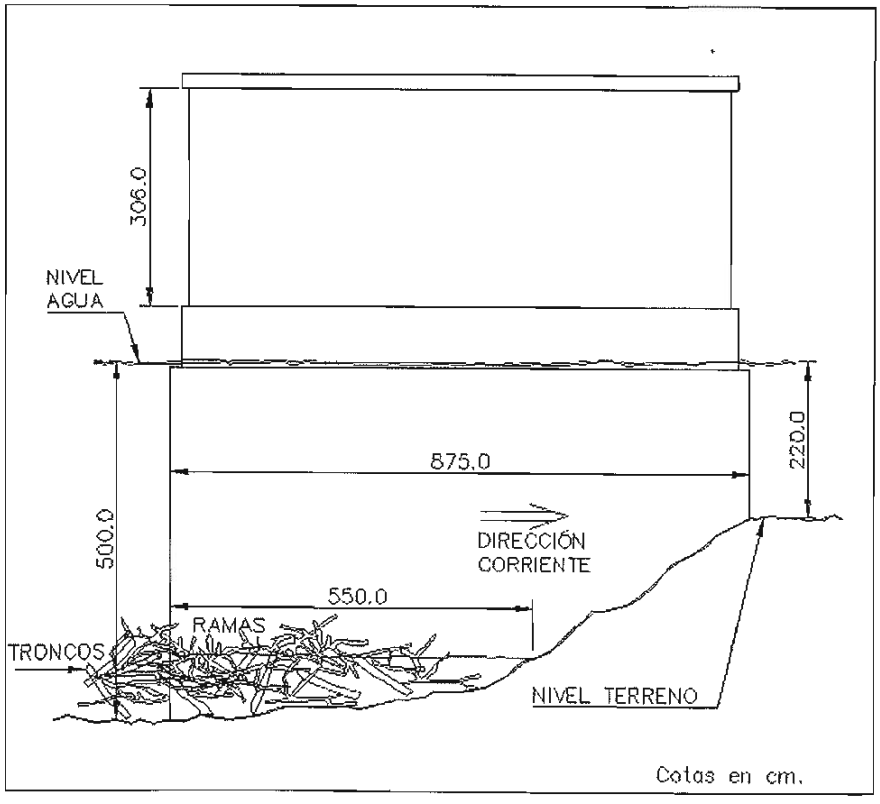

Figura 5. Croquis de la pila n.º 2 obtenido en la inspección subacuática.

Como consecuencia de todo ello y de las conclusiones alcanzadas tras las comprobaciones realizadas sobre la geometría del puente se recomendaba proceder a un recalce mediante micropilotes de las pilas n.º 1 y 2 situadas en el cauce del río (apartado 4).

3.4. Características de los materiales

Al no contarse con documentos originales sobre la obra, ni con reglamentos o normas de construcción vigentes en la época de su realización, no existen conocimientos previos sobre las características de los materiales empleados. Las características más significativas relacionadas con la evaluación de la fiabilidad de la estructura existente y la posterior redacción del proyecto de rehabilitación son la resistencia a compresión y el peso por volumen de los hormigones empleados. Ambas características deben determinarse mediante los ensayos correspondientes.

Mediante una inspección visual se pudo comprobar que los arcos y las pilas y estribos, respectivamente, están constituidos por diferentes hormigones lo que se tenía que tener en cuenta en la elaboración del programa de ensayos. Por otra parte, la observación de las grietas abiertas en las bóvedas permitió confirmar que los arcos estaban efectivamente constituidos por hormigón en masa sin ningún tipo de armadura.

De cara a un estudio de fiabilidad [3], la muestra debía ser representativa, con un número suficiente de ensayos para poder determinar la variación estadística de las características de los materiales con una certidumbre adecuada. Por motivos económicos, sin embargo, en la práctica diaria normal solo se puede efectuar un número limitado de ensayos [4], lo que constituye una fuente de incertidumbres y conduce a errores de estimación: la desviación típica (que representa la variación de los resultados), determinada para una muestra con un número limitado de ensayos subestima normalmente la desviación típica correspondiente a toda la población. En el presente caso, por ejemplo, se extrajo un total de 14 testigos para la determinación de las características de los materiales, 8 de ellos de los arcos y 6 de pilas y estribos.

En el apartado siguiente se comenta el análisis realizado sobre la influencia del número de ensayos y del método de evaluación sobre los resultados obtenidos.

3.4.1. Evaluación de ensayos

Si para una muestra determinada el número de ensayos disponibles es limitado, como suele ser habitual, la evaluación de los resultados, siguiendo los métodos clásicos del cálculo estadístico, puede conducir a valores característicos o de cálculo extremadamente conservadores [5]. En muchos casos pueden existir conocimientos previos que contribuyen a reducir los errores de estimación mencionados, conduciendo a resultados menos conservadores. Por ello, la evaluación de los resultados de ensayos debería llevarse a cabo de acuerdo con modelos estadísticos que permitan la introducción de conocimientos previos: basado en el conocimiento previo de la distribución (distribución a priori) de la variable investigada se deduce una distribución a posteriori, incorporando los resultados obtenidos en un número limitado de ensayos.

A título de ejemplo se considera la resistencia a compresión del hormigón de los arcos (el procedimiento para las demás características determinadas o actualizadas mediante ensayos es análogo). De la muestra de 8 ensayos se determina un valor medio para la resistencia a compresión de m_{fc} = 21,2 N/mm² y una desviación típica de s_{fc} = 2,8 N/mm². Para el valor característico correspondiente, basado en un cuantil del 5% con un nivel de confianza del 75% y deducido según los métodos estadísticos clásicos [5], resulta f_{ck} = 15.2 N/mm². Es sabido que la función de densidad de probabilidad de la resistencia de los hormigones en general, y de los hormigones de baja resistencia en particular, suele ser del tipo logarítmico-normal.

Además, dependiendo del tamaño de la muestra, su desviación típica, s_{fc} , subestima la desviación típica de toda la población, σ_{fc}. Teniendo en cuenta esta información previa, se puede estimar para la resistencia a compresión un valor característico de f_{ck} = 16,8 N/mm² lo que corresponde a un incremento del orden del 10% en comparación con el valor determinado según los métodos clásicos.

El valor característico de la resistencia a compresión del hormigón así determinado se empleó en la evaluación determinista de la seguridad estructural de los arcos existentes, correspondiente a la primera fase del procedimiento de evaluación [1]. Para un análisis probabilista, sin embargo, un número no es suficiente para describir una variable estocástica: se necesita conocer los parámetros de cada variable; para el hormigón de los arcos, por ejemplo, el valor medio de la resistencia a compresión, μ_{fc} = 21,2 N/mm², su desviación típica σ_{fc}, = 2.9 N/mm² , así como el tipo de la función de distribución, en el presente caso logarítmico-normal.

4. SOLUCIÓN ESTRUCTURAL ADOPTADA PARA LA REPARACIÓN

Según se ha señalado anteriormente (ap. 2.3), la actuación sobre el puente tenía un doble objetivo: asegurar su estabilidad y dotarlo de una mayor anchura. Por otra parte, cualquier solución que aprovechase la cimentación y/o pilas del puente existente implicaba la necesidad de recalzar las pilas 1 y 2 siguiendo las recomendaciones resultantes del estudio geotécnico (ap. 3.3).

Inicialmente, las soluciones posibles abarcaban un abanico en el que se incluían:

- La demolición del puente existente y creación de uno nuevo de mayor anchura.

- El aprovechamiento de los estribos, pilas y sus cimentaciones (una vez efectuados los recalces necesarios), para apoyar sobre ellos un nuevo tablero de mayor anchura (ya fuera demoliendo las bóvedas y tímpanos existentes; o construyendo el tablero nuevo dentro de las bóvedas, con voladizos laterales, de forma que éstas quedasen como mero elemento decorativo soportando su propio peso).

• El aprovechamiento desde un punto de vista resistente no sólo de las pilas y estribos sino de las propias bóvedas, apoyando sobre ellas un tablero que permitiese alcanzar la mayor anchura de plataforma pretendida. Esta solución exigía la comprobación de que la bóveda, una vez reparada, era capaz de soportar los esfuerzos a los que fuera a estar sometida.

Resultaba claro que, al ser necesario el recalce sólo en dos pilas, las soluciones aprovechando el puente antiguo reparado resultaban más favorables, razón por la cual, una vez concluido el estudio geotécnico, se desechó la solución de puente nuevo centrándose exclusivamente en las soluciones que aprovechaban la estructura existente rehabilitada.

Por su parte la segunda solución apuntada no se justificaba si las bóvedas reparadas resultaban capaces de soportar los esfuerzos derivados de la construcción de una nueva plataforma. Por ello, el estudio de posibles soluciones se centró en la tercera vía (aprovechamiento de subestructura y bóvedas) que exigía la previa comprobación de la capacidad de la cimentación de las pilas no recalzadas y la capacidad de las propias bóvedas para resistir las nuevas cargas. De cara a ambas cuestiones convenía aligerar al máximo las cargas permanentes que gravitaran sobre la estructura. Las soluciones estudiadas pasaban por la retirada del relleno existente sobre las bóvedas y construcción de un nuevo tablero, con dos alternativas básicas: colocación de éste sobre un relleno ligero (y aligerado) que sustituyera al existente, o apoyo del mismo sobre montantes conectados a las bóvedas, analizando, en este caso, tanto soluciones prefabricadas como *in situ*. En cualquiera de los casos se preveía sustituir el pretil existente por una barandilla metálica, bastante más ligera.

El estudio llevado a cabo permitió comprobar que las cargas verticales por pila resultaban en todos los casos inferiores a las hasta ahora existentes, de forma que la reducción de cargas verticales por pila conseguida por el aligeramiento de estas soluciones respecto a las cargas en la situación primitiva (con relleno sobre las bóvedas y plataforma de 5 m) resultaba de al menos el 25%. En tales circuntancias era obvia la validez de las pilas existentes que no se recalzaban para cualquiera de las soluciones estudiadas puesto que no sólo no se aumentaban las cargas sobre la pila sino que se disminuían de forma apreciable. Respecto a las pilas que debían recalzarse, el tener que dimensionar el recalce para una carga por pila ligeramente mayor en unas soluciones que en otras, no resultaba en absoluto determinante.

Evidentemente, las alternativas analizadas partían de una situación inicial caracterizada por los siguientes aspectos:

• Se suponía que la consolidación de los arcos era posible. A estos efectos se previó la inyección de las grietas mediante un mortero de baja retracción. Para asegurar que el monolitismo de los arcos quedaba restablecido, tal y como se supuso en la evaluación, fue necesario adoptar posteriormente en obra unas medidas adecuadas de control (control visual exhaustivo de todas las inyecciones, extracción de testigos, etc.).

• Se optaba por no levantar las pilas afectadas por los asientos de cimentación para restablecer las directrices originales de los arcos. La rasante requerida de la calzada se obtendría ajustando la altura de los apoyos necesarios para el tablero ampliado.

• Se suponía que el descenso de las Pilas 1 y 2 quedaría totalmente estabilizado mediante el recalce con micropilotes ya comentado anteriormente.

Como resultado de ese estudio previo, se optó finalmente por la solución de tablero ampliado, apoyado en unos montantes tipo tabique, ejecutados en hormigón *in situ*, con una sección transversal de 0,3 - 4,9 m, y de altura variable dependiendo de la directriz de los arcos y de la rasante deseada del tablero. El ancho de 4,9 m permite alojar los tabiques en el espacio entre los tímpanos existentes. La separación de los tabiques en el sentido longitudinal del puente es de 2,8 m, aproximadamente, de forma que el tablero ampliado tiene siete líneas de apoyo por arco, formados por seis montantes y la clave del arco (Figura 6).

El tablero está formado por prelosas cuyo ancho corresponde a la separación de los tabiques en los que se apoyan, y cuyo espesor es de 0,08 m. Sobre estas prelosas se vierte hormigón *in situ* para completar el espesor variable del tablero de 0,2 a 0,3 m, aprovechándolas como encofrado. El trabajo solidario de las prelosas y del hormigón *in situ* queda asegurado a través de la rugosidad de la superficie de las primeras, así como una armadura de rasante adecuada.

Evidentemente la adopción de esta solución exigía la previa comprobación de que las bóvedas, una vez consolidadas, podían soportar los esfuerzos a los que estarían sometidas durante las obras de reparación o durante su período de servicio posterior, una vez rehabilitado el puente.

5. SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LOS ARCOS

La seguridad estructural de los arcos se evaluó aplicando el criterio de verificación definido en las normas de dimensionamiento en vigor. Utilizando los modelos para las acciones y los coeficientes parciales de seguridad según [6] se determinan los efectos de las acciones, S, para la solución estructural propuesta (Figura 6), estableciendo el modelo estructural para la geometría actualizada, y suponiendo arcos monolíticos y descensos estabilizados. La determinación de la resistencia, *R*, se basó en los modelos y los coeficientes parciales de seguridad de la norma [7], introduciendo las dimensiones geométricas actualizadas, así como el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón determinado en los ensayos correspondientes. La seguridad estructural puede ser expresada a través de un índice determinista, r_{det}:

$$r_{det} = \frac{R_d}{S_d}$$

R_d valor de cálculo de la resistencia

S_d valor de cálculo del efecto de las acciones

En caso de que el índice determinista, r_{det}, resultase superior o igual a 1.0, el elemento analizado alcanzaba el nivel exigido de seguridad estructural según las normas empleadas [6- 7]. Si el índice resultase menor que 1.0, la seguridad estructural

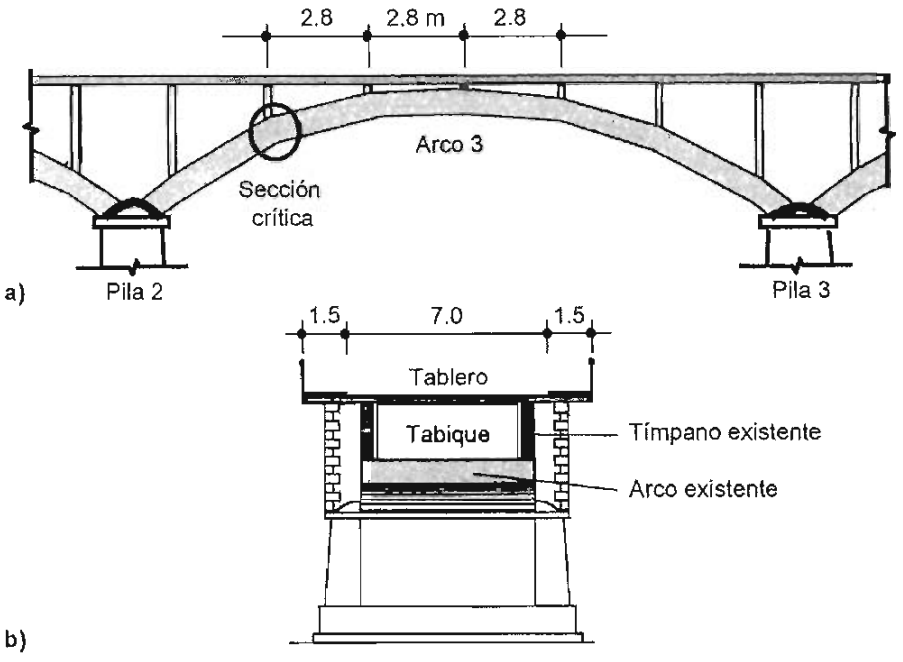

Figura 6. Solución estructural. a) sección longitudinal, b) sección transversal.

no quedaba verificada y resultaba necesario llevar a cabo una evaluación más adecuada [2, 3, 4]. Este análisis determinista puso de manifiesto que el arco crítico era el n.º3 (desde el lado Frías), adyacente a la pila con el mayor descenso, y que su capacidad portante quedaba determinada por la resistencia de la sección de introducción de la reacción de apoyo del tabique más cercano a la sección de riñón (Figura 6). Se obtuvo un valor mínimo para el índice determinista de $r_{det} = 2{,}34$, por lo que la seguridad estructural de los arcos existentes quedaba verificada. Parece interesante apuntar que la situación crítica desde el punto de vista de la seguridad estructural de los arcos existentes se producía durante la excavación del relleno, debido a las cargas asimétricas resultantes (ap. 7.2).

De acuerdo con esto, no resultaba necesario proceder a la segunda fase del procedimiento de evaluación [1]. Sin embargo, con el fin de estimar los beneficios potenciales de los métodos probabilistas se siguió la evaluación según el procedimiento general establecido para tales casos, evaluación cuyo detalle se recoge en [1].

6. CIMENTACIÓN

6.1 Situación

Contrariamente a los arcos –la evaluación de cuya seguridad se ha comentado en el apartado 5 y en [1]– los micropilotes previstos para el recalce de las Pilas 1 y 2 constituyen elementos de nueva construcción. Por ello parecía adecuado efectuar su dimensionamiento y también su ejecución según las reglas y prescripciones de las normas en vigor. Según este enfoque tradicional, se determinó la resistencia de un micropilote como el valor mínimo de la *resistencia del terreno*, T_t, y de la *resistencia estructural* del propio pilote, T_e. Posteriormente, se calculó el número requerido de pilotes, comparando el valor característico de la reacción vertical con la resistencia por pilote. En el presente caso se obtuvieron los valores resumidos a continuación que se refieren a la Pila 2 (numeración desde el lado Frías) y al empleo de micropilotes de 200 mm de diámetro total con tubería de armado de 90 mm de diámetro exterior y 10 mm de espesor.

Según las conclusiones de los estudios geotécnicos efectuados, la resistencia del terreno se cifraba en $T_t = 650$ kN por pilote, mientras que los encargados de la ejecución de los micropilotes cifraban la resistencia estructural por pilote en $T_e = 500$ kN. Para el valor característico de la reacción vertical en la pila 2 se obtiene $PD_k = 10.370$ kN. El número inicialmente requerido de micropilotes, 21 unidades por pila, quedaba por ello determinado por la resistencia estructural de los pilotes, T_e.

Posteriormente, distintas dificultades inherentes a la ejecución y a los plazos previstos para ella, hicieron que se replanteara esa primera situación, tratando de reducir el número de micropilotes. Por un lado, las limitaciones de anchura del puente existente obligaban a la ejecución de los micropilotes en dos fases: una primera con los 16 micropilotes por pila más centrados en la misma y una segunda, con 6 micropilotes más por pila, cuya ejecución resultaba imposible hasta que no se hubiera colocado el nuevo tablero más ancho. Por otra parte, estos últimos micropilotes quedaban ubicados en las zonas de los tajamares de las pilas, alguno de los cuales presentaba un hormigón de peor calidad, por lo que preocupaba que durante su ejecución pudiesen resultar dañados.

La cuestión residía, por tanto, en determinar si la resistencia estructural es suficiente para el número de pilotes de la primera fase (16 por pila), que por otra parte era el necesario desde el punto de vista de la resistencia del terreno, T_t. A estos efectos se contempló la situación en la que se hubieran colocado 16 micropilotes por pila y se evaluó su seguridad estructural mediante un análisis probabilista [8].

6.2. Seguridad estructural de la cimentación - análisis probabilista

Para la evaluación de la seguridad estructural de la cimentación con 16 micropilotes se adoptó el procedimiento establecido en [3], empleado también en [1], que está basado en el axioma de que una correcta aplicación de las normas en vigor conduce a una estructura fiable en el marco de dichas normas. A estos efectos conviene mencionar que los micropilotes constituyen elementos mixtos de hormigón y acero por lo que se puede aplicar la norma [9] para la determinación de su resistencia. La aplicación de esta norma también resulta necesaria desde el punto de vista del análisis probabilista a efectuar, puesto que se desconocen los parámetros de las variables que están detrás de las reglas que conducen a una resistencia estructural por pilote de $T_e = 500$ kN (ap. 6.1). Sin el conocimiento de estos parámetros, un análisis probabilista resulta imposible.

El primer paso de la evaluación consiste en la determinación del número necesario de pilotes según las normas de acciones y de resistencia en vigor [6] [9]. El análisis pone de manifiesto que para micropilotes un valor nominal de la resistencia estructural de $T_e = 500$ kN (según la definición empleada por los encargados de su ejecución, apartado 6.1), fabricados con hormigón con un valor característico de la resistencia a compresión de $f_{ck} = 25$ N/mm² y con una tubería de armado de acero (diámetro exterior: 90 mm, espesor: 10 mm) con un valor característico del límite elástico de $f_{yk} = 355$ N/mm², se requieren 17,2 micropilotes para que la cimentación pueda considerarse fiable según el *axioma mencionado*. Este número teórico de micropilotes, determinado de manera que el índice determinista cumpla la condición $r_{norma} = R_d / S_d = 1.0$ [1] [8], era sensiblemente inferior al número determinado inicialmente por los encargados de la ejecución de los micropilotes. Esta diferencia se debía básicamente al formato de seguridad habitualmente empleado por ellos en el dimensionamiento de cimentaciones y que no correspondía al adoptado en normas estructurales modernas [6] [9].

En un segundo paso se calculó el índice de fiabilidad, β_{norma} [1] [8], para la cimentación fiable con 17,2 pilotes. La Función Límite a emplear se deduce de las reglas de la norma [9] para la verificación de la seguridad estructural de elementos mixtos sometidos a un esfuerzo axil de compresión, adaptándolas al caso de los micropilotes:

$$\frac{n}{1.2}\left[0.85 \cdot 0.9 \cdot f_c \cdot A_c + f_y \cdot A_a\right] - \left[PD_o + PD_t + PD_c + PD_{cm} + PD_{sub} + PD_q + \psi_o PD_p\right] = 0 \qquad (2)$$

n número de micropilotes (la división por un coeficiente 1.2 tiene en cuenta las incertidumbres asociadas con la ejecución; este coeficiente se adopta en analogía con la práctica habitual del dimensionamiento de micropilotes)

f_c resistencia a compresión del hormigón (los coeficientes tienen en cuenta: 0.85: relación entre la resistencia del hormigón de la estructura y la determinada en ensayos normalizados; 0.9: hormigonado vertical)

f_y límite elástico del acero de la tubería de armado

A_c área de la sección de hormigón

A_a área de la sección de acero

PD_i reacción vertical en la Pila Dos debido a, respectivamente, peso propio de los arcos (i = a), peso propio de los tímpanos (t), peso propio de los elementos de hormigón de nueva construcción (c) (montantes y tablero), cargas permanentes (cm), subestructura (sub) (pila y encepado existentes), tráfico rodado (q), tráfico peatonal (p).

Ψ_o coeficiente de simultaneidad para la acción variable concomitante (se adopta $\psi_o = 0.6$)

Utilizando los parámetros de las variables de la FL (2) que se supone que se han tenido en cuenta en la calibración de las normas [6] [9] (deducidos o tomados de [10-11]) se calcula el índice de fiabilidad según el método FOSM, empleando el programa [12] que trata las variables de acuerdo con [13]: $\beta_{norma} = 6.41$.

Para el cálculo del índice de fiabilidad de la cimentación asumida con $n = 16$ pilotes, β, se introducen en la FL los parámetros actualizados de las siguientes variables (Tabla 1):

- reacciones verticales debidas a, respectivamente, peso propio de los arcos, PD_a, y de la subestructura, PD_{sub}, (basadas en la determinación de pesos específicos de los materiales y de las dimensiones de las secciones transversales) así como de la reacción vertical debida al tráfico rodado (actualización de PD_q basada en el modelo de cargas de tráfico de [6], mediante una simulación del tráfico "real" [14]).

- áreas de las secciones de hormigón, A_c, y de acero, A_a (actualización basada en mediciones de la sección transversal de los pilotes efectuadas en obra).

Para los demás parámetros se emplean los mismos valores que también se adoptan en la determinación del índice β_{norma}. De esta manera se obtiene para el índice de fiabilidad de la cimentación con 16 micropilotes ya ejecutada en la primera fase, un valor de $\beta = 7.74$.

Al resultar $\beta > \beta_{norma}$ la cimentación con 16 micropilotes tenía una fiabilidad suficiente, por lo que se aceptó la realización del recalce con sólo los micropilotes de la primera fase.

Al igual que en el caso del análisis probabilista de los arcos [1] se puede destacar que si no se hubiera cumplido la condición anterior, se podría haber incrementado la precisión del análisis, mejorando los modelos de las acciones y de la resistencia a través de la adquisición de más información relativa a las variables con los mayores valores absolutos de sus correspondientes factores de influencia, α_x^*. En el presente caso se trata, en este orden, del área de la sección de hormigón de los pilotes, A_c, con $\alpha_{Ac}^* = 0.631$, la reacción debida a la subestructura, PD_{sub}, con $\alpha_{PDsub}^* = -0.418$ y el límite elástico del acero de la tubería de armado, f_y, con $\alpha_{fy}^* = 0.412$. Aunque para los pilotes la importancia relativa de la resistencia a compresión del hormigón, f_c, sea muy superior que en el caso de los arcos, ésta solo aparece en cuarto lugar con un factor de influencia de $\alpha_{fc}^* = 0.354$.

Tabla 1. Parámetros actualizados y asumidos de las variables para la determinación del índice de fiabilidad, β de la cimentación con 16 pilotes y resultados del análisis según el método FOSM

Variable	Tipo	Sesgo μ_x/X_{nom}	cov σ_x/μ_x	Valor nominal X_{nom}	Media μ_x	Desviación típica σ_x	Factor de influencia α^*_x	Valor de cálculo X^*
f_c	LN	1.28	0.11	25 N/mm²	32	3.52	0.354	23.55
f_y	LN	0.99	0.05	355 N/mm²	351.5	17.57	0.412	299.3
$\mathbf{A_c}$	N	1.0	0.1	29046 mm²	29046	2905	0.631	15000
$\mathbf{A_a}$	N	0.99	0.02	2369.7 mm²	2346	46.9	0.169	2000
$\mathbf{PD_a}$	N	1.0	0.1	2151.2 kN	2151.2	215.1	--0.195	2475
PD_t	N	1.04	0.06	533.6 kN	554.9	33.3	-0.03	562.7
PD_c	N	1.07	0.1	1657.8 kN	1773.8	177.4	-0.16	1994
PD_{cm}-	N	1.2	0.25	485.8 kN	583	145.7	-0.132	731.7
$\mathbf{PD_{sub}}$	N	1.0	0.11	4202 kN	4202	462.2	-0.418	5698
$\mathbf{PD_q}$	Gumbel	0.8	0.125	1188 kN	950.4	118.8	-0.147	1081
PD_p	Gumbel	0.96	0.125	151 kN	145	18.1	-0,015	144

7. INTERVENCIÓN

7.1. Consideraciones iniciales

Debido a los daños observados en la estructura existente, y muy particularmente en los Arcos 2 y 3, resulta arriesgado acceder al puente con la máquina de pilotes. Por otro lado, la construcción de una estructura auxiliar a estos efectos no resultaría económica. De ahí la necesidad de consolidar en primer lugar los arcos dañados de forma que tuvieran resistencia suficiente frente a las acciones inducidas por la máquina mencionada, incluidos los efectos dinámicos. La relación entre estas acciones y el peso propio de la estructura original, particularmente del relleno, permite excluir un descenso adicional de las pilas a causa de los trabajos de pilotaje.

7.2. Ejecución

Teniendo en cuenta los condicionantes arriba mencionados, se adoptó un proceso constructivo cuyas etapas principales se reflejan a continuación:

- Primera fase de consolidación de los Arcos 2 y 3 mediante inyección de las grietas de momentos positivos (abiertas en la cara inferior de los arcos) e inyección parcial de las grietas de momentos negativos.
- Recalce de las Pilas 1 y 2 mediante micropilotes.
- Demolición de la plataforma existente (vaciado de las bóvedas).
- Segunda fase de la consolidación de los Arcos 2 y 3 mediante inyección de las grietas de momentos negativos desde su cara superior.
- Construcción de los tabiques de apoyo del tablero.
- Colocación de prelosas y hormigonado del tablero.
- Acabado y limpieza.

La fase de excavación del relleno de las bóvedas suponía, como ya se ha comentado, la situación crítica desde el punto de vista de la seguridad de los arcos, a causa de las flexiones inducidas por las cargas asimétricas que resultan en función de las diferentes fases de excavación. Por este motivo se estableció la profundidad máxima de excavación para cada etapa de forma que el índice determinista, r_{det} determinado de acuerdo con la relación (1) correspondiera aproximadamente a la unidad.

Los trabajos de rehabilitación se iniciaron en el mes de febrero del año 1997. En la fecha prevista, en junio del mismo año, se abrió el puente rehabilitado y ampliado al tráfico (Figura 7).

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Consejería de Fomento de la Junta de Castilla y León, propietaria del puente de Frías, así como al personal de la empresa GEOCISA que intervino en la rehabilitación del puente, por su colaboración durante la realización del trabajo aquí presentado. También se agradece el apoyo prestado por todos los colaboradores de CESMA Ingenieros que han contribuido de alguna manera al Proyecto de ejecución y la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra.

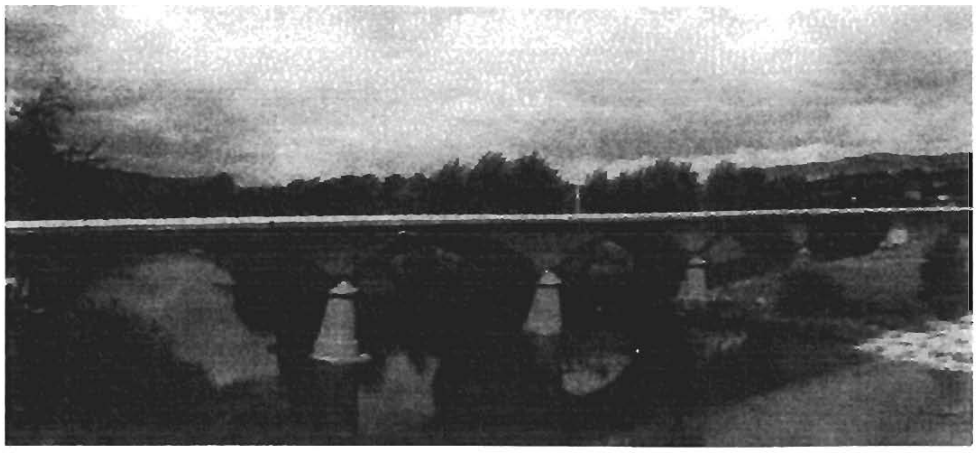

Figura 7. Puente rehabilitado.

REFERENCIAS

1. TANNER, P. y ORTEGA, L. Rehabilitación de puentes del pasado. Una tarea del futuro. Hormigón y Acero, nº 216, 2.º trimestre de 2000.

2. KUNZ, P., BEZ, R. et HIRT, M.A. L'évaluation des structures existantes. Ingénieurs et Architectes Suisses, Lausanne, vol. 120, n.º 5, 1994, pp. 66-73.

3. SCHNEIDER, J. Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen - Grundwissen für Bauingenieure. Verlag der Fachvereine AG, Zürich, und Teubner Verlag, Stuttgart, 1994. ISBN 3-519-0504-4. (Teubner)

4. TANNER, P. Interaction between planning, execution and evaluation of tests. In: Evaluation of existing steel and composite bridges, IABSE Report n.º 76, Zürich, 1997. ISBN 3-85748-091-2.

5. van STRAALEN, L, VROUWENVELDER, T. Comparison of statistical evaluation models. Proceedings, IABSE - Colloquium. "Basis of Design and Actions on Structures. Background and application of Eurocode 1", Delft, March 27-29, 1996.

6. IAP. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1998.

7. ENV 1992-1-6. Design of concrete structures - Plain concrete structures. European Committee for Standardisation, Brussels, 1994.

8. TANNER, P. y ORTEGA, L. Evaluación de la seguridad estructural futura de puentes del pasado. En: Nuevas Técnicas de Evaluación Estructural, Rehabilitación y Refuerzo de Estructuras, Grupo Español de IABSE, Madrid, 1999. ISBN 84-930872~0-3.

9. RPX-95. Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos en carreteras. Ministerio de Obras Públicas, Madrid, 1996.

10. SCHNEIDER, J. Some thoughts on the reliability assessment of existing structures. Structural Engineering International, Zürich, Volume 2, n.º1, 1992, pp. 13-18.

11. BAILEY, S.F. Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges. Lausanne, Swiss Federal Institute of Technology, 1996. (thesis n.º 1467).

12. VaP. Computer Program VaP (Variables Processor) 1.6 for Windows. Zürich, IBK - Swiss Federal Institute of Technology, 1997.

13. HASOFER, A.M. and LIND, N.C. Exact and invariant second moment code format. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, vol. 100, 1974, pp. 111-121.

14. SOBRINO, J.A. *et al.* Structural evaluation of existing concrete bridges. Assessment and strengthening of a prestressed concrete box-girder bridge. In: Bridge Assessment, Management and Design (Barr, Evans, Harding, Eds.), Arnsterdam, Elsevier Publishing Company, 1994. ISBN 0-444-82063-9.