

Obras de rehabilitación de los Viaductos de Somontes

A-8 PK 385+710 (Asturias)

Rehabilitation works of Somontes Viaducts A-8 PK 385+710 (Asturias)

Jorge Alberto Cerezo Macías^{*, a}, Elena Seguido Fernández-Tresguerres^b

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. PROES Consultores S.A. Director Área Consultoría y Asistencias Técnicas.

acerezo@proes.engineering

^bIngeniera de Caminos, Canales y Puertos. PROES Consultores S.A. Directora Proyecto Rehabilitación & Mantenimiento.

eseguido@proes.engineering

RESUMEN

Los Viaductos de Somontes presentaban un significativo deterioro, especialmente en sus pilas, por lo que fue necesario realizar las obras de rehabilitación por procedimiento de emergencia. Dentro de las actuaciones realizadas, PROES inspeccionó las estructuras, analizando en detalle las patologías existentes, su extensión y el grado de avance de las afecciones, de forma de poder valorar la capacidad resistente de las pilas y definir las reparaciones necesarias. Posteriormente, PROES ha realizado la supervisión de las obras de reparación previstas.

ABSTRACT

Somontes Viaducts had a significant deterioration, especially in their piles, so it was necessary to carry out the rehabilitation works by emergency procedure. Among the actions carried out, PROES inspected the structures, analyzing in detail the existing pathologies, their extension and the degree of progress of the conditions, in order to assess the resistant capacity of the piles and define the necessary repairs. Subsequently, PROES has supervised the planned repair works.

PALABRAS CLAVE: puentes, rehabilitación, pilas, hidrodemolición, inhibidores, esclerometría.

KEYWORDS: bridges, rehabilitation, piles, hydro-demolition, inhibitors, sclerometry.

1. Antecedentes

El proyecto original de estos Viaductos es del año 1969, existiendo un proyecto reformado de los mismos del año 1976. La construcción original data de 1971.

En el año 2007 la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento incluyó estas estructuras dentro del contrato de “Asistencia Técnica para la realización de inspecciones especiales y redacción de proyectos de reparación en obras de paso de la

red de carreteras del estado – 6º Itinerario”, llevando a cabo por parte de la UTE PROES – INCOSA los trabajos de inspección especial en el año 2007 y la redacción de un proyecto de reparación de estas estructuras, fechado en febrero de 2008.

En septiembre de 2014, la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias solicita a PROES la actualización del proyecto de reparación para lo cual se realiza una inspección

de la estructura en septiembre de 2014 y se edita un nuevo proyecto de reparación, fechado en diciembre de 2014.

Finalmente en septiembre de 2018, se realiza una inspección de la estructura, complementada con una toma de datos y la evaluación de la misma, para actualizar la información sobre su estado, que da lugar a la puesta en marcha de las obras de reparación por procedimiento de emergencia. Dichas obras se ejecutaron entre febrero y noviembre de 2019.

2. Descripción de los Viaductos

Se trata de dos Viaductos gemelos, uno para alojar cada una de las calzadas, izquierda y derecha, de la A-8 a la altura del P.K. 385+710 (fig. 1).

La estructura se encuentra localizada en un entorno industrial y cercano a la costa, por lo tanto, expuesta a problemas de durabilidad.

Cada estructura consta de 17 vanos isostáticos, de luces de 47.00 m, resultando cada Viaducto de una longitud total de 800.00 m.



Los Viaductos permiten salvar el cruce del río Pinzales bajo el noveno vano y una línea ferroviaria de FEVE bajo el sexto vano.

El tablero está resuelto con una sección tipo cajón unicelular, con sendos voladizos, que dan un ancho total de 12.30 m, y cuyo canto es de 2.60 m. Se trata de un tablero postesado.

El tablero aloja dos aceras de 1.10 m a cada lado, con una barandilla en el borde exterior y un pretil tipo “bionda” en el interior, arcén interior, dos carriles y arcén exterior.

Las 16 pilas de cada Viaducto, de hormigón armado, tienen unos 20.00 m de altura máxima, una sección rectangular hueca de 5.50 m x 2.40 m, con espesores de 0.55 m en los lados cortos y 0.30 m en los largos.

Los estribos son del tipo cerrado con muros frontales de hormigón armado que abrazan ambos Viaductos y con muros en vuelta en los dos laterales.

El tablero tiene juntas de dilatación sobre estribos y todas las pilas y cuenta con sumideros de desagüe de la calzada en la zona de las pilas.

3. Inspección y toma de datos

Los trabajos de inspección realizados en septiembre de 2018, permitieron confirmar que el deterioro más significativo de estos Viaductos se encontraba en las pilas, aunque existían otros deterioros, como el mal estado de los sumideros y algunas juntas de dilatación que permitían que el agua del tablero se percolara produciendo manchas y humedades en la cara inferior del tablero y las caras vistas de las pilas.

La inspección fue de carácter visual, y bastante limitada por las condiciones de acceso a la zona y las originadas por la abundante vegetación, alguna de gran porte, que impedía la visual de las caras completas de las pilas (fig. 2)

En la inspección visual se pudo comprobar un deterioro generalizado en el recubrimiento de las caras de las pilas, que se manifestaba en algunos lugares con la

visualización de grandes desconchones y zonas con armaduras corroídas a la vista (fig. 3).



Figura 2. Vista pila rodeada de vegetación



Figura 3. Detalle del deterioro en una pila

También fue posible realizar una inspección del interior de algunas de las pilas, no apreciándose deterioros significativos en los paramentos interiores de los huecos de las mismas (fig. 4).



Figura 4. Vista interior de una de las pilas

Complementando la inspección visual, se realizaron otros trabajos, por un lado un levantamiento topográfico en tres dimensiones de las caras de las pilas, utilizando tecnología láser, y por otro una toma de testigos, ensayos “in situ” y en laboratorio, para poder caracterizar de forma completa las propiedades y el estado de los materiales de las pilas.

3.1 Levantamiento topográfico 3D

El levantamiento 3D ha sido realizado mediante escáner láser terrestre, se puede apreciar un ejemplo del resultado obtenido en el cual se han limitado con una línea roja las zonas deterioradas detectadas mediante el análisis de la imagen del levantamiento (fig. 5).

El levantamiento 3D se hizo extensivo a todas las caras vistas de las pilas, con las limitaciones que la vegetación existente en la zona originaba, lo que impidió obtener datos completos del deterioro de las pilas.

A pesar de esta limitación, la información obtenida hizo posible la medición de las zonas deterioradas, la cual fue extrapolada a las

superficies que no habían podido ser barridas con el escaneo, de forma de obtener una estimación completa del alcance de las superficies deterioradas de las pilas a ser reparadas.

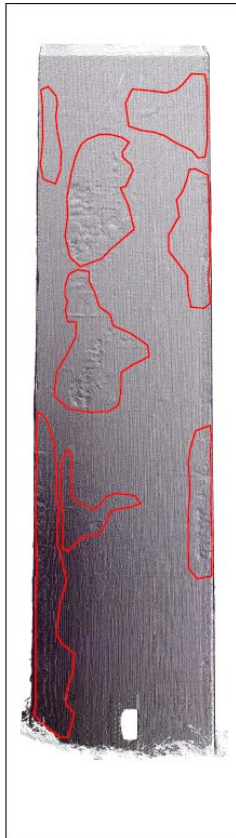


Figura 5. Levantamiento Pila 7 Izquierda – Cara 3

3.2 Toma de datos “in situ”

Estos trabajos incluyeron la toma de 18 testigos de hormigón de diferentes caras y pilas (fig. 6), la realización de 54 ensayos “in situ” mediante esclerómetro (18 de ellos coincidiendo con la zona de extracción de los testigos) y la realización de 18 calas.

3.2.1. Evaluación de la Resistencia del Hormigón

En el Proyecto original del año 1969, las pilas se proyectaron con una calidad de hormigón con resistencia característica $f_{ck} = 240 \text{ kgcm}^{-2}$ y $f_{cd} = 240 \text{ kgcm}^{-2} / 1.50 = 160 \text{ kgcm}^{-2}$, equivalente a un “HA-24.5” ($240 \text{ kgcm}^{-2} / 9.80 \text{ ms}^{-2} = 24.5 \text{ Nmm}^{-2} = 24.5 \text{ MPa}$).



Figura 6. Conjunto de testigos de las pilas

Para evaluar la calidad del hormigón de las pilas se realizó una regresión lineal entre la serie de valores de los resultados a rotura a compresión de los testigos y los índices esclerométricos que se determinaron en la misma ubicación en que se extrajeron los testigos. Para ello se siguieron los métodos desarrollados en “Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón” [1].

Una vez analizadas las series de resultados para purgar valores aberrantes, considerando un nivel de confianza del 95 %, se obtuvo la siguiente correlación entre las resistencias de rotura a compresión y el Índice Esclerométrico (I.E.), Ecuación (1):

$$f_c (\text{Nmm}^{-2}) = 2.39 \text{ I.E.} - 64.65 \quad (1)$$

En el análisis realizado se comprobó que no se trataba de una muestra no aleatoria y que la calidad del ajuste realizado era “suficiente”.

A partir del conjunto de resultados obtenidos de forma directa mediante los ensayos a rotura de los testigos y de los obtenidos a partir del I.E. se determinó estadísticamente un valor f_c medio de 37.2 Nmm^{-2} , con una desviación estándar de 6.7 Nmm^{-2} , que permite obtener una “característica” de 26.1 Nmm^{-2} .

Complementariamente se realizó un segundo análisis considerando la UNE-EN 13791 “Evaluación de la resistencia a compresión in situ de estructuras y elementos prefabricados de hormigón” [2] obteniéndose

de los resultados de los 18 testigos sometidos a ensayo a rotura por compresión una f_c media de 37.9 Nmm^{-2} , con una desviación estándar de 9.2 Nmm^{-2} , que resulta en una $f_{ck, is}$ de 24.3 Nmm^{-2} , valor prácticamente igual al indicado en el proyecto original para la calidad resistente del hormigón de las pilas. Cabe señalar que la normativa vigente [3] requiere para este tipo de estructuras en Ambiente IIa una calidad del hormigón HA-25, prácticamente coincidente con la determinada en el estudio de la estructura existente.

3.2.2. Evaluación de las armaduras

Se realizaron un total de 18 calas en distintas caras exteriores de las pilas, que permitieron medir el diámetro de las barras principales, verticales, en 13 de ellas y el diámetro de las barras horizontales, los cercos, en todas.

Se realizó un análisis estadístico de los datos medidos, descartando los valores anómalos (en este caso una medición de barra vertical), obteniéndose para las barras principales un valor medio del diámetro de 16.0 mm, y para los cercos de 8.2 mm.

También se midió la separación entre barras verticales y horizontales (fig.7), lo que permitió comprobar que la armadura dispuesta, a pesar de diferir de la indicada en proyecto (barras principales de 14 mm de diámetro) cumple con los requerimientos de cuantía mínima mecánica de la normativa actual [3].



Figura 7. Medición separación barras

Con los datos obtenidos se ha podido conocer que las armaduras en general presentaban pérdidas de sección puntuales (localizadas en algunas zonas) que eran menores al 10 % de su diámetro, es decir reducciones de sección de algunas barras del orden de un 20%.

3.3 Ensayos de laboratorio

Así mismo se realizaron en los testigos de hormigón extraídos de las pilas, algunos ensayos en laboratorio para poder evaluar la calidad del hormigón (densidad, porosidad y absorción de agua) y algunos ensayos para medir la profundidad de la carbonatación y los contenidos de cloruros y sulfatos para poder evaluar la posible afección de estos elementos en la durabilidad de las pilas.

3.3.1. Calidad del Hormigón

Los ensayos de densidad aparente y real se llevaron a cabo sobre los 18 testigos extraídos. Los valores medios obtenidos, 2258 kgm^{-3} para la densidad aparente y 2472 kgm^{-3} para la densidad real, con desviaciones del orden del 1%, son valores normales para el tipo de hormigón especificado y dan idea de una cierta homogeneidad en su calidad.

También se realizaron ensayos de porosidad abierta y porosidad total en los 18 testigos extraídos, obteniéndose valores medios del 4.8 % y 8.7 % respectivamente, con desviaciones del orden de un 20% de estos valores medios. Estos valores confirmaron una correcta homogeneidad y compacidad del hormigón de las pilas.

Se completaron los ensayos de porosidad con los de absorción de agua, en todos los testigos, obteniendo un valor medio del 2.1 %.

3.3.2. Durabilidad del Hormigón

Se llevaron a cabo ensayos de determinación de la profundidad de la carbonatación del hormigón, en los 18 testigos, obteniéndose un valor medio de 9.6 mm, con una desviación estándar de 4.3 mm,

descartando un valor anómalo de 28 mm. Realizado un análisis de penetración “característica” de la carbonatación, se obtuvo un valor de 16.7 mm.

Aplicando las expresiones incluidas en el Anejo 9 de la EHE-08 [3], a partir de este valor de 16.7 mm y la edad de la estructura (47 años), se obtiene un valor de K_c (coeficiente de carbonatación) de $2.44 \text{ mm año}^{-0.5}$.

A partir de este valor de K_c , considerando el espesor del recubrimiento especificado en el proyecto (30 mm), resulta que teóricamente las armaduras se verían afectadas por la carbonatación después de 150 años.

Cabe señalar que con la normativa vigente [3], el recubrimiento nominal debe ser de 25 mm, el mínimo de 30 mm, considerando un Ambiente IIa y una vida útil de 50 años.

La realidad es que los recubrimientos presentes en las pilas en las zonas deterioradas eran menores, en algunas zonas muy reducidos, y por ello las armaduras de las caras vistas de estos elementos han sido afectadas por la carbonatación, se han corroído y han hecho visible la patología.

También, debido al entorno industrial en que se encuentra la estructura, se realizaron ensayos para determinar el contenido de cloruros en el hormigón. Se hicieron cuatro ensayos, obteniéndose un valor medio de 0.009 %, con una desviación del 0.002 %. Estos valores resultan muy inferiores a los límites de contenido (entre el 0.05 y 0.10 % en peso de hormigón equivalente al 0.40 % en peso de cemento) que podrían generar problemas en el hormigón.

Finalmente se hicieron ensayos de contenido de sulfatos en 8 testigos, uno de ellos con un resultado anómalo que se descartó para el análisis global. El valor medio obtenido es de 0.12 %, con una desviación estándar de 0.04 %.

Estos valores e contenidos de sulfatos resultan muy inferiores a los valores límites (0.46 %) fijados por la normativa [3].

4. Evaluación de la estructura

Teniendo en cuenta que la sección más comprometida tanto a flexo-compresión como a cortante se encuentra en la base de las pilas, en su encuentro con las cimentaciones, se realizó la comprobación de dicha sección, para la altura de pila más alta de 20 m, teniendo en cuenta una reducción generalizada de la armadura existente del 20 % (situación muy conservadora ya que en las secciones afectadas no se producen pérdidas de sección en todas las armaduras) y una calidad de hormigón HA-24,5, es decir con $f_{ck} = 24.5 \text{ Nmm}^{-2}$, de acuerdo con los resultados ya comentados anteriormente.

De las mediciones realizadas, la armadura considerada en las comprobaciones resulta ser de 11.40 cm^2 por metro en cada cara (exterior e interior) de la sección de la pila. Y a efectos de la comprobación se asume el recubrimiento de proyecto de 30 mm.

La sección en su arranque en la cimentación es rectangular hueca de 5.50 m x 2.40 m; con espesores de 0.55 m en sus lados cortos y de 0.30 m en sus lados largos. El área de la misma es de 5.28 m^2 .

Las comprobaciones de seguridad estructural realizadas con estos datos en diferentes actuaciones han sido las siguientes:

4.1 Proyecto original (1969)

Posiblemente dado que aún no era preceptiva la instrucción EH-68 [4], la estructura no fue diseñada considerándola.

En este proyecto la sección se comprobó para unos esfuerzos sin mayorar de $N_{\text{máx}} = 15876 \text{ kN}$, $N_{\text{mín}} = 10820 \text{ kN}$ concomitantes con un $M_{\text{transv.}} = 12380 \text{ kN}$ y $M_{\text{long.}} = 7580 \text{ kN}$, estos momentos no eran concomitantes. Los materiales considerados eran un hormigón de $f_{ck} = 240 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{cd} = 160 \text{ kgcm}^{-2}$) y acero de $f_{yk} = 2300 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{yd} = 2000 \text{ kgcm}^{-2}$).

La comprobación concluía que la práctica totalidad de la sección se encontraba

comprimida, con una tensión máxima de algo menos de 60 kgcm^{-2} , e indicaba que por ello se disponían armaduras mínimas.

4.2 Proyecto rehabilitación (2007)

En este proyecto se comprobó la misma sección considerando las cargas de la IAP'98 [6] y la EHE'98 [7], es decir para unas solicitaciones en ELU (combinación pésima) de $N = 17565 \text{ kN}$; $M_{\text{trans.}} = 0 \text{ kN}$ y $M_{\text{long.}} = 10070 \text{ kN}$ (ambos momentos concomitantes) y considerando un hormigón, deducido de los ensayos realizados en ese momento, de $f_{\text{ck}} = 150 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{\text{cd}} = 100 \text{ kgcm}^{-2}$) y el mismo acero de $f_{\text{yk}} = 2300 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{\text{yd}} = 2000 \text{ kgcm}^{-2}$) y con una armadura $A_s = 147,84 \text{ cm}^2$. El resultado de esta comprobación es que existe un coeficiente de “sobre-seguridad” de 1.67, es decir un margen del 67 % sobre la seguridad mínima que exigía la normativa en ese momento.

4.3 Proyecto rehabilitación actualizado (2014)

Se repitieron las comprobaciones realizadas en el proyecto de 2007, pero teniendo en cuenta las cargas de la IAP'11 [7] y la EHE'08 [3]. En este caso las solicitaciones en ELU resultan (para la combinación pésima), $N = 16253 \text{ kN}$; $M_{\text{transv.}} = 2981 \text{ kN}$ y $M_{\text{long.}} = 13633 \text{ kN}$ (ambos momentos concomitantes) y se consideró para una calzada un hormigón de $f_{\text{ck}} = 138 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{\text{cd}} = 92 \text{ kgcm}^{-2}$) y para la otra de $f_{\text{ck}} = 113 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{\text{cd}} = 75 \text{ kgcm}^{-2}$), ambas deducidas de los testigos tomados en pilas de cada una de las calzadas en ese momento. Para la comprobación con la menor calidad de hormigón se obtuvo un coeficiente de “sobre-seguridad” de 1.15, es decir un margen del 15 % sobre la seguridad mínima que exigía la normativa en ese momento.

4.4 Obras por procedimiento de emergencia (2018)

Se ha comprobado la sección más comprometida con los esfuerzos indicados en para el proyecto de 2014, es decir teniendo en cuenta las cargas de la IAP'11 [7] y la EHE'08 [3].

En este caso las solicitaciones en ELU resultan (para la combinación pésima), $N = 16253 \text{ kN}$; $M_{\text{transv.}} = 2981 \text{ kN}$ y $M_{\text{long.}} = 13633 \text{ kN}$ (ambos momentos concomitantes) y se considera un hormigón de $f_{\text{ck}} = 24.5 \text{ Nmm}^{-2} = 240 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{\text{cd}} = 160 \text{ kgcm}^{-2}$) y el mismo acero de $f_{\text{yk}} = 235 \text{ Nmm}^{-2} = 2300 \text{ kgcm}^{-2}$ ($f_{\text{yd}} = 2000 \text{ kgcm}^{-2}$) y con una armadura $A_s = 300.20 \text{ cm}^2$. Para esta comprobación se obtuvo un coeficiente de “sobre-seguridad” de 2.48, es decir un margen del orden del 150 % sobre la seguridad mínima que exige la normativa en este momento.

En cuanto a la comprobación de cortante el esfuerzo determinante es:

En dirección transversal $V_{\text{rdy}} = 939 \text{ kN}$

En dirección longitudinal $V_{\text{rdz}} = 864 \text{ kN}$

Para la sección considerada los valores resistentes a cortante resultan:

En dirección transversal:

$$V_{\text{u1y}} = 16081 \text{ kN} > V_{\text{rdy}} = 939 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cuy}} = 396 \text{ kN}$$

$$V_{\text{suy}} = 8034 \text{ kN}$$

$$V_{\text{u2y}} = V_{\text{cuy}} + V_{\text{suy}} = 8430 \text{ kN} > V_{\text{rdy}} = 939 \text{ kN}$$

En dirección longitudinal:

$$V_{\text{u1x}} = 12772 \text{ kN} > V_{\text{rdx}} = 864 \text{ kN}$$

$$V_{\text{cux}} = 780 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sux}} = 3481 \text{ kN}$$

$$V_{\text{u2x}} = V_{\text{cux}} + V_{\text{sux}} = 4261 \text{ kN} > V_{\text{rdy}} = 864 \text{ kN}$$

Por tanto se concluye la que la pila funcionará estructuralmente correctamente para las acciones de la normativa vigente, siempre que se restablezca su sección original.

4. Propuestas de actuación

Para reparación de las patologías de las pilas era necesario eliminar todo el material dañado en los paramentos de las mismas, profundizando lo suficiente para sanear el hormigón hasta alcanzar y limpiar las barras, pasivando las mismas en todo su perímetro, y regenerando después la sección con productos inhibidores de la corrosión, para mejorar la vida útil de la estructura.

Para el saneo efectivo de los daños se ha optado por la hidrodemolición del hormigón dañado en las zonas que presentan patologías hasta descubrir y limpiar las barras, eliminando todo el hormigón dañado, incluso detrás de las barras de armado, de modo que se pueda garantizar la durabilidad de la reparación. La elección del procedimiento de hidrodemolición garantiza la integridad de las armaduras y evita las vibraciones y daños que pueden conllevar los medios mecánicos.

La reparación se planteó con productos inhibidores de la corrosión migratorios (Master Protect 8500 CI de la firma BASF), especialmente indicados para rehabilitación de estructuras con este tipo de daño, y se completó con la aplicación de un sellante que deje “respirar” al hormigón, no viéndose afectada la capacidad de difusión del vapor, pero que impida la entrada de contaminantes o la carbonatación hacia el interior. Estas actuaciones se plantearon de acuerdo con la UNE-EN 1504:2009 [8].

5. Reparaciones realizadas

Las reparaciones más importantes son la de las pilas. El procedimiento de reparación incluía:

- ✓ Preparación de caminos, desbroce y construcción de plataformas para los andamios. Montaje andamios.
- ✓ Eliminación manual y mecánica de elementos sueltos.

- ✓ Hidrosaneo (fig. 8).



Figura 8. Trabajos de hidrosaneo

- ✓ Hidrolimpieza de las armaduras.
- ✓ Pasivación armaduras (fig. 9).



Figura 9. Pasivación de armaduras

- ✓ Regeneración secciones del hormigón
- ✓ Aplicación de inhibidor de corrosión basado en silano organofuncional (fig. 10)



Figura 10. Aplicación del inhibidor

- ✓ Aplicación del sellante y pintura (fig. 11)

Las actuaciones de reparación indicadas se hicieron también extensivas a los paramentos

de los estribos, aunque estos se encontraban en mejores condiciones que las pilas.

Se realizaron también algunas reparaciones localizadas en algunas zonas localizadas de la cara inferior del tablero en coincidencia con las juntas de dilatación.



Figura 11. Aplicación de sellante y pintura

El resultado de la reparación realizada puede apreciarse en la Figura 12.



Figura 12. Vista general de las pilas reparadas

Dentro de las actuaciones se incluyeron la sustitución de varias de las juntas de dilatación que se encontraban deterioradas (fig. 13).



Figura 13. Vista de una de las juntas sustituidas

Finalmente indicar que se realizaron algunos trabajos para mejorar el drenaje del terreno por debajo del Viaducto, ya que existían zonas en las que se producía encharcamiento prácticamente permanente del terreno.

6. Supervisión y control de las obras

La ejecución de las reparaciones fue supervisada de forma continuada por un técnico a pie de obra, que comprobó la correcta ejecución de cada una de las fases previstas de la reparación.

Se realizaron ensayos de adherencia (fig. 14) para comprobar la correcta fijación del mortero de reparación al hormigón de las pilas.



Figura 14. Ensayo de adherencia

Estos ensayos realizados según la norma UNE-EN 1542:2000 [9] han dado en los cinco ensayos realizados valores iguales o superiores a los límites mínimos requeridos (2.2 MPa).

En cuanto al comportamiento de los productos inhibidores de corrosión, se realizaron medidas de los parámetros representativos: resistividad, potencial de corrosión y velocidad de corrosión, antes y después de aplicar dichos productos, obteniéndose los resultados que se muestran en la figura 15 para el caso de la resistividad.

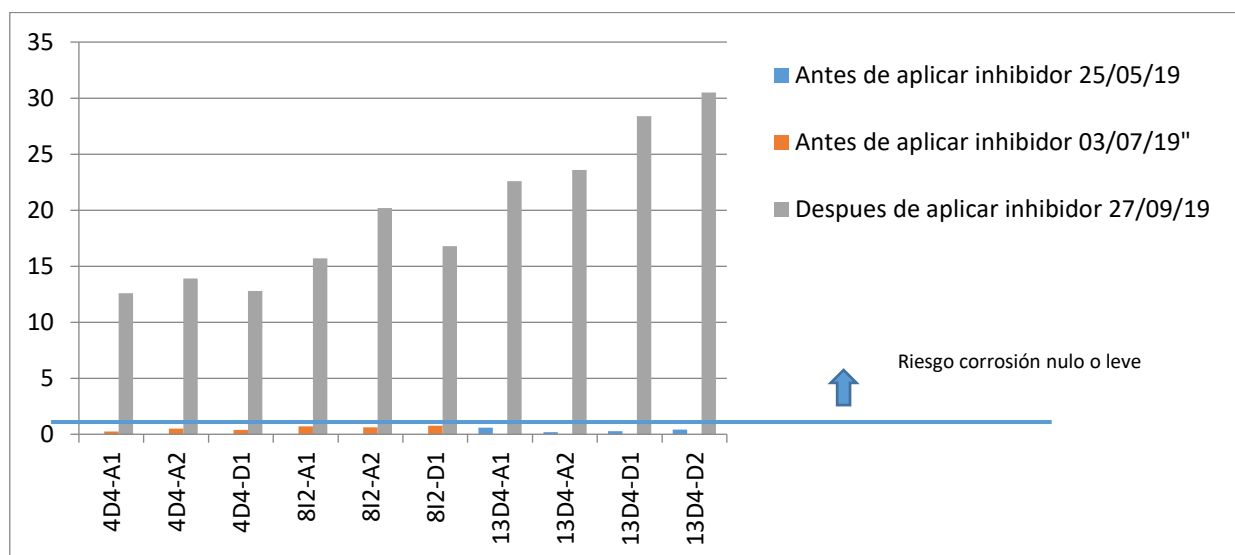


Figura 15. Comprobación de la evolución de la Resistividad (kohm x m)

Agradecimientos

Promotor:

Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias. Dirección General de Carreteras – Ministerio de Fomento

Empresa Constructora:

OGENSA

Asistencia Técnica a la Dirección de las Obras: PROES, Consultores S.A.

Colaboradores:

Levantamiento 3D: PROYESTEGAL

Ensayos “in situ” y en laboratorios: LACOTEC

Ensayos de adherencia: CEMOSA

Ensayos corrosión: BASF Dpto. Técnico

Referencias

- [1] J. Fernández Gómez, G. González Isabel, F. Hostalet Alba, J. M^a Izquierdo, J. Ley Urzaiz, Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón, INTEMAC, 2001.
- [2] UNE-EN 13791 “Evaluación de la resistencia a compresión in situ de estructuras y elementos prefabricados de hormigón” CTN 83 Hormigón, AENOR, Mayo 2009.
- [3] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-2008, Ministerio de Fomento, Madrid, 2008.
- [4] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EH-1968, Ministerio de Fomento, Madrid, 1968.
- [5] Dirección General de Carreteras, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-98, Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.
- [6] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-1998, Ministerio de Fomento, Madrid, 1998.
- [7] Dirección General de Carreteras, Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11, Ministerio de Fomento, Madrid, 2011.
- [8] UNE-EN 1504:2009. “Productos y sistemas para la protección y la reparación de las estructuras de hormigón. Definiciones, requisitos, control de calidad y evaluación de la conformidad” CTN 83 Hormigón, AENOR.
- [9] UNE-EN 1042:2000. Productos y sistemas para la protección y reparación de estructuras de hormigón: Métodos de ensayo. Determinación de la adhesión por tracción directa. CTN 83 Hormigón, AENOR