

Efectos de las altas temperaturas en estructuras de obra civil. Aplicación al caso del Viaducto de acceso sur al Aeropuerto de Málaga (MA-23)

Effects of high temperatures on civil structures. Application to the case of the southern access bridge to Malaga Airport (MA-23)

Alejandro Castillo Linares^a, David Trujillo Montes^b, Luis Carlos Tobaruela Martínez^c y Luciano Hidalgo Salas^d

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

Director Gerente. acastillo@acl-estructuras.com

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

dtrujillo@acl-estructuras.com

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ministerio de Fomento. Demarcación Carreteras Andalucía Oriental

ltobaruela@fomento.es

^dIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción. Director Región Sur.

lhidalgos@fcc.es

RESUMEN

El efecto de las altas temperaturas, por encima de los 400°C, produce efectos muy perjudiciales en las estructuras de hormigón armado. Las estructuras de obra civil presentan menos vulnerabilidad que las estructuras de edificación al ser abiertas y no estar destinadas al almacenamiento de combustibles. No obstante, en caso de que la obra civil se vea afectada por un incendio, la seguridad estructural puede verse seriamente comprometida, lo que tiene singular importancia si se trata de una infraestructura de uso público. En este artículo se describen los efectos de las altas temperaturas en la obra civil, analizando los daños y reparaciones realizadas en el Viaducto de acceso sur al Aeropuerto de Málaga (MA-23).

ABSTRACT

The effect of high temperatures, above 400°C, produces very damaging effects on reinforced concrete structures. Civil structures have less vulnerability than building structures because they are open and not intended for the storage of combustible materials. However, if civil works are affected by a fire, structural safety can be seriously compromised, which is of particular importance if it is an infrastructure for public use. This article describes the effects of high temperatures on civil structures, analyzing the damages and repairs made in southern access bridge to Malaga Airport (MA-23).

PALABRAS CLAVE: Incendio, fuego, estructuras, hormigón, puente, pila, tablero, reparación

KEYWORDS: Fire, structures, concrete, bridge, pier, deck, repair

1. Introducción

El ataque del fuego a las estructuras de obra civil es siempre un fenómeno complejo, especialmente en las de hormigón armado, ya que el fuego actúa sobre un material compuesto por acero y hormigón, con comportamientos y reacciones muy diferentes ante la elevación de temperaturas.

Las estructuras de obra civil presentan singularidades respecto a las de edificación. La principal particularidad de la obra civil es que se trata de estructuras abiertas, lo que en principio favorece la disipación del calor y además minimiza la probabilidad de que sean utilizadas como almacenamiento de sustancias combustibles o fácilmente inflamables. Por lo tanto, son estructuras menos vulnerables que las de edificación.

Sin embargo, las obras civiles no están exentas de los peligros inherentes a los incendios y las altas temperaturas derivadas de estos (Figura 1). En los pocos casos de afectación de una estructura civil por un incendio de gran magnitud la seguridad estructural puede verse seriamente comprometida, lo que tiene singular importancia en infraestructuras de uso público.

Durante un incendio, la temperatura del hormigón armado puede llegar a alcanzar los 1000°C [1] [2], dependiendo de la temperatura alcanzada en el combustible y de las condiciones de ventilación existentes. En función de la temperatura alcanzada, los daños que el fuego produce sobre las estructuras de obra civil pueden ser de mayor o menor severidad.

Otro aspecto que influye de forma relevante en los daños generados por el fuego son los medios empleados para la extinción del incendio. El uso de agua a presión lanzada contra la superficie de los materiales que están a alta temperatura produce enfriamientos y contracciones repentinas que provocan daños adicionales a los ya generados por la dilatación generada durante el incendio. Aparte de lo

anterior, el agua empleada en la extinción puede dar lugar a sobrecargas no consideradas en el dimensionamiento de la estructura, destruir impermeabilizaciones, etc., pudiendo generar importantes daños sobre la estructura.



Se describen a continuación los daños y modificación de las propiedades de los materiales que habitualmente constituyen la obra civil cuando se ven expuestos al fuego.

1.1 Alteración de las características mecánicas del hormigón.

El hormigón, al verse sometido a altas temperaturas, sufre un descenso en su resistencia y su módulo de elasticidad.

La resistencia a compresión tras la exposición del hormigón a altas temperaturas desciende en función del rango de temperatura alcanzado [1]:

- Hasta 300°C, la pérdida de resistencia es mínima, del orden de un 10%, y sin alteración sensible del color (salvo manchas de humo).
- Desde 300°C hasta 400°C la bajada de resistencia se incrementa gradualmente alcanzando valores del orden del 15-25% dependiendo del tipo de árido.
- Por encima de 400°C empieza a producirse una disminución mucho más acusada de la

resistencia a compresión, que puede llegar al 50% a 600°C. En este rango de temperaturas (400°C -600°C), el hormigón va variando su color desde un tono rosáceo (Figura 2) a rojizo.

- A temperaturas entre 600°C y 900°C, los áridos se expanden disgregándose fuertemente. A una temperatura de 800°C, la resistencia a compresión puede verse disminuida en un 75%. El color resultante del hormigón expuesto a estas temperaturas es gris claro con puntos rojizos.
- Entre 900 y 1000°C el hormigón empieza a sinterizarse, con tonalidades entre blanco y amarillo claro. La resistencia a compresión del hormigón cuando experimenta estas temperaturas tan altas es prácticamente nula.



Figura 2. Fragmento de hormigón expulsado de estructura con superficie rosácea tras incendio

1.2 Alteración de las características mecánicas del acero.

Las propiedades mecánicas de los aceros disminuyen con el aumento de temperatura, efecto que debe ser considerado en las estructuras que se ven sometidas a la acción del fuego. En un acero ordinario, es a partir de los 400°C cuando la resistencia a tracción desciende de forma rápida y, a los 800°C, la resistencia que le resta es muy reducida [1]. Este cambio tan repentino en su resistencia se origina por la alteración cristalina que experimenta el acero por encima de los 400°C, dando lugar a un aumento del tamaño de los granos. Por encima de, aproximadamente, los 720°C, la transformación

del acero es más acusada al pasar la ferrita y perlita a austenita [1].

Se debe tener en cuenta que durante el enfriamiento, siempre que este enfriamiento se lleve a cabo de forma gradual, el acero experimenta una recuperación casi total de su resistencia. Si por el contrario este enfriamiento se lleva a cabo de forma repentina, el acero puede perder parte de su capacidad resistente (Figura 3).

El comportamiento descrito para el acero ordinario también se aplica al acero empleado en la fabricación de las armaduras pasivas que se usan para la ejecución de estructuras de hormigón armado.



Figura 3. Daños en barra de armadura pasiva tras incendio

Por el contrario, el acero que se emplea como armadura activa (pretensado/postensado) no recupera sus características en caso de verse expuestas a un incremento de temperatura elevado. El motivo de este diferente comportamiento en la armadura activa se debe a que estos aceros se endurecen por trefilado y están tratados térmicamente.

1.3 Alteración de la adherencia entre hormigón y acero pasivo

Hasta los 300°C-400°C la tensión de adherencia entre el hormigón y el acero pasivo presenta un comportamiento similar a la pérdida de resistencia a compresión en el hormigón [1]. Sin embargo, cuando se superan esas temperaturas, la adherencia disminuye en mayor proporción que la resistencia a compresión del hormigón.

La tensión de adherencia residual tras someter el hormigón armado a elevadas temperaturas disminuye considerablemente cuando el hormigón ha sobrepasado los 300°C de temperatura, ofreciendo valores de entre el 20-40% de su capacidad a temperatura ambiente tras experimentar una temperatura de 800°C [2].

La adherencia se ve muy dañada por la diferente conductividad térmica existente entre el acero y hormigón, que provoca dilataciones más rápidas en el primer material, agudizándose este fenómeno en caso de incrementos brutales o enfriamientos muy bruscos (extinción agresiva).

Aparte del efecto de la temperatura, se debe tener en cuenta que el recubrimiento de hormigón de las armaduras tiende a ser expulsado cuando la temperatura del hormigón alcanza valores entre 100 y 200°C (efecto spalling) [4]. Ello es debido al cambio de estado del agua intersticial y, lógicamente, elimina la adherencia en las zonas afectadas por este efecto.

Existen estudios que afirman que, si no se sobrepasan los 500°C de temperatura, el hormigón que no haya sido expulsado tiende a rehidratarse con posterioridad, pudiendo recuperar al cabo de un periodo de tiempo dilatado (a partir de un año) parte de su resistencia y adherencia [1].

2. Clasificación general del nivel de daños en función del aspecto visual resultante en estructuras de hormigón

En una estructura de hormigón que ha resultado afectada por un incremento de temperatura se puede establecer la siguiente clasificación de daños en función del aspecto resultante en el hormigón. La clasificación propuesta fue elaborada por los autores de este artículo para la categorización de los daños ocasionados por el incendio en el Viaducto de acceso sur al Aeropuerto de Málaga (MA-23).

- Nivel A (daños mínimos): sólo se producen desprendimientos de yesos y otros revestimientos no estructurales.
- Nivel B (daños moderados): superficie microfisurada y con color rosáceo del hormigón, presentando pequeñas disgregaciones.
- Nivel C (daños importantes): grandes disgregaciones y desprendimientos, aunque las armaduras continúan adheridas al hormigón.
- Nivel D (daños severos): desprendimientos del hormigón dejando vistas las barras de acero. Se presentan fisuras con varios milímetros de anchura.

Esta clasificación resulta de gran utilidad para, de forma preliminar, establecer los daños generados por un incendio en una estructura de hormigón, y se aplicará en lo que sigue.

3. Incendio en el Viaducto de acceso sur al Aeropuerto de Málaga (MA-23)

3.1 Descripción del Viaducto

El Viaducto de acceso sur al Aeropuerto de Málaga (Figura 4) se subdivide en diferentes estructuras que constituyen un tronco principal y diversos ramales de enlace.



Figura 4. Viaducto de acceso sur al Aeropuerto de Málaga.

La longitud total del puente asciende a los 2500 metros, siendo la longitud del tronco principal de 1485 metros. La construcción de esta importante estructura tuvo lugar entre los años 2010 y 2011.

El incendio perjudicó al tronco principal de la estructura. Este tramo se compone por 38 vanos con una luz tipo de 40 metros entre ejes de pilas. Los tableros pertenecientes a este tramo fueron construidos mediante losas postensadas ejecutadas in situ (una por calzada) de 11.50 metros de anchura y 1.60 metros de canto. Dada la extensa longitud del tablero y el sistema de aislamiento sísmico elegido, se establecieron juntas intermedias a media madera cada 160 m de longitud (4 vanos). La sección transversal posee una morfología habitual para este rango de luces dentro de la tipología empleada, con una zona central (alma) de anchura variable entre 4.6 metros y 6.0 m, desde la que arrancan sendos voladizos de 2.75 metros a cada lado. En el alma se dispusieron 3 aligeramientos circulares de 1.20 m de diámetro con excepción de las proximidades a los apoyos sobre estribos y pilas, y en los comienzos y finales de cada fase de construcción.

Las pilas del tronco principal son tipo palmera, prefabricadas, de 1.4 m de canto longitudinal y anchura variable entre 2.3 m en base y 4.3 m en coronación. La sección transversal es hueca, con paredes de 25-27 cm de espesor, salvo en el arranque y en el capitel superior, zonas en las que se maciza. El hormigón de la pila es de calidad HA-50 y las armaduras pasivas de calidad B-500 SD.

La cimentación de las pilas es profunda, mediante pilotes de 1.5 m de diámetro y encepado superior, en el que se dejaron unas vainas verticales para el posterior anclaje de las armaduras de las pilas prefabricadas.

3.2 Descripción de daños producidos en Viaducto a causa del incendio

Con fecha de septiembre de 2017 se produjo un incendio en una nave de reciclaje de papel y

cartón del Polígono industrial adyacente, afectando a una de las pilas del tronco principal (pila 13 según nomenclatura de proyecto) y localmente al tablero del Viaducto en el sentido de entrada al aeropuerto. En el Viaducto de sentido salida del aeropuerto, paralelo al anterior, apenas se detectaron daños de consideración, mas allá de algunos desprendimientos localizados de recubrimiento en la cara inferior del tablero.

A continuación, se describen los daños de forma pormenorizada.

3.2.1. Daños en pila 13

Los daños observados en la pila 13 (Figura 5) consistían en estallidos (spalling) y disgregaciones del hormigón en el paramento norte de la misma, más acusados en la zona central de la cara que en sus extremos, llegando incluso al descubrimiento de la armadura. Las disgregaciones no afectaron al capitel y tampoco al arranque de la pila.

Mediante un análisis visual de los daños se concluyó que éstos eran severos (principalmente en la cara norte), aun cuando las temperaturas de exposición máximas no debieron haber superado los 400°C -500°C dada la tonalidad rosácea con que quedó el hormigón.



Figura 5. Cara norte de pila afectada.

De acuerdo con la clasificación establecida en el punto 2 de este artículo, la cara norte de la pila afectada por el incendio presentaba unos daños nivel D, salvo junto a las esquinas, donde podría considerarse un nivel C.

3.2.2. Daños en tablero

Los daños producidos en el tablero (Figura 6) afectaron casi exclusivamente a los recubrimientos (unos 5 cm de espesor de hormigón), extendiéndose aproximadamente en la mitad de longitud del vano desde el apoyo en la pila afectada, y descendiendo en severidad a medida que se alejaban de la pila. El color del hormigón indicaba que no se habían alcanzado temperaturas extremas de exposición que pudieran afectar a la armadura activa, máxime cuando cerca de la pila los tendones discurren alejados del paramento inferior del tablero. No se apreciaron tampoco daños en las armaduras pasivas de la cara inferior del tablero.

Según la clasificación establecida en el punto 2 de este artículo, el tablero afectado por el incendio presentaba unos daños nivel B en la zona más próxima a la pila que disminuían a nivel A según se alejaba de la misma.



Figura 6. Vista inferior del tablero dañado, en la que se aprecia la pérdida de recubrimiento de hormigón.

3.2.3. Daños en aparatos de apoyo de neopreno

Si bien los neoprenos no presentaban daños estructurales, se observó que la superficie de estos que estuvo expuesta al fuego presentaba un ampollamiento exterior acompañado de alguna pequeña fisura, también superficial (Figura 7).

Afortunadamente, el foco del incendio se localizó a cota muy inferior a la de los aparatos de apoyo.



Figura 7. Ampollamiento en superficie de neopreno expuesto al fuego

3.3 Análisis de seguridad estructural tras daños producidos por incendio

En primera instancia se procedió a realizar una comprobación estructural de la pila considerando los daños provocados tras el incendio. Para llevar a cabo este análisis se despreciaron todas las armaduras y hormigón existentes en la cara norte de la pila, al tratarse de la zona con mayores daños. A favor de las comprobaciones realizadas la pila afectada presentaba las siguientes características ventajosas desde el punto de vista de su análisis:

- Está situada en el centro geométrico entre apoyos sucesivos a media madera, por lo que los esfuerzos por deformaciones térmicas y reológicas que la solicitaban eran mínimos por situarse en un punto de simetría. No obstante, en los cálculos de proyecto se habían considerado, del lado de la seguridad, los esfuerzos para la posición pésima más alejada del punto de simetría.
- Puesto que todas las pilas de proyecto presentan una altura similar, su cálculo fue realizado para la de mayor altura (7.5 m), mientras que la altura de la pila afectada es del orden de 6.5 m.
- En el cálculo de las pilas, la hipótesis de cálculo crítica es la sísmica, existiendo un

importante margen de seguridad adicional para la hipótesis persistente.

Tras el incendio se llevó a cabo de forma urgente un cálculo de la pila afectada, particularizando ahora para su posición y altura específicas. Además de despreciar por completo la colaboración de la cara norte de la pila, las comprobaciones se realizaron con otros criterios muy conservadores. Un ejemplo de ello es que en las tres caras de la pila que no resultaron apenas afectadas por el incendio se consideró una resistencia característica en el hormigón del 50 % de la de proyecto.

En base a los resultados obtenidos se concluyó que la pila afectada, a pesar de los daños sufridos por el incendio, ofrecía condiciones de seguridad suficientes para las acciones persistentes (cargas muertas, tráfico y acciones climáticas) durante el plazo de tiempo necesario para su reparación. Llegada esta conclusión se decidió restaurar el servicio del puente, que había sido interrumpido preventivamente tras el incendio.

No obstante, como elemento de seguridad adicional, se consideró conveniente la instalación de un sistema de apuntalamiento provisional junto a la pila que pudiera servir de soporte en el improbable caso de un fallo estructural de la pila.

3.4 Sistema de apuntalamiento provisional

El sistema de apuntalamiento provisional se diseñó como una estructura porticada metálica instalada junto a la cara sur de la pila afectada por el incendio (cara sin daños). Esta estructura se diseñó para, en el caso altamente improbable de que la pila afectada perdiera parte o toda su rigidez, tuviese suficiente resistencia como para soportar las cargas permanentes del tablero así como para, desde su instalación, contribuir a soportar las reacciones derivadas del paso de la sobrecarga de tráfico. Por lo tanto, este sistema de apuntalamiento cumplió el doble objetivo de aliviar los esfuerzos transmitidos por las sobrecargas a la pila afectada por el incendio y de

aumentar la seguridad de la estructura durante las labores de reparación.

La estructura porticada ejecutada como apuntalamiento provisional fue equipada con unos puntales inclinados que arriostraban el pandeo en dirección longitudinal que, además, aportaban al sistema estructural una capacidad adicional para resistir fuerzas sísmicas longitudinales de cierta importancia (Figura 8).

Sobre el dintel del pórtico se dispusieron seis neoprenos, inyectando con mortero de alta resistencia el espacio existente entre la cara inferior del tablero y la cara superior de los neoprenos para garantizar el apoyo del tablero en el apuntalamiento provisional desde el propio momento de su instalación.

Los neoprenos se colocaron elevados sobre el dintel del pórtico sobre unos enanos de 220 mm de altura de forma que, si hubiera sido necesario el gateo del tablero, entre el dintel de la estructura provisional y el paramento inferior del tablero existiera la separación necesaria para la colocación de cilindros hidráulicos. Es por este motivo que entre los neoprenos de la estructura provisional se observan en la Figura 8 tres huecos de 400 mm alineados con los puntales inclinados.



Figura 8. Estructura provisional instalada en pila dañada por incendio

3.4 Procedimiento de reparación empleado

Para llevar a cabo la reparación de los daños generados por el incendio se llevaron a cabo los siguientes trabajos:

3.4.1. Auscultación completa de los daños

En primer lugar se llevó a cabo una limpieza completa de la zona afectada, llegando mediante excavación hasta la cara superior de la cimentación para observar si el hormigón del arranque del fuste (enterrado) se había visto afectado por la exposición al fuego.

A continuación se procedió al golpeo con martillo de todas las paredes de la pila para poder detectar posibles zonas debilitadas. Finalmente se llevó a cabo una inspección de los neoprenos por parte de personal especializado.

3.4.2. Toma y ensayos de testigos de hormigón y armadura. Verificación estructural.

En la cara norte de la pila (la más afectada por el incendio), se tomaron dos testigos de hormigón a distintas cotas. En estos testigos se eliminó la capa superficial de hormigón que estaba previsto demoler por su mal estado con el objetivo de conocer la resistencia residual del material que permaneció en la pila.

Además, en la zona más afectada por el incendio, también se extrajeron dos muestras de la armadura. Se eligieron aquellas barras que visualmente presentaban mayores daños como consecuencia de las altas temperaturas experimentadas. Por su parte, en el tablero también se tomó un testigo de hormigón vertical en la cara inferior del mismo junto a la pila.

Obtenidas las muestras se realizaron los ensayos de laboratorio pertinentes para comprobar las características mecánicas de los materiales afectados por el incendio (resistencia a compresión del hormigón y límite elástico y de rotura del acero).

En el caso de las probetas de hormigón se obtuvieron valores de resistencia característica similares a los de proyecto, resultando también

satisfactorios los valores arrojados por el testigo de hormigón ensayado del tablero.

Por el contrario, en los ensayos de las armaduras expuestas directamente al incendio se observó una importante pérdida en su límite elástico, obteniendo valores de 333 MPa y 317 MPa en las muestras analizadas. No obstante, la resistencia a rotura del acero solo experimentó ligeras pérdidas respecto a la considerada en proyecto, alcanzándose valores de 525 y 516 MPa, solo un 5 % inferiores al límite de rotura de 550 MPa que se le exige al acero B 500 SD.

Sin duda, la pérdida del límite elástico de las barras directamente expuestas al fuego se debió al rápido enfriamiento que sufrieron al recibir el agua aplicada en la extinción del incendio y, en consecuencia, las barras que no quedaron directamente expuestas experimentaron un enfriamiento lento, por lo que la influencia del incendio en sus características mecánicas fue menos acusada.

Tomando como partida los datos de los materiales obtenidos en los ensayos, se procedió a la completa verificación estructural de la pila afectada, considerando que toda la armadura de la cara afectada por el fuego, incluso la que permaneció protegida por su recubrimiento, había reducido su límite elástico hasta los 317 MPa.

Como resultado a esta comprobación se concluyó que la pila, una vez reparada, cumplía con los coeficientes de seguridad exigidos. Esta comprobación, bajo las hipótesis de cálculo descritas, resultó satisfactoria al aprovecharse de las características favorables existentes en la pila dañada (descritas en el punto 3.3 Análisis de seguridad estructural tras daños producidos por incendio de este artículo).

3.4.3. Preparación del soporte, saneado e hidrodemolición de hormigones.

La limpieza y preparación del soporte es uno de los aspectos de mayor importancia en cualquier tipo de reparación de hormigones, ya que una buena preparación de las superficies asegura una

correcta adherencia, mayor durabilidad y superior calidad en la reparación.

El procedimiento empleado para sanear los diferentes elementos estructurales fue el siguiente:

- Identificación de zonas dañadas, sueltas o mal adheridas en los elementos estructurales. Se consideran zonas dañadas aquellas en las que el hormigón presenta mal estado, lajaciones, agrietamientos, desconchones, armaduras vistas, etc. Se estableció el criterio de tratar todas aquellas zonas en las que el rebote de un esclerómetro tuviese una correspondencia inferior a 100 kg/cm^2 .
- Hidrodemolición de los hormigones señalados con equipo dotado de bomba de ultra presión capaz de impulsar 24 l/minuto a 2500 bares de presión constante. Con este procedimiento se consiguió un acabado rugoso de la superficie resultante para la óptima adherencia con los productos de reparación a aplicar con posterioridad. Mediante esta técnica también se consiguió la completa limpieza de las armaduras (Figura 9).



Figura 9. Cabeza de fuste tras hidrodemolición.

3.4.4. Pasivación de las armaduras y restitución de barras dañadas.

Alrededor de las armaduras en mal estado se realizó una demolición selectiva abarcando la longitud de toda la zona afectada en más de dos

veces el diámetro de la barra a cada lado de las zonas especialmente dañadas.

Los óxidos generados por la exposición ambiental tras el incendio, y la película generada sobre las barras por el propio incendio, fueron eliminados con la hidrodemolición previa, exigiéndose un grado de limpieza de St 3 según la Norma SIS 05 5900.

El pasivado de las armaduras se consiguió mediante un revestimiento específico que contenía aditivos inhibidores de la corrosión del acero. Esta imprimación era capaz además de reinstaurar el PH elevado del hormigón.

Aquellas posiciones de armado que presentaban daños importantes fueron repuestas mediante nueva armadura con capacidad mecánica igual o superior a la preexistente.

3.4.5. Restitución de secciones

Concluido el saneamiento de las superficies, y una vez pasivadas las armaduras, se restituyeron las secciones de hormigón originales empleando distintos procedimientos en función del volumen y espesor del material a reponer, así como del elemento a tratar (pila o tablero).

La restitución de la cara inferior del tablero se realizó mediante un mortero proyectado previa aplicación de un puente de unión. Finalmente, se aplicó una última capa del mismo mortero a llana.

Por su parte, en la restitución de la sección de la pila se dispuso un encofrado para la inyección de un mortero fluido mediante el cual se repuso el volumen completo de la pila.

A los morteros de reparación empleados se les exigió una resistencia mínima a 28 días de 50 MPa .

3.4.6. Aplicación de pinturas de protección

Tras la restitución de las secciones se aplicó una pintura anticarbonatación que, además proporcionar una protección adicional a los paramentos, sirvió para igualar los colores y textura con las demás pilas del viaducto.

3.4.7. Reparación de neoprenos

Puesto que los neoprenos solo presentaban ligeros daños superficiales, se les aplicó un tratamiento exterior con un material adhesivo sellador de protección para evitar futuras oxidaciones en las chapas interiores del aparato de apoyo.

3.4.8. Retirada de estructura provisional y acabados finales

Como última operación se procedió a la retirada de la estructura de apeo provisional, devolviendo toda la carga a la pila, así como a los trabajos finales de restitución del terreno, limpieza, etc.

3.5 Estado final de pila tras reparación

Tras finalizar los trabajos de reparación de la pila se concluyó que el procedimiento reparación empleado resultó exitoso al devolver a la pila unos coeficientes de seguridad adecuados a la normativa de aplicación y presentar unos acabados de calidad satisfactoria (Figura 10).



Figura 10. Pila afectada por incendio reparada.

Referencias

- [1] M. Fernández Cánovas, Patología y Terapéutica del hormigón armado, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Servicio de Publicaciones, 1994.
- [2] J. Calavera, Patología de Estructuras de hormigón armado y pretensado. Tomo 1, Intemac S.A.
- [3] Comité Europeo de Normalización, UNE-EN 1992-1-2. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2: Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego, AENOR, 2011.
- [4] CEPREVEN, Curso monográfico de Protección pasiva contra incendios, Asociación de investigación para la Seguridad de Vidas y Bienes, Madrid, 2003.
- [5] George Faller, La identificación de riesgos y el diseño contra incendios, Seminario de Análisis de riesgos y fiabilidad estructural. Ingeniería de fuego, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, 2004.