

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y
Recuperación de la Construcción

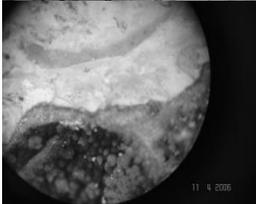
Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3>
revistaalconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volumen 2

Septiembre – Diciembre 2012

Número 3



N9-7S

Agrietamiento interno

17 cm 8 cm

Delaminación

Concreto original

Concreto de reparación - 2004

1-2 cm 7-8 cm 26-27 cm

HACIA EL EXTERIOR

[CI] = 1.18% p.cem

NÚCLEO DE VIGA N10-9 (mismo tipo de concreto)

[CI] = 0.40% p.cem

Para la VIGA N9-7 se encontró una [CI] = 0.19% p.cem

Revista Latinoamericana de Control, de Calidad Patología y
Recuperación de la Construcción

<http://www.revistaalconpat.org>

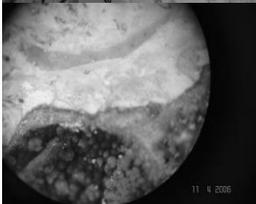




CONTENIDO

Página

- M. Fernández Cánovas:** Teoría y experiencias en el incremento de ductilidad de los hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero. 137
- M. H. F. Medeiros, E. Pereira, P. Helene:** Tratamiento de superficie con silicato de sodio para concreto: penetração de cloretos e absorção de água. 156
- J. Reyes, I. Silva, T. Pérez, F. Corvo, W. Martínez, E. M. Alonso y P. Quintana:** El deterioro del Baluarte de San Pedro, un estudio de caso. 169
- L. Echevarría, J.P. Gutiérrez:** Análisis crítico sobre el ensayo m-k de forjados de chapa colaborante. 184
- A. Lorenzi, L. C. Pinto da Silva Filho, J. L. Campagnolo, L. Fonseca:** Analyzing two different data processing strategies for monitoring concrete structures using ultrasonic pulse velocity 192
- G. Fajardo San Miguel, P. Valdez Tamez, M. Rodríguez Alvarado:** Deterioro por corrosión de elementos de concreto armado de un edificio industrial. 205



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional, Unidad Mérida
(CINVESTAV IPN – Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

Dra. Patricia Martínez
Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de
Ingeniería Civil
Monterrey, Nuevo León, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas
Universidad Politécnica de Madrid.
Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires.
Buenos Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.
São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo)
Saltillo, Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón

Centro de Estudios de Corrosión
Universidad de Zulia
Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco

Universidad Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

RAV2N3, Septiembre - Diciembre 2012

Mensaje del Editor en Jefe

REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROL DE CALIDAD,
PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el tercer número de nuestro segundo año al aire.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas que pudiesen tener aplicación con los casos de estudio.

En este V2N3, iniciamos con nuestro **artículo especial invitado**, procedente de **España**. El Dr. Manuel Fernández Cánovas presenta teoría y experiencias en el incremento de ductilidad de los hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero. Como es natural del Dr. Cánovas, la redacción de su artículo nos hace digerirlo en forma ágil, divertida y didáctica. Por ello esta lectura es un placer obligado.

En el segundo número, Marcelo Medeiros y colegas de **Brasil** presentan sus resultados de penetración de cloruros y absorción de agua en superficies de concreto tratadas con silicato de sodio. Entre sus resultados encuentran una reducción efectiva en el coeficiente de difusión de cloruros, el cual está relacionado directamente con una mayor vida de servicio del concreto reforzado.

El tercer artículo proveniente de **México y Cuba** corresponde al deterioro del Baluarte de San Pedro en la Ciudad de Campeche México, patrimonio de la humanidad. En este caso de estudio Tezozómac Pérez y sus colaboradores hacen un diagnóstico interesante sobre el daño producido y posible origen de costras negras en el Baluarte de San Pedro, edificio representativo del sistema defensivo de la ciudad. Entre otros resultados, a través de DRX encontraron presencia de yeso en los muros sur y suroeste del Baluarte, lo cual es indicio de la acción de emisiones de vehículos automotores que circulan diariamente sobre las avenidas circundantes.

En el cuarto artículo L. Echevarría y J. P. Gutiérrez de **España** hacen de un análisis crítico sobre el ensayo m-k de forjados de chapa colaborante. Ellos ponen de manifiesto cuáles son las

limitaciones del ensayo y señalan la información adicional que es capaz de proporcionar.

A. Lorenzi y sus colegas de **Brasil** analizan en el quinto artículo dos diferentes estrategias para el procesamiento de datos de la prueba de pulso ultrasónico. Llama la atención la forma inteligente y práctica en la que estos autores le sacan el máximo provecho al ultrasonido.

El último artículo de este número proviene de **México**. En este trabajo, Gerardo Fajardo y sus colaboradores reportan el inusualmente muy veloz deterioro del concreto reforzado en un edificio industrial. Esta experiencia podría ser común en la industria sin que quizá se tenga reportada una experiencia previa a la de este artículo. Leer éste y los anteriores trabajos será sin duda una oportunidad de conocer más sobre la patología de la construcción.

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT Internacional. Con esta edición la RA cierra su segundo año, habiendo publicado 3 números con un total de 18 artículos provenientes de 8 países: **Argentina, Brasil, Cuba, España, México, Portugal, Salvador y Venezuela**. Del total 8 fueron de investigación básica o aplicada, 7 de casos de estudio y 3 sobre estado de arte. Los casos de estudio correspondieron a **palacios, iglesias, sótanos de construcciones, edificios industriales, de carácter monumental y contemporáneo, hoteles y cubiertas metálicas**. Esto muestra la calidad de experiencias transmitidas a nuestra comunidad.

El 2013 le depara buenas noticias a RA, cuya presencia empieza a notarse ya con sus primeras citas. En nuestro siguiente número daremos a conocer nuestro ISSN y primeras estrategias de indexación. Nuestro más sincero agradecimiento por su colaboración, la cual deseamos que continúe, y nuestros mejores deseos para ustedes y sus familias en estas fiestas decembrinas así como en 2013.

Por el Consejo Editorial



Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Teoría y experiencias en el incremento de ductilidad de los hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero

Manuel Fernández Cánovas¹

¹Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Avda. Prof. Aranguren, s/n. 28040 Madrid (España).

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.33>

Artículo recibido el 02 de Mayo de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 24 de Julio de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2013

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 3, Septiembre - Diciembre 2012, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2012.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

RESUMEN

Las acciones de impacto y cargas impulsivas provocadas por misiles o choque de aeronaves sobre edificios de contención de reactores nucleares o sobre grandes depósitos de almacenamiento de gas licuado, o de vehículos o buques contra pilas de puentes, plataformas petrolíferas marinas, etc., o de ondas explosivas sobre edificios civiles o militares, siempre han tenido una gran importancia en ingeniería, pero las tienen más en estos últimos tiempos debido a la proliferación de actos terroristas. Las estructuras sometidas a estas acciones deben presentar un comportamiento diferente a las tradicionales debido a las grandes cantidades de energía que tienen que absorber y disipar en tiempos muy cortos, de aquí que los elementos estructurales formados por hormigón y acero, tengan que poseer una ductilidad suficiente para que mediante grandes deformaciones anelásticas no llegue a colapsar. En experiencias realizadas frente a acciones dinámicas parecidas a las provocadas por los sismos o a la acción de explosivos o de impacto de proyectiles hemos podido comprobar como el confinamiento de los elementos estructurales conseguido con armadura tradicional y fibras de acero puede producir una ductilidad notable. Este artículo tiene por objeto presentar los resultados de algunos trabajos de investigación en los que se muestra el comportamiento de elementos de hormigón armado reforzado con fibras de acero frente a este tipo de acciones.

Palabras clave: ductilidad; impacto; cargas impulsivas; sismos; hormigón de alta resistencia; fibras de acero; cráter de salida.

ABSTRACT

Impact and impulsive loads such of those caused by missile and aircraft impact on nuclear containers or big liquated gas reservoirs, vehicles or ships in collision with bridges piles or offshore structures, or by blast waves on civil and military buildings or shelters, have played an important role in civil engineering, but today these actions reach a transcendental role because the proliferation of terrorist menaces. The behaviour of structures under these actions must be different of traditional ones, because of the big quantity of energy they must absorb and dissipate in a very short time, so structural elements formed by reinforced concrete must have ductility enough to reach large anelastic strains without failure. In tests carried out by us in high strength concrete structural elements under impact of projectiles or dynamic actions, similar to those produce by seismic movements, we have checked how with a confinement by means of steel stirrups with the complement of steel fibers is possible to reach a notable ductility. The goal of this article is to present the results of some research works carried out showing the behaviour of reinforced concrete with steel fibers elements against these type of actions.

Keywords: ductility; impact; impulsive loads; earthquake; high strength concrete; steel fibers; scabbing.

Autor de contacto: Manuel Fernández Cánovas (mfcanovas2@telefonica.net)

1. INTRODUCCION

Hasta hace muy pocos años el diseño de estructuras de hormigón armado sometidas a acciones de impacto y cargas impulsivas, especialmente con proyectiles o explosivos, se realizaba después de analizar los resultados experimentales llevados a cabo sobre elementos a escala natural, lo cual era, en general, bastante lento y siempre muy costoso.

La diversidad de riesgos de acciones dinámicas sobre las estructuras, como las consideradas anteriormente, más las producidas por sismos, y la necesidad de protegerlas adecuadamente ha dado lugar a potenciar cada vez más las investigaciones basadas en tratamientos analíticos, numéricos o computacionales, aunque esto no resta para que los resultados obtenidos deban contrastarse con la experimentación. Por otra parte, los conocimientos que se tienen de este tipo de problemas son mucho más reducidos que los que se tienen de estructuras convencionales sometidas a acciones estáticas.

Es cierto que la probabilidad de que existan acciones de impacto o de cargas impulsivas durante el desarrollo de la vida de una estructura es muy reducida, sin embargo también es verdad que las consecuencias de acciones de este tipo son en general tremendamente graves como lo demuestra el hecho de las acciones terroristas recientes sobre las Twin Towers del Trade World Center de N.Y., por poner un sólo ejemplo.

Actualmente, en algunos países, existe una psicosis de protección frente a acciones terroristas y no es de extrañar que los gobiernos traten no sólo de proteger a sus políticos con guardaespaldas, sino de proteger también a centros que son vitales para el funcionamiento de una nación (centros de transmisiones, de procesos de datos, de seguridad nacional, etc.), mediante estructuras resistentes a determinadas amenazas. Igualmente muchas empresas importantes de capital propio o extranjero, bancos, etc., están cada vez más preocupadas por la seguridad de sus estructuras.

En las construcciones sometidas a estas acciones es necesario utilizar materiales con un buen comportamiento mecánico debido a que tienen que ser capaces de absorber una gran cantidad de energía dentro de un periodo de comportamiento inelástico, debiendo ser además económicos y seguros. El comportamiento no lineal difiere de la teoría elástica y plástica a la que está acostumbrado normalmente el ingeniero; este comportamiento no lineal del material, con efectos de grandes velocidades de deformación y en la mayor parte de los casos con geometrías no lineales dificulta enormemente el problema.

Al ser muchas las acciones a considerar nos vamos a referir en lo que sigue a analizar como el confinamiento de determinados elementos estructurales puede contribuir de una forma muy positiva a evitar daños en las mismos, especialmente en el caso de sismos, de ondas explosivas de choque, y de impactos de proyectiles, y como la adición de fibras de acero al hormigón potencia de una forma notable la acción de confinamiento producida por las armaduras.

2. MODELOS CONSIDERADOS

Las acciones dinámicas sobre las estructuras de hormigón armado, consideradas anteriormente, hacen que el comportamiento de los materiales (hormigón y acero) tenga que adaptarse a ellas para resistirlas. La complejidad del problema hace que exista una gran diversidad de modelos para explicar estos fenómenos de los cuales unos se adaptan mejor que otros a la realidad del problema (CEB, 1988).

Al diagrama clásico al que se está acostumbrado en ingeniería de tensión-deformación $\sigma = f(\epsilon)$, hay que adaptarle el de la velocidad de deformación $\epsilon = f(t)$, e incluso el del "historial de cargas" sobre la estructura, con lo cual el diagrama se complica ya que obedece a una función del tipo: $\sigma = f(\epsilon, \epsilon', \text{historial de cargas})$.

Los materiales (hormigón y acero) que cumplen con la relación anterior pueden agruparse en varios modelos que tienen en cuenta las teorías de elasticidad, plasticidad, viscoplasticidad, etc. Observando las investigaciones realizadas en este campo nos encontramos con:

- Modelos elásticos lineales o no-lineales (no muy apropiados para estas aplicaciones).
- Modelos viscoelásticos (más apropiados a fenómenos de fluencia y de relajación).
- Modelos viscoplásticos (utilizados durante muchos años en problemas de impacto).
- Modelos basados en plasticidad.
 - Materiales con comportamiento elásto-plástico perfecto.
 - Materiales con comportamiento elásto-plástico con endurecimiento.
- Teoría endocrónica (basada en la teoría viscoelástica complementada con la variable de tiempo intrínseco).
- Mecánica de fractura (teoría que simula las bases para producir la propagación inestable de grietas)
- Teoría de daño (basada en la idea de que un daño ocurre como una degradación de un material bajo deformación).
- Aproximaciones estocásticas.

Cualquiera que sea el modelo elegido, en las acciones dinámicas juega un papel importante las características mecánicas de los materiales que, en el caso que nos ocupa, son el hormigón y el acero, y dentro de ellas las resistencias mecánicas, el módulo de elasticidad y de forma muy especial la "ductilidad".

3. DIFERENCIA ENTRE DUCTILIDAD Y TENACIDAD

Es muy frecuente, como hemos podido observar a través de los años que llevamos enseñando Ciencia y Tecnología de Materiales de Construcción, que muchos alumnos confundan los términos de "ductilidad" y "tenacidad". Ambos conceptos, aunque están relacionados, son diferentes.

La ductilidad se puede considerar como la capacidad que tiene un material para deformarse permanentemente, antes de alcanzar su rotura, y se expresa por medio del alargamiento o por la reducción de sección, generalmente no en valores absolutos sino relativos. En este caso los valores de la longitud o de la sección iniciales tomadas son muy importantes. En ingeniería es muy importante conocer la ductilidad dado que ésta demuestra hasta que punto puede deformarse un material sin alcanzar la rotura.

La tenacidad, por su parte, indica la capacidad de absorber energía un material antes de llegar a su rotura y se expresa mediante el área comprendida entre la curva carga-deformación, el eje de abscisas y la vertical en el punto correspondiente a la rotura.

El consumo de energía necesario para llevar a la rotura al material viene dado, por tanto, por el valor de la fuerza realizada para alcanzar la rotura, que se desplaza a lo largo de la deformación que se tiene al llegar a la misma, durante el tiempo necesario. Se ve, por consiguiente, que para que un material sea tenaz debe poseer resistencia pero también ductilidad. Desde este punto de vista, el plomo tiene poca tenacidad pero mucha ductilidad dado que se deforma mucho antes de

alcanzar la rotura, mientras que un alambre de acero trefilado tiene una resistencia muy alta que le da cierta tenacidad y baja ductilidad dada su poca deformación plástica.

Por supuesto que observando la curva carga-deformación de un material, su rama de comportamiento elástico y la de comportamiento plástico o anelástico, nos podemos hacer a simple vista una idea de la tenacidad y ductilidad que tiene ese material.

4. VENTAJAS E INCONVENIENTES DEL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

Al “hormigón de alta resistencia” se le suele denominar también “hormigón de altas prestaciones”. Esta última denominación nunca nos ha parecido afortunada y en esto coincidimos con Adam Neville quién dice: “acepto el término de altas prestaciones debido a que todo el mundo parece aceptarlo, pero, sin embargo, no por eso dejo de considerarlo presuntuoso.

Los hormigones de alta resistencia se dice que además son de alta durabilidad (Cánova, 2011). Esta afirmación puede prestarse confusión. Es cierta en cuanto a que debido a su baja porosidad, la permeabilidad al agua y la velocidad de difusión de sustancias agresivas disminuye considerablemente, lo que repercute en una mayor durabilidad frente a medios químicos agresivos y a la corrosión de armaduras. Por este mismo motivo su resistencia a los ciclos hielo-deshielo es mayor que en los hormigones tradicionales lo cual no descarta el que en ocasiones haya que emplear agentes aireantes en condiciones ambientales extremas. No lo es cierta en cuanto estos hormigones utilizan un alto contenido de cemento con lo cual el peligro de fisuración por retracción es elevado a lo que contribuye también el que el contenido de agua de amasado no suele bajar con respecto a un hormigón tradicional aunque la relación a/c sea pequeña. El alto contenido de cemento obliga a una más cuidadosa selección de áridos por el mayor peligro de reacción árido álcali. Así mismo, este alto contenido de cemento hace que el peligro de retracción térmica en los mismos sea grande como se aprecia en la microfisuración que presentan la mayoría de ellos. Por último, hay que indicar que son más sensibles a la acción del fuego y que su falta de ductilidad es un factor muy negativo, o lo que es igual su fragilidad los hace peligrosos en algunas aplicaciones.

El comportamiento frágil de estos hormigones puede ser un grave inconveniente especialmente en zonas de elevado riesgo sísmico, de aquí el que estos hormigones encuentren mucha desconfianza en su utilización en pilares de edificios altos situados en zonas sometidas a sismos.

El Código Modelo CEB-FIP de 1990 indica como las curvas tensión-deformación del hormigón varían de acuerdo con la resistencia del mismo, observándose como la curva post-pico descende casi en vertical cuando la resistencia del hormigón supera los 60 N/mm², es decir, la deformación plástica prácticamente desaparece (Figura 1).

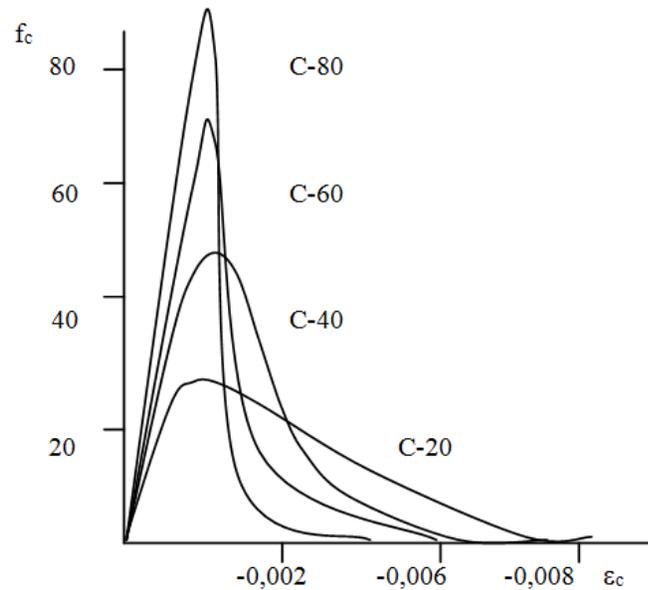


Figura 1. Diagramas de tensión-deformación de hormigones de diferentes resistencias a compresión.

La española Instrucción de Hormigón Estructural EHE 08(Comisión Permanente del Hormigón, 2008) tipifica los hormigones de acuerdo con su resistencia característica dentro de la gama comprendida entre 20 a 100 N/mm², si bien los utilizados en hormigón armado su resistencia mínima esta limitada en 25 N/mm². Desde el punto de vista de análisis estructural la Instrucción indica que son aplicables los principios y métodos de cálculo establecidos en la misma, recomendándose en el caso de realizar un análisis lineal con redistribución limitada, garantizar la ductilidad de las secciones críticas. El aumento de resistencia supone una pérdida de ductilidad para el hormigón y esta situación puede conducir a una pérdida de ductilidad a nivel seccional.

Con respecto al calculo de secciones y elementos estructurales, considera que en el diagrama parábola-rectángulo o en el diagrama rectangular, se tenga en cuenta la disminución progresiva de la deformación de rotura cuando aumenta la resistencia del hormigón, para lo cual para secciones en las que intervengan hormigones de resistencia superior a 50 N/mm² modifica, en el diagrama parábola rectángulo las deformaciones de rotura a compresión simple ϵ_{co} y la deformación última ϵ_{cu} de acuerdo con la resistencia característica del hormigón f_{ck} , y en el diagrama rectangular la altura del bloque comprimido de acuerdo con f_{ck} .

Este efecto de falta de ductilidad de los hormigones de resistencia alta se tiene en cuenta también al limitar, de acuerdo con el valor de f_{ck} , los valores a tomar del esfuerzo de cortante de agotamiento por compresión oblicua o del torsor de agotamiento en bielas comprimidas o en la tensión máxima resistente de punzonamiento en el perímetro crítico.

5. CONFINAMIENTO

El confinamiento consiste en impedir la deformación transversal a la dirección del esfuerzo en un elemento estructural. El confinamiento en un pilar en general, y en particular cuando éste sea de alta resistencia, da lugar a un buen aprovechamiento de la resistencia a compresión del hormigón al frenar la rotura por fragilidad del mismo.

El confinamiento del hormigón modifica de una forma notable la rama descendente post-pico de la curva tensión-deformación (Figura 1). La influencia de este confinamiento ha sido estudiada por muchos investigadores entre los que hay que destacar a Kent y Park, que consideran la rama post-pico descendente como rectilínea, y a Mander, Popovics y Diniz que basa, este último, sus estudios en los diagramas de Furfiti y Cusson, que consideran a esta rama descendente como curva.

Para ver el efecto de confinamiento del hormigón es recomendable elegir entre los muchos modelos existentes de curvas tensión-deformación los propuestos por Kent y Park en 1971 y el modelo propuesto en 1995 por Cusson y Paultre que es una perfección del de Popovics de 1973.

En el primero, de Kent y Park, el diagrama tiene la forma de la Figura 2. La parte ascendente de la curva es una parábola de segundo grado y en ella se supone que el acero de confinamiento no afecta a la curva ni a la deformación de pico. Se supone que la máxima resistencia f_{lc} se corresponde con la resistencia característica del hormigón y se desprecia el aumento que produce el confinamiento.

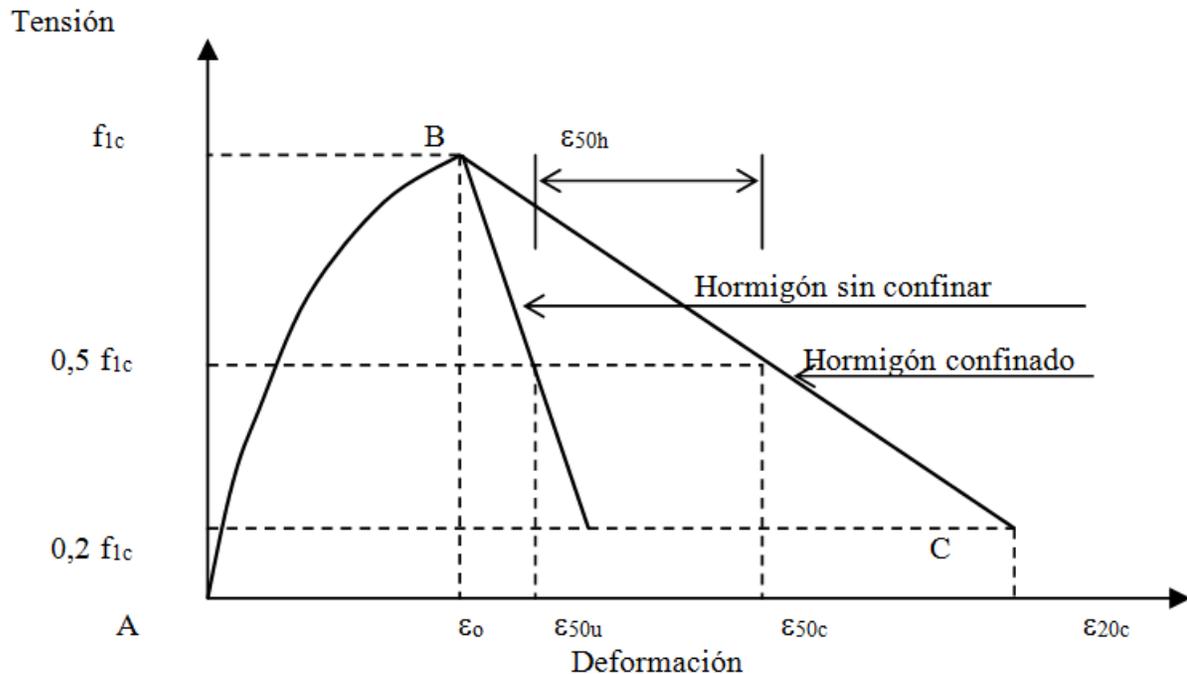


Figura 2. Diagramas de Kent y Park de tensión-deformación para hormigones confinados y sin confinar.

En el modelo de Cusson y Paultre el diagrama tensión-deformación toma una forma muy elocuente en la que se aprecia perfectamente el efecto del confinamiento según se ve en la Figura 3.

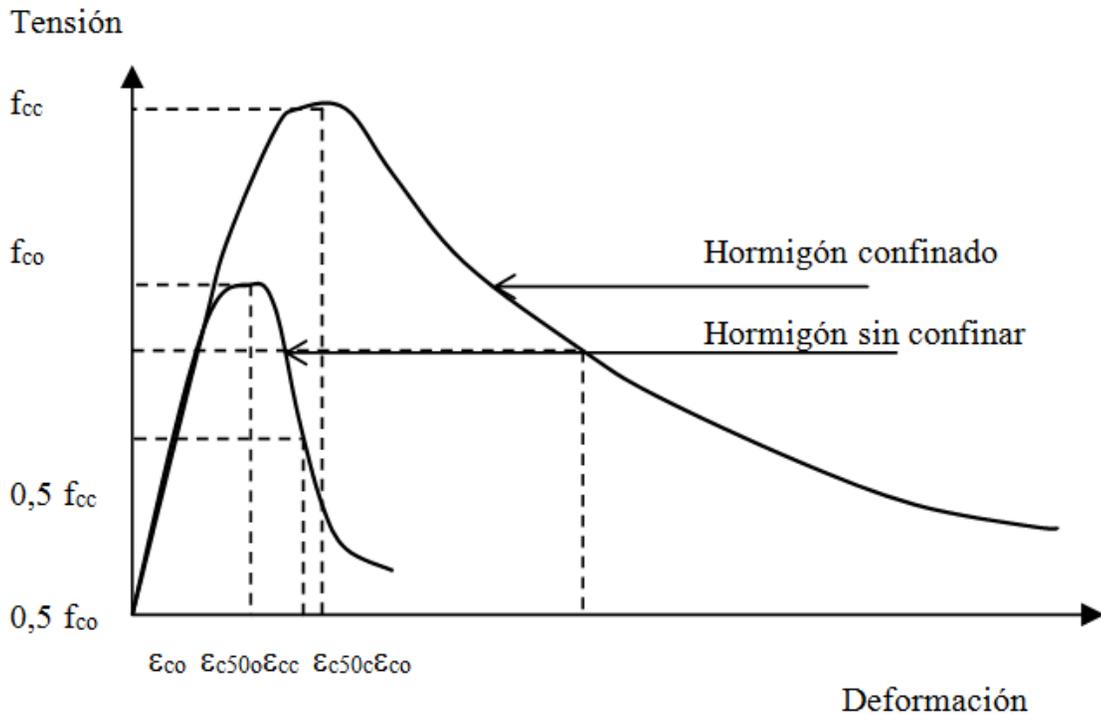


Figura 3. Diagramas de Cusson y Paultre de tensión-deformación para hormigones confinados y sin confinar.

Como se ve en el gráfico anterior, Kent y Park consideran que la deformación de pico es una constante para cualquier tipo de hormigón y la tensión de pico no se incrementa con la existencia del confinamiento. Cusson es más realista con su modelo viéndose como la deformación de pico y la resistencia del hormigón dependen del confinamiento del mismo.

Cualquiera que sea el caso, se aprecia en ambos gráficos como la ductilidad y la tenacidad crecen de una forma notable con el confinamiento.

Yazzar (Yazzar, 2000), ha realizado un estudio muy completo sobre confinamiento creando su propio modelo que se ajusta bastante bien a la experimentación. En sus trabajos utiliza probetas de sección cilíndrica y de sección cuadrada fabricadas con hormigones de 25, 50, 75 y 100 N/mm², y con diferentes grados de confinamiento que oscilan entre 0 y 4,22 %. El modelo de curva tensión- deformación obtenido después de analizar los resultados del ensayo de 224 probetas se parece mucho al obtenido por Cusson según puede apreciarse en las Figuras 4 y 5.

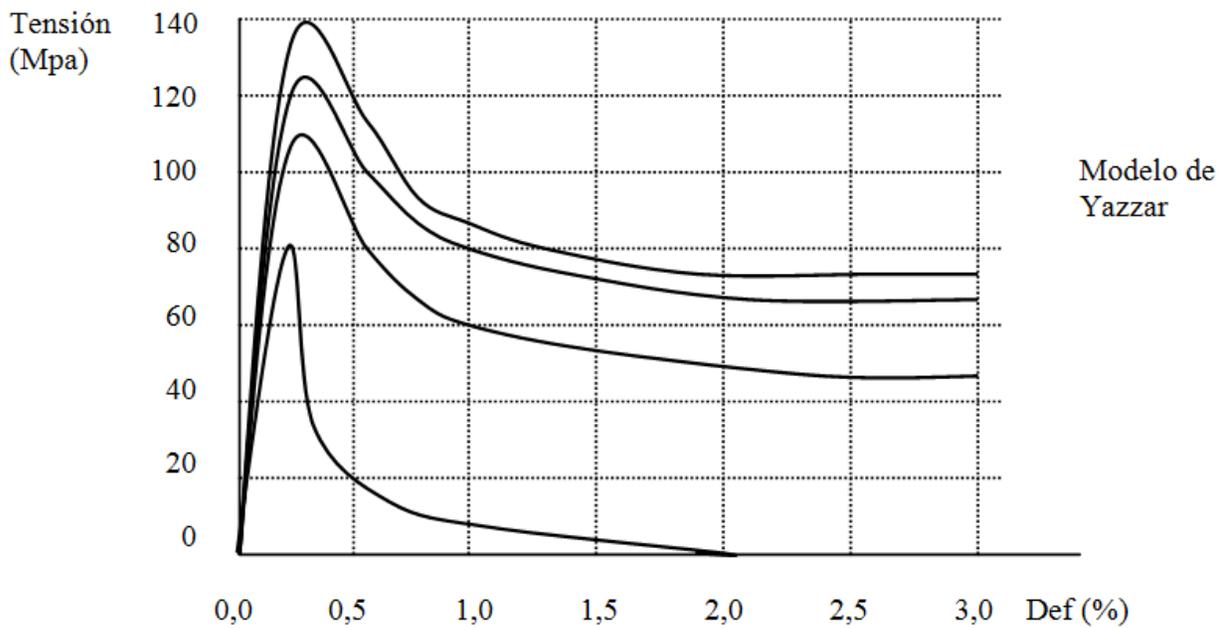


Figura 4. Diagramas de Yazzar de tensión-deformación para hormigones confinados de resistencias a compresión de 25, 50, 75 y 100 N/mm².

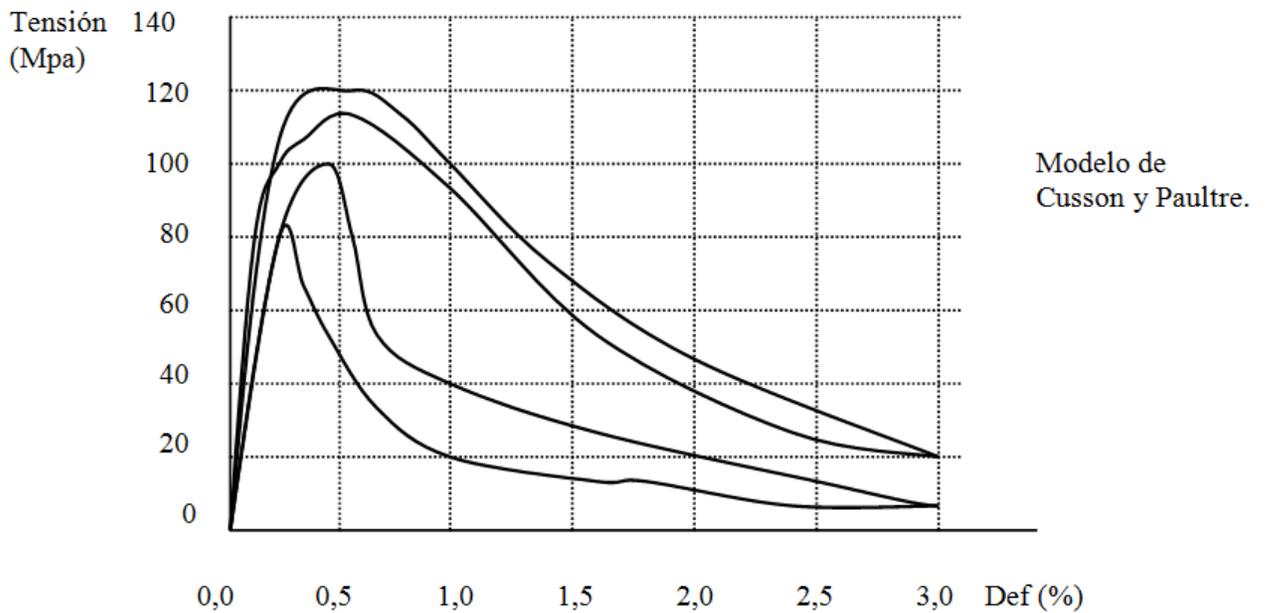


Figura 5. Diagramas de Cusson y Paultre de tensión-deformación para hormigones confinados de resistencias a compresión de 25, 50, 75 y 100 N/mm².

Los parámetros empleados en esta investigación se introdujeron en el modelo de Kent y Park obteniéndose el gráfico de la figura 6 en el que se puede apreciar perfectamente como en los hormigones tradicionales (25 N/mm^2) la influencia del grado de confinamiento sobre la ductilidad es muy pequeña y como, sin embargo, en los hormigones de alta resistencia (90 N/mm^2) el grado de confinamiento es fundamental para conseguir que estos sean dúctiles.

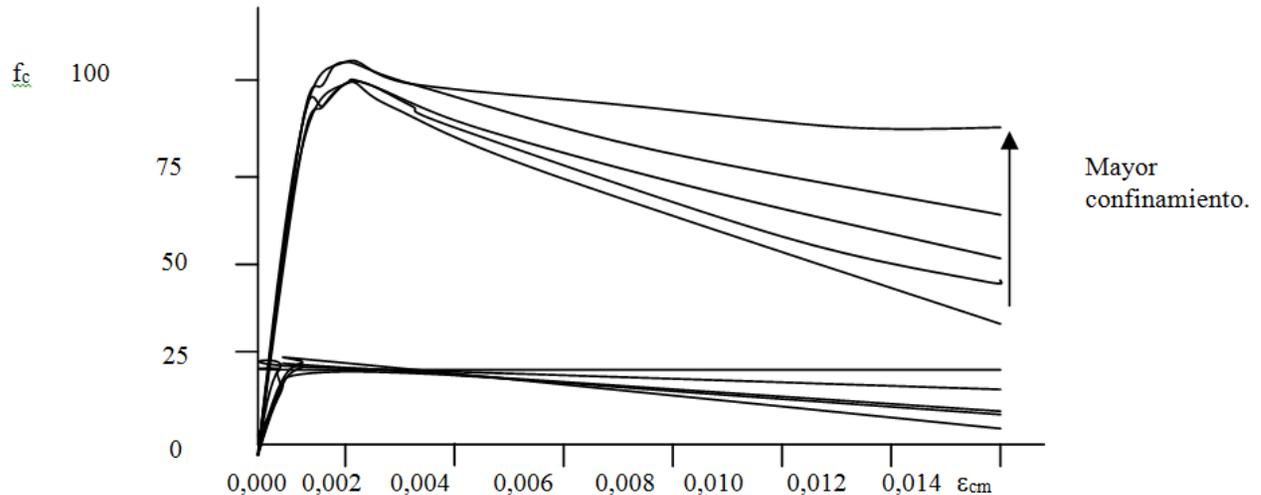


Figura 6. Diagramas de Kent y Park de tensión-deformación para valores de resistencia a compresión de 25 y 100 N/mm^2 y confinamientos de 0 y 4,22%.

En los ensayos de compresión con confinamiento se observa que antes de llegar a la tensión de pico se produce la rotura del recubrimiento de la armadura, lo cual es lógico dado las distintas tensiones a las que están sometidos el hormigón del núcleo y el de recubrimiento, el primero sometido a una compresión prácticamente triaxial por el efecto de la armadura transversal y el segundo a compresión simple. La rotura del hormigón de recubrimiento hace que se pierda un porcentaje de resistencia importante por este efecto. Empleando fibras de acero como adición al hormigón se ha podido comprobar que no sólo la ductilidad crece de una forma considerable sino que también se elimina la rotura y desprendimiento del hormigón del recubrimiento.

6. FORMA DE CONSEGUIR EL CONFINAMIENTO

Para corregir el efecto de la falta de ductilidad en pilares, y especialmente en las zonas críticas de éstos, los códigos especifican unas cuantías mínimas de refuerzo transversal en esas zonas, basándose esas cuantías en criterios experimentales y de resistencia. Cuando se trata de pilares construidos con hormigón tradicional estas cuantías de refuerzo aseguran una ductilidad suficiente de los mismos, pero estos criterios son de dudosa aplicación a la hora de proyectar pilares construidos con hormigones de alta en los que hay que tener en cuenta que para conseguir una buena resistencia frente a los sismos hay que tener estructuras que puedan disipar una gran cantidad de energía especialmente mediante deformación inelástica y el hormigón de alta resistencia carece de esta deformación.

Yazzar en sus ensayos de confinamiento sobre pilares ha empleado elementos estructurales a escala natural, estando formados éstos por dos medios pilares alineados que por su base se unen a un trozo de macizo muy rígido que simula el empotramiento perfecto de la cimentación. Los dos medios pilares se someten a la acción de una carga axial fija, mientras que la parte correspondiente al macizo central se somete a una carga cíclica creciente. Un esquema del sistema empleado por Yazzar en su investigación es el que aparece en la Figura 7.

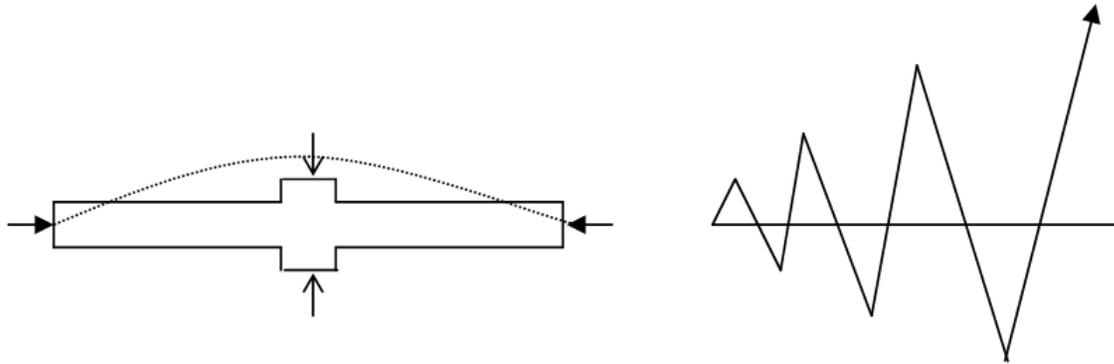


Figura 7. Elemento estructural formado por dos semipilares y losa de entrepiso para ensayar frente a la acción dinámica de una carga cíclica de intensidad creciente.

Al actuar así se tienen dos pilares unidos a la base que es el macizo.

En sus ensayos Yazzar emplea pilares con esbelteces por encima y por debajo de la esbeltez mecánica límite dada por la Instrucción española EHE que es de 35. Para cada esbeltez emplea un hormigón normal (HN) de 42 N/mm^2 , un hormigón de alta resistencia (HAR) de 90 N/mm^2 y el mismo HAR-90 con incorporación de 0,7% de fibras de acero (55 kg/m^3) de 30 mm de longitud y esbeltez 60. La cuantía de refuerzo transversal empleado es del 1,2 % en el caso de HN y de 1,9% en los dos casos de HAR.

En estos ensayos Yazzar determina los tres parámetros relacionados con la ductilidad: longitud de la rótula, la rama descendente de la curva tensión-deformación, y la capacidad de rotación de la rótula.

Después de los ensayos se pudo comprobar como los pilares de HN presentaban un nivel de daños muy inferior al que presentaban los de HAR, siendo en las proximidades del macizo, es decir en las zonas críticas donde se forman las rotulas, donde se produce un desprendimiento intenso de hormigón de recubrimiento. Los pilares de HAR reforzado con fibras de acero presentaban un aspecto mucho mejor no apreciándose desprendimiento del recubrimiento a pesar de haber soportado un momento flector máximo ligeramente superior y con curvaturas muy parecidas a las de los otros pilares.

El diagrama momento-curvatura para estos pilares de hormigón de alta resistencia reforzados con fibras de acero puede verse en la figura 8, apreciándose como el comportamiento experimental es notablemente mejor que el del modelo teórico propuesto y bastante mejor que el de la curva de Kent y Park.

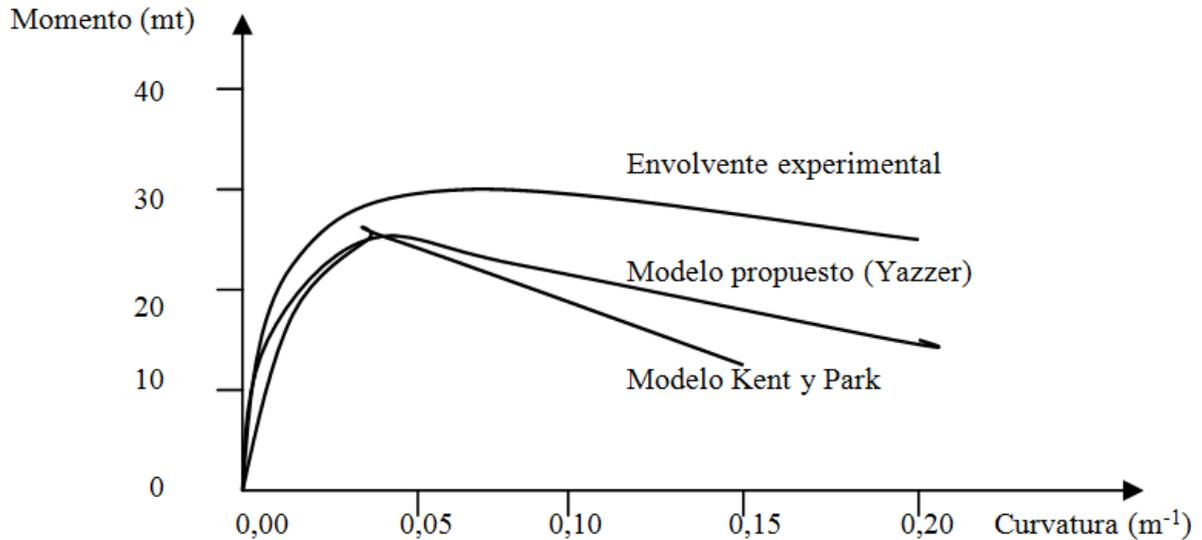


Figura 8. Comparación entre las curvas tensión-deformación obtenidas con el modelo de Kent y Park en el ensayo de viga de entrepiso, las obtenidas con el modelo de Yazzer y las obtenidas experimentalmente.

En el caso de pilares de hormigones de alta resistencia adecuadamente confinados se obtiene un comportamiento muy dúctil manteniendo grandes deformaciones, de aquí que el bloque rectangular de esfuerzos a compresión se pueda considerar como un parámetro importante para determinar la ductilidad de la sección. En caso de que el confinamiento no sea el adecuado los pilares terminan por fallar por rotura frágil y el comportamiento de los mismos es mucho peor que en el caso de pilares construidos con hormigón tradicional.

7. ACCION DE LOS EXPLOSIVOS

Cuando un explosivo sólido, líquido o gaseoso, explota en la proximidad de una pantalla de hormigón armado la onda de choque que incide sobre la misma (Figura 9) ocasiona deformaciones que pueden llegar a ser tan importantes como para que se produzca su destrucción y la fragmentación del hormigón de sus paramentos que pueden salir lanzados a gran velocidad impactando sobre personas y objetos más o menos próximos.

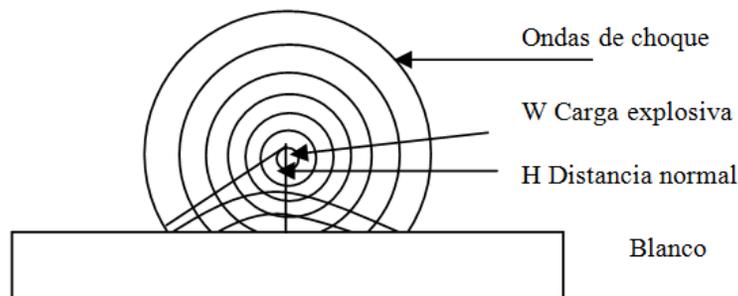


Figura 9. Ondas incidentes y reflejadas sobre un muro-blanco sometido a la acción de una carga explosiva de carga W situada a una distancia H del muro.

Cuando una pantalla se ha de proteger frente a explosiones, en su diseño, normalmente, se tiene como datos básicos la presión de la onda de choque y la duración de actuación de esta onda sobre el elemento. En las pantallas o los recintos protegidos la fragmentación puede adquirir una importancia grande en el diseño de la protección. Las propiedades físicas y químicas del explosivo determinan la magnitud de la presión de la onda de choque, mientras que la distribución de presiones sobre el recinto o edificio es función de la localización del explosivo con respecto a los componentes estructurales del mismo, contando en esta localización la distancia y el ángulo de incidencia de la onda con respecto al plano del elemento considerado. La magnitud y características de la onda de choque son las acciones que van a condicionar la respuesta dinámica de la estructura en función de sus dimensiones y de la cuantía de acero de armado que posea (Department of the Army).

La velocidad de los fragmentos es también función de las propiedades del explosivo, de su situación con respecto a la estructura y de la propia tenacidad del hormigón.

Por otra parte, los daños producidos por una misma cantidad de un explosivo determinado son dependientes de si la explosión es libre y exterior al edificio o recinto o, por el contrario, si ésta se encuentra confinada en el interior del mismo. Por supuesto que el segundo caso es el que mayor magnitud de daños ocasiona.

A veces los explosivos se encierran en contenedores de cierta rigidez dentro de los cuales se colocan elementos que actúan como metralla (tuercas, tornillos, remaches, etc.). Estos elementos, dependiendo de su masa y velocidad, conocidos como fragmentos primarios, pueden penetrar pantallas, generalmente no protegidas, causando daños importantes en el personal y en los equipos situados tras dichas pantallas.

El grado de protección dado por una estructura se elige de acuerdo con la cuantía de los daños que se trata de evitar. Así, generalmente para personal y equipos se suele exigir protección completa frente a un determinado tipo y cantidad de explosivo actuando a una distancia determinada.

La respuesta dinámica de una estructura frente a un explosivo depende de las propiedades (tipo, peso, forma, etc.) del mismo, la localización de éste, la ductilidad de la construcción protegida, y las propiedades físicas y configuración de la construcción. Para una estructura dada y explosivo determinado, la presión de cálculo es función de la localización del explosivo con respecto a la estructura protegida.

Los criterios de cálculo son de tres niveles (Escuela Politécnica Superior del Ejército, 1981). En el primer nivel que corresponde a alta presión, se tiene una onda de muy alta presión y corta duración; esta onda tan rápida no permite por falta de tiempo, el que la estructura alcance su flecha máxima. En este nivel la relación entre el tiempo de respuesta y el de duración de la onda es $t_m/t_o > 3$. Los niveles de presiones para los que ocurren estas condiciones son muy altos y siempre con presiones muy superiores a los 1,4 N/mm² (200 psi). En el nivel intermedio la onda de presión de choque tiene una presión muy baja pero la duración es más alta con lo cual la estructura tiene un tiempo de respuesta intermedio, de forma que $3 > t_m/t_o > 0,1$, y con niveles de presión de onda de valor inferior a 1,4 N/mm². El tercer nivel o de baja presión, es el inferior de los tres con ondas de choque de baja presión pero de larga duración, este nivel tiene lugar para presiones inferiores a 0,07 N/mm² (10 psi) y la relación entre el tiempo de respuesta y el de duración de la onda incidente es $t_m/t_o > 0,1$.

En el primer caso, el criterio de cálculo esta basado en la acción de un impulso, mientras que en el segundo en una función de la presión-tiempo y en el tercero en la amplitud de la onda de choque.

Cuando los elementos se encuentran sometidos a la acción de explosivos situados próximos a ellos y actuando perpendicularmente a la superficie principal el criterio de cálculo a seguir es el primero de los mencionados anteriormente, es decir de impulso, en el cual se tiene en cuenta el área comprendida dentro de la curva presión-tiempo (figura 10), en la que se observa como la onda ejerce un efecto positivo hasta un tiempo t_0 y luego lo hace negativo con presiones muy inferiores a las de la fase positiva.

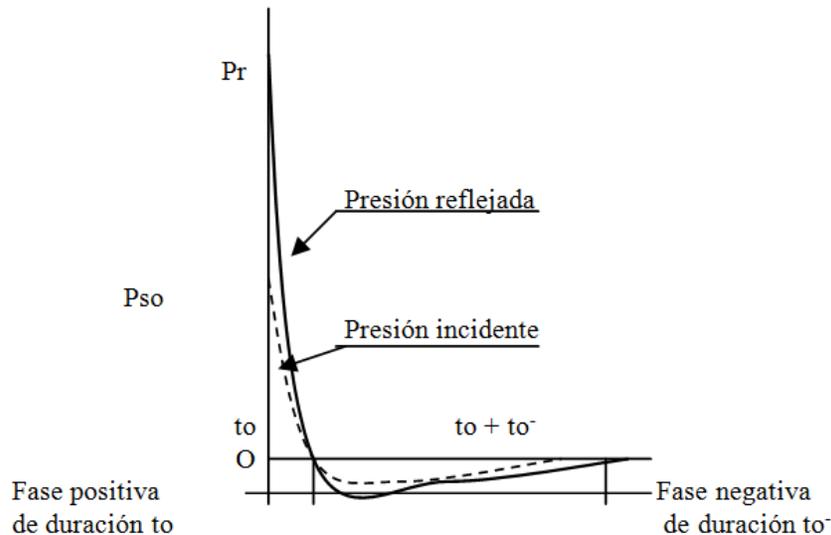


Figura 10. Curva de presiones incidente y reflejada sobre un muro provocadas por la explosión de una carga explosiva.

Siempre que una onda de presión incide sobre una estructura se produce una onda reflejada cuya presión puede llegar a ser varias veces superior a la de la onda incidente, dependiendo del ángulo de incidencia y de la propia presión de la incidente.

Las estructuras responden frente al impacto dinámico de las explosiones de acuerdo con dos comportamientos diferentes, uno dúctil en virtud del cual el elemento estructural adquiere una gran deformación inelástica que no llega a producir el colapso del mismo, y el otro de tipo frágil con el cual llega a producirse el colapso parcial o total del elemento. El que un elemento estructural se comporte en uno u otro sentido depende de la magnitud y duración de la explosión, de que se produzca fragmentación con facilidad y en definitiva de la ductilidad y de las características resistentes del mismo.

Cuando un elemento estructural muy armado se carga dinámicamente el elemento flexa y se fisura. El tiempo de deformación viene dado por la condición de que la energía de deformación sea igual a la energía cinética producida por la carga aplicada. Cuando esto ocurre, si el acero de las armaduras ha superado el límite elástico, el elemento quedará con una deformación remanente, se producirán proyecciones de fragmentos y el colapso parcial o total del mismo de acuerdo con la magnitud de la deformación experimentada que será función, para una carga dinámica dada, de la luz del elemento estructural (pantalla), del espesor del mismo, de la cuantía y tipo de acero empleado, de la disposición de la armadura, y de la forma y cuantía de fibras de acero utilizadas.

Si las cargas no son excesivamente grandes el límite elástico no se superará y el elemento estructural flexionará pero recuperará su forma primitiva con o sin fisuración del hormigón.

A fin de asegurar un comportamiento tenaz y optimizar el desarrollo de energía de deformación disponible en el hormigón armado es preciso disponer de una armadura con características de diseño diferentes a las del hormigón armado tradicional, especialmente para absorber los grandes esfuerzos de cortante que pueden producirse.

Los elementos hay que armarlos simétricamente haciendo que la armadura situada en la zona comprimida tenga la misma cuantía y disposición que la situada en la zona traccionada, es decir, las armaduras del paramento interior y exterior del muro deben ser simétricas con respecto al plano medio del mismo. Las barras horizontales deben estar enlazadas por medio de barras en diagonales continuas y dispuestas en forma de lazos.

Por último hay que indicar que dada la importancia que tiene el evitar desprendimiento de fragmentos que puedan ocasionar daños humanos o materiales, es conveniente reforzar al hormigón utilizado en las pantallas por medio de la incorporación a su masa de fibras de acero. Estas fibras, además de atar al hormigón impidiendo la proyección de fragmentos, tienen la ventaja de que, por el considerable aumento que producen en la ductilidad del hormigón, incrementan de forma considerable su resistencia al impacto provocado por los explosivos así como la penetración de fragmentos primarios procedentes de la metralla, e incluso la penetración de proyectiles de mediano calibre procedente del exterior.

En la figura 11 se representa la sección de uno de los muros de un "bunker", proyectado últimamente por el autor de este artículo, que encierra el centro de procesos de datos de la sede central un banco español de ámbito internacional, protegido frente a la amenaza de acciones terroristas con explosivos. Con anterioridad ya había proyectado, bajo la iniciativa de IBM, otro centro informático para la central en Madrid de una cadena de supermercados multinacional, situado debajo de un aparcamiento al aire libre y protegido por una losa capaz de resistir la acción de 50 kg de explosivo situado en una furgoneta que estuviese aparcada sobre ella.

En caso de explosión no debían de producirse el colapso de la losa ni proyección de fragmentos que pudiesen poner fuera de servicio los equipos de informática y electrónicos situado en el centro subterráneo.

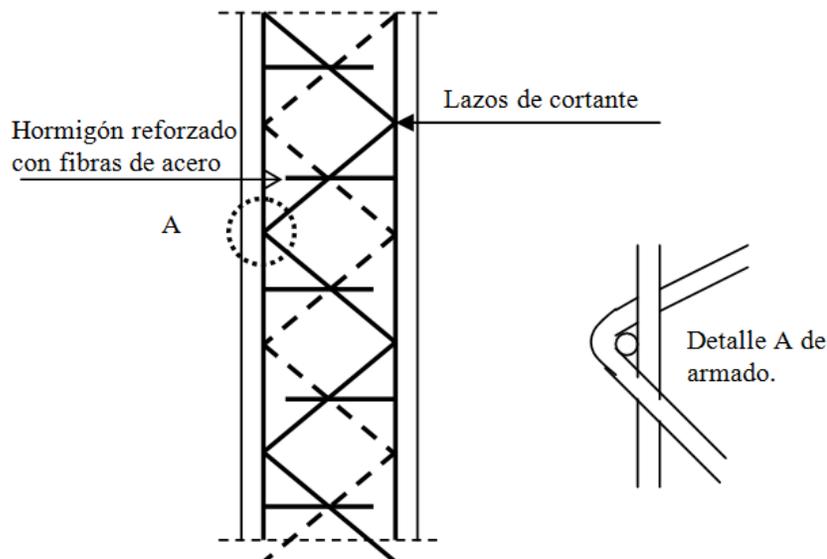


Figura 11. Diseño de armadura de acero para resistir las solicitaciones de flexión y cortante en muros sometidos a cargas explosivas.

8. IMPACTO DE PROYECTILES

El efecto del impacto de proyectiles sobre barreras de hormigón normal y reforzado con fibras homogéneamente en su masa ocurre en varias etapas evolutivas que reflejan los diferentes estadios en los que se descompone el proceso de perforación de un blanco.

El proyectil en vuelo libre tiene una velocidad mayor que las ondas de presión generadas por su movimiento. Por tanto, el blanco se ve sometido en primer lugar a la acción del proyectil cuando entra en contacto con él. La acción de las ondas de presión que llegan retrasadas es despreciable en comparación con la del impacto que es el efecto principal.

La energía transferida al blanco se disipa en la generación y propagación de ondas de presión, energía cinética de fragmentos y, fundamentalmente, en forma de calor por fricción en la penetración. Esto produce un gran aumento de temperatura en el entorno del proyectil puesto que, por la escasa duración del fenómeno, puede considerarse a éste como sometido a un proceso adiabático.

La fragmentación anterior o “spalling” es generada por ondas de presión superficiales (de Rayleigh) cuyo efecto es limitado en profundidad; a partir de cierto valor, el volumen de fragmentos no depende de la energía cinética del proyectil. Respecto al momento del impacto el lanzamiento de fragmentos se produce con cierto retraso según hemos podido comprobar con cámaras fotográficas ultrarrápidas (Almansa, 1999; Cánovas, 2000; Pamies, 2000).

Puesto que hasta que no llega el primer frente de onda, el material permanece íntegro, la velocidad de propagación del frente de onda longitudinal, transversal y de Rayleigh puede estimarse para el hormigón en régimen elástico en 3700, 2400 y 2100 m/s respectivamente, con lo que el frente de onda se propaga a una velocidad muy superior a la del proyectil en el interior del blanco; de modo que si la energía transferida es suficiente para fracturarlo éste se encontrará fuertemente dañado cuando entre en contacto con el proyectil, frenarlo y elevado su temperatura por generación de calor. Este aumento de temperatura repercute inevitablemente en las características mecánicas del blanco.

La fragmentación posterior o “scabbing” se atribuye a las ondas de Rayleigh y a la reflexión de las ondas de presión de la cara trasera; la onda reflejada pasa a ser de tracción, fracturando y lanzando fragmentos desde la cara posterior. Para que se produzca el “scabbing”, el proyectil debe acercarse suficientemente a la cara trasera.

Entre el cráter anterior, o “spalling”, y la perforación completa precedida del “scabbing”, se desarrolla un mecanismo distinto a la fragmentación del material, que es la perforación en forma de túnel cuyo diámetro coincide con el del núcleo rígido del proyectil. Las paredes de este túnel tienen una gran limpieza en el corte, por lo que no pueden deberse a la fragmentación o fractura del hormigón (Figura 12).

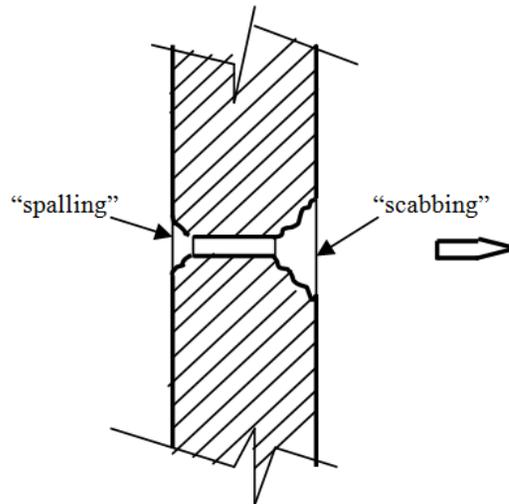


Figura 12. Perforación de un proyectil de núcleo duro en un blanco de hormigón.

En un blanco suficientemente grueso predomina la pérdida de energía cinética por generación de calor en régimen adiabático e irreversible. La pérdida de tensión debida al aumento de temperatura provoca la concentración de deformaciones en los bordes del proyectil, que es donde más calor se desprende por fricción, y donde se concentran tensiones de cizalladora. El material que se encuentra frente al proyectil es desplazado y comprimido hacia los lados; o bien si el proyectil está cerca de la cara posterior se produce el “scabbing”, saliendo lanzado el material hacia el exterior.

Es importante destacar el carácter irreversible del proceso porque incide o explica su carácter no determinista. Se comprende que hay muchas configuraciones finales posibles, equiprobables en principio, del sistema proyectil-blanco partiendo del mismo estado inicial, pero ninguna de ellas define al primero.

En el fenómeno de perforación de proyectiles interviene también el espesor del blanco. Cuando el blanco es “masivo”, es decir, con espesor superior a alguna de las características del proyectil, por ejemplo su calibre, se favorece el proceso de disipación de energía por generación de calor en régimen adiabático y el que el proyectil pueda modificar su estabilidad giroscópica dentro del banco. Si el blanco es “delgado” como ocurre normalmente con los metálicos, de materiales compuestos, e incluso de hormigones de alta resistencia reforzados con fibras de acero, la disipación de energía del proyectil se hace por deformación plástica en un área más o menos grande según la energía del material que impacta y la ductilidad del material, de aquí la importancia de la tenacidad y ductilidad en este caso. La deformación plástica supone generación de calor y por tanto, las ecuaciones constitutivas deben incluir una dependencia entre la velocidad de deformación y la temperatura, presumiblemente en régimen adiabático. Dado el pequeño espesor de estos blancos la pérdida de estabilidad giroscópica del proyectil es muy pequeña con lo cual el cálculo se centra en los campos de tensiones y deformaciones para determinar si el material de la barrera puede resistir al impacto.

En nuestros trabajos (Almansa, 1999; Cánovas, 2000; Pamies, 2000) hemos llegado a un modelo analítico que nos permite determinar el espesor que perfora un proyectil determinado de núcleo duro, así como el espesor preciso para que no llegue a producirse “scabbing” y por consiguiente desprendimiento de hormigón en el interior de edificios de hormigón dentro de los cuales pueda existir riesgo para el personal y equipos especiales que encierran.

En los cálculos partimos de la masa y momento de inercia transversal del proyectil supuesto éste perfectamente axilsimétrico, del factor de frenado del blanco “K”, en J/cm, que depende del tipo de proyectil (constitución y estructura interna) y del material contra el que impacta. En nuestro caso hemos utilizado dos hormigones uno de 40 N/mm² y otro de 100 N/mm² de resistencia característica, reforzados con cuantías de fibras de acero 0, 80, 120 kg/m³ de hormigón, siendo las fibras Dramix de 0,5 mm de diámetro y 50 mm de longitud. La determinación de “K” se hace experimentalmente en blancos “masivos” considerándolos masivos cuando el espesor del blanco es de al menos diez veces el calibre del proyectil. Experimentalmente hemos comprobado que en proyectiles homotéticos de la misma composición y estructura interna el factor “K” es proporcional al calibre.

Con todo esto, llegamos a establecer un gráfico, que en el caso de hormigón de 40 N/mm², es el representado en la figura 13 en el que aparece la relación entre la energía cinética inicial adimensionalizada, E_0/eK , siendo “e” el espesor del blanco y “K” el factor de frenado; y la penetración efectiva adimensionaliza, $t = x/e$.

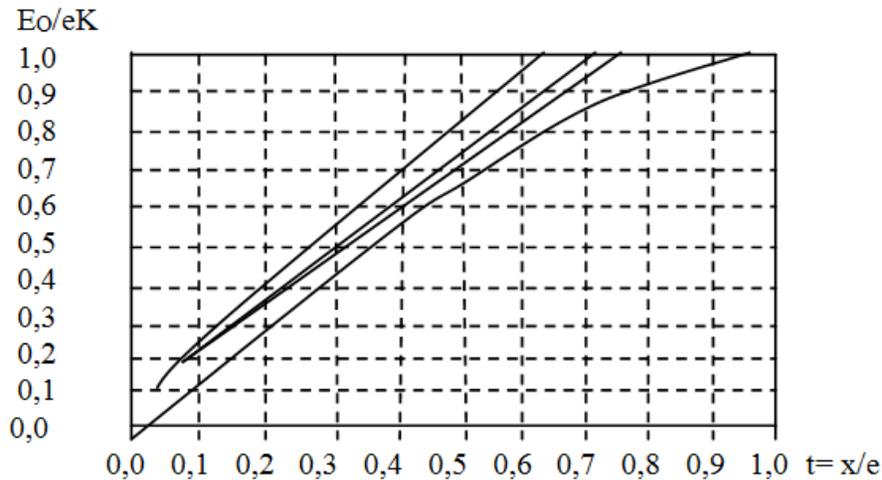


Figura 13. Curvas de energía cinética inicial/factor de frenado - penetración efectiva, ambas adimensionales, de un proyectil actuando sobre un blanco de hormigón de $f= 40 \text{ N/mm}^2$ y diferentes contenidos de fibras de acero.

Para el cálculo es preciso conocer el valor de “K” y ésta es una variable aleatoria de valor acotado que indica la posición media de la fuerza de frenado que se aplica al proyectil. Hemos podido comprobar que tomando valores medios de $K = 0, 0,25, 0,50$ y $0,75$ se consigue una aproximación bastante buena sin necesidad de integrar las ecuaciones diferenciales obtenidas en el modelo analítico.

Los resultados que obtenemos son conformes con la realidad experimental. El riesgo de “scabbing” depende de la cuantía de fibras de acero incorporadas al hormigón. Si se emplean sólo 40 kg/m³ de fibras el riesgo de “scabbing” es grande cuando el proyectil alcanza el 40% del espesor del blanco. Si se aumenta el contenido de fibras este umbral se eleva al 65% del espesor. Para producir “scabbing” en un hormigón con 80 ó 120 kg/m³ de fibras es precisa una energía cinética al impactar superior al 80% de la necesaria para perforar el blanco de hormigón ($E_0/eK=1$). El hormigón de 40 Kg/m³ precisa únicamente el 55% de aquella cantidad de energía que además es menos.

De todo lo anterior vemos la importancia de la incorporación de fibras de acero al hormigón para frenar la entrada de proyectiles pero especialmente para reducir el riesgo de “scabbing” y la rotura frágil del hormigón.

9. CONCLUSIONES

En elementos estructurales sometidos a acciones de tipo dinámico como pueden ser: sismos, ondas de choque procedentes de explosiones, impacto de vehículos, aeronaves o buques, impacto de proyectiles, etc., la ductilidad de estos elementos juega un papel importante en la reducción de daños y en un posible colapso de las estructuras. Si la mejora de la ductilidad es importante en estructuras construidas con hormigón convencional, aun lo es mucho más en estructuras construidas con hormigón de alta resistencia debido a la poca capacidad de deformación anelástica que presenta. En estos casos un confinamiento con la armadura adecuadamente diseñada (Department of the Army), mejorado con la adición de fibras de acero, puede ser una buena solución para evitar que aparezcan daños, o que en el caso de que estos se produzcan sus efectos no sean tan trágicos.

10. BIBLIOGRAFÍA

- Almansa, E. M.; Cánovas, M. F. (1999), *Behaviour of normal and steel reinforced concrete under impact of small projectiles*, Cement and Concrete Research 29: pp 1807-1814.
- Almansa, E. M.; Cánovas, M. F. (2000), *Discusión del impacto de proyectiles de pequeño calibre en hormigón. Exposición de un método de cálculo y diseño*, ASINTO n° 258: pp 42-54.
- Cánovas, M. F.; Pamies, R. G.; Simón, J. R.; Almansa, E. M. (2000), *An empirical equation for penetration depth of primary fragments into conventional and steel reinforced concrete targets, based on experimentation generated by the HE81 mortar grenade*. European Forum on Ballistics Projectiles EFBP2000, (Saint-Louis, France): pp. 409-415.
- Comité Euro-International du Béton. CEB (1988), *Concrete structures under impact and impulsive loads*, Bulletin D'Information n° 187 (Lausanne, Suiza): 160 pp.
- Cánovas M. F. (2011), *Hormigón*. (Madrid, España, Colegio Ingenieros Caminos, Canales y Puertos,) 670 pp.
- Comisión Permanente del Hormigón (2008), *Instrucción del Hormigón Estructural, EHE*, (Madrid, España, Ministerio de Fomento): 772 pp.
- Department of the Army, the Navy and Air Forces (USA): *Structures to resist the effects of accidental explosions*. TM 5-1300; NAVFAC P-397; AFM 88-22.
- Escuela Politécnica Superior del Ejército (1981), *Fortificación y dinámica de estructuras*, (Madrid, España, EPSE), 485 pp.
- Yazzar, S. A (2000), *Estudio de la ductilidad de elementos comprimidos fabricados con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas de flexión*. Tesis doctoral, (Universidad Politécnica de Valencia, España): 349 pp.



Tratamento de superfície com silicato de sódio para concreto: penetração de cloretos e absorção de água

M. H. F. Medeiros¹, E. Pereira¹, P. Helene²

¹Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Centro Politécnico, Jardim das Américas – CEP: 81531-980 – Curitiba – PR – Brasil.

²Departamento de Construção Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.34>

Artículo recibido el 10 de Abril 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 02 de Julio de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2013

RESUMO

Entre os tipos de tratamento de superfície para concreto, está o Na_2SiO_3 , que reage com o NaOH presente na solução dos poros do concreto dando origem a compostos insolúveis. Este trabalho objetiva apresentar o efeito deste produto sobre o transporte de água e íons cloretos através do concreto. Para isso, são apresentados resultados de ensaios de absorção por imersão, absorção por sucção capilar e migração de cloretos. Os resultados indicam que este tratamento realmente reduz a penetração de água através do concreto, devendo intervir na cinética do processo de corrosão do concreto armado. Contudo, os resultados de absorção de água por imersão indicaram que este produto não deve ser aplicado em casos em que haja pressão de água, ou seja, o mecanismo de penetração seja a permeabilidade. Finalmente, foi demonstrado que o tratamento com Na_2SiO_3 reduz o coeficiente de difusão de cloretos resultando no aumento da vida útil da estrutura.

Palavra-Chave: concreto; proteção superficial; silicato de sódio; durabilidade; vida útil.

ABSTRACT

Na_2SiO_3 is one of several types of surface treatment for concrete. It reacts with the NaOH present in the pore solution of the concrete resulting in insoluble compounds. The aim of this paper is to describe the effect of Na_2SiO_3 on the transport of water and chloride ions through the concrete. To this end, results of capillary water absorption, immersion water absorption and chloride migration are presented. Results indicate that this treatment decreases the water penetration through the concrete, with a role in the corrosion kinetics of reinforced concrete. However, the results of water absorption by immersion indicated that this product should not be applied in cases where there is water pressure, that is, when the permeability is the mechanism of water penetration. Finally, it was shown that treatment with Na_2SiO_3 reduces the diffusion coefficient chloride resulting in increased service life of concrete structures.

Keywords: concrete; surface protection; sodium silicate; durability; service life.

Autor de contacto: Marcelo H. F. Medeiros (medeiros.ufpr@gmail.com)

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 3, Septiembre – Diciembre 2012, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2012.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUÇÃO

Uma forma possível de aumentar a vida útil de estruturas de concreto armado submetidas ao ataque por cloretos é a adoção de proteção de superfície no concreto, que inibe a penetração de agentes agressivos por difusão e absorção de água contaminada.

Os materiais para proteção do concreto podem ser classificados em três grupos: hidrofugantes (torna o concreto repelente à água (Medeiros, 2008)), bloqueadores de poros (reagem com constituintes solúveis presentes nos poros do concreto e formam produtos insolúveis) e pinturas (forma um filme contínuo na superfície do concreto). A Figura 1 ilustra estas três categorias de produtos de proteção.

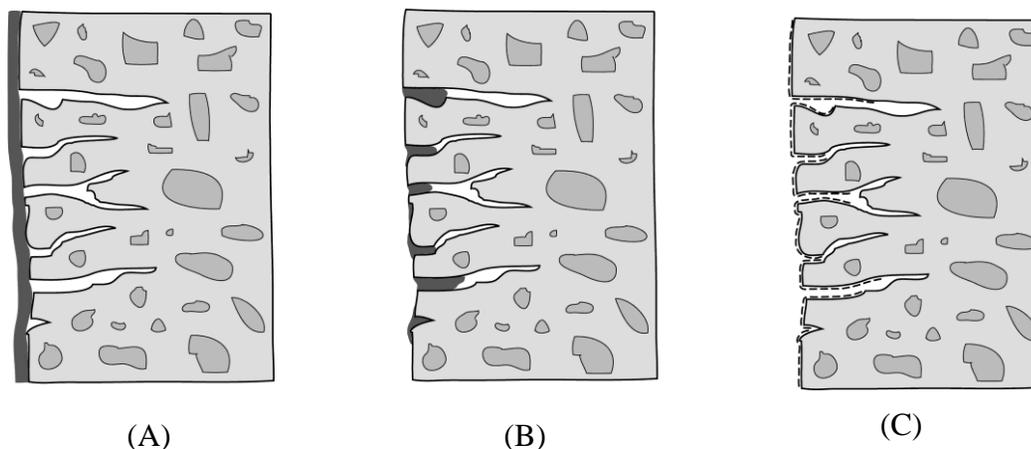


Figura 1. Grupos de tratamentos de superfície para concreto: (A) pinturas (B) bloqueadores de poros (C) hidrofugantes (Medeiros (2008) adaptado de Bentur et al. (1997)).

O tratamento com hidrofugante de superfície e formadores de película (pinturas) já foram abordados em trabalhos anteriores (Medeiros, 2008; Medeiros 2008; Medeiros 2005; Medeiros, 2009).

O objetivo deste trabalho é divulgar resultados sobre a eficiência do tratamento de superfície por silicatação (bloqueadores de poros) para a proteção do concreto armado contra a corrosão de armaduras ocasionada pelo ataque por cloretos. Para isso, foram realizados ensaios de absorção de água e de determinação do coeficiente de difusão de cloretos, já que estas são as principais variáveis que governam a contaminação do concreto com cloretos.

2. TRATAMENTO COM SILICATO DE SÓDIO

O silicato de sódio é utilizado na indústria do cimento para várias aplicações. Por exemplo: como redutor de umidade no processo de produção do clínquer; como ativador de cimento de escória; como acelerador de pega de concreto projetado; como aditivo protetor de fibras vegetais em compósitos de cimento e como sistema de proteção de superfície para concreto.

Teoricamente, este tipo de produto penetra nos poros superficiais do concreto e reage com a portlandita formando C-S-H. De acordo com Thompson et al., a reação representada na Equação 1 representa o que acontece quando a solução de silicato de sódio penetra nos poros do concreto (Thompson, 1997).



Desse modo, este tratamento forma uma camada menos porosa na peça de concreto alterando a penetração de água e agentes agressivos no concreto.

Como a reação do tratamento é entre o silicato de sódio e a portlandita $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, é fácil compreender que em estruturas carbonatadas a reação acima não ocorre, já que na camada superficial o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ já reagiu com o CO_2 e deu origem a carbonato de cálcio (CaCO_3). Em casos como estes, é necessário fazer uma impregnação com hidróxido antes da aplicação do silicato de sódio. Isto explica o fato de Kagi; Ren (Kagi, 1995) afirmarem que uma redução significativa da penetração de água no concreto ocasionada pelo tratamento com solução de silicato só é obtida se o concreto for muito novo e repetidas aplicações forem efetuadas.

Apesar de este tipo de tratamento ser conhecido a algumas décadas, pouca informação técnica e científica tem sido publicada sobre este tema. Para preencher pelo menos parte desta lacuna, o trabalho de tese de Medeiros (Medeiros, 2008) abordou esta categoria de tratamento de superfície para concreto.

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 Materiais

O concreto utilizado como substrato neste estudo foi de proporcionamento 1,0:1,8:2,7, com relação água/cimento igual a 0,52. Este substrato apresentou f_{c28d} de 32 MPa, teor de argamassa de 51% e consumo de cimento de 358 kg/m^3 .

Para a confecção do concreto do substrato foram utilizados brita 0 granítica (pedrisco) como agregado graúdo, areia natural média como agregado miúdo e cimento CII E fabricado pela CIMINAS.

Os corpos de prova moldados para servirem de substrato padronizado para a aplicação das soluções de silicato foram curados até 42 dias em câmara úmida com U.R. de 100%, idade que corresponde ao início do patamar de estabilização da curva de elevação da resistência à compressão ao longo do tempo, como pode ser ilustrado na Figura 2. Este critério de escolha foi adotado com o intuito de eliminar a influência da cura adicional que ocorreria no ensaio de determinação do coeficiente de difusão de cloretos, que envolve um período de imersão, o que afetaria principalmente a série de referência.

Os sistemas de tratamento de superfície estudados foram uma solução aquosa de silicato de sódio (diluição de 20%), um produto comercial a base de silicato de sódio e uma solução de silicato de sódio comercial.

Antes da aplicação dos produtos de proteção, os corpos de prova foram secos a 100°C em estufa ventilada até constância de massa. Em seguida ficaram em ambiente de laboratório até esfriarem e só então a aplicação dos produtos foi iniciada.

Os produtos foram aplicados em uma única demão com consumo de solução de 250 g/m^2 . Após a aplicação, realizou-se a saturação da superfície 2 h, 24 h e 48 h após a aplicação do silicato. Passados 7 dias da aplicação do sistema, o ensaio foi realizado. A seguir encontram-se as informações relevantes sobre os ensaios empregados neste estudo.

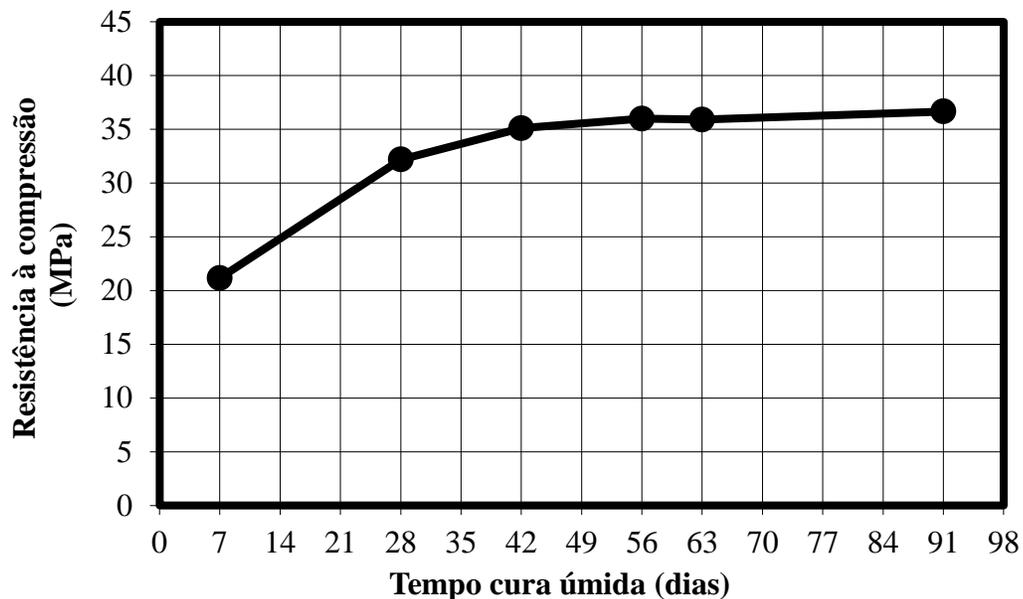


Figura 2. Evolução da resistência à compressão do concreto (1:4,5; $\alpha=51\%$ e $C=358 \text{ kg/m}^3$).

3.2 Absorção de água por imersão

Este ensaio foi realizado em conformidade com a NBR 9798/87. Os corpos de prova utilizados são cubos de 100 mm de aresta (NBR 9778, 2005).

Passados sete dias da aplicação dos silicatos, os corpos de prova foram imersos em água. A absorção foi medida a partir da pesagem dos corpos de prova após a secagem superficial dos mesmos e ao longo do tempo de ensaio. Foram utilizados 4 corpos de prova para cada caso estudado.

3.3 Absorção de água por capilaridade

Este ensaio foi conduzido de acordo com a NBR 9779/87. Na lateral dos corpos de prova foi realizada uma proteção com silicone até a altura de 4 cm a partir da face onde foi aplicado o sistema de proteção de superfície (NBR 9779, 1995). Este cuidado foi tomado para induzir que a penetração de água só ocorra pela face circular de ensaio. A Figura 3 ilustra um corpo de prova com a proteção lateral de silicone e o ensaio em andamento. Foram utilizados 4 corpos de prova para cada caso estudado.

A absorção de água é acompanhada ao longo do tempo de ensaio a partir da pesagem dos corpos de prova. O monitoramento da variação de massa devido a absorção de água foi feito até 16 dias.



(A) corpo de prova com silicone na lateral.



(B) ensaio em andamento.

Figura 3. Ensaio de absorção de água por capilaridade.

3.4 Coeficiente de difusão no estado estacionário

Este método é baseado na primeira lei de Fick, estado estacionário. Consiste em submeter fatias de 25 mm de espessura extraídos de corpos de prova cilíndricos de ϕ 100 mm x 200 mm a um ensaio de migração de cloretos com 12 V de diferença de potencial aplicada.

A câmara do lado catódico é preenchida com uma solução com 3% de NaCl e a do lado anódico com água destilada. O volume de cada uma destas câmaras é de 3 l e como eletrodos colocados em cada pólo do ensaio utilizou-se barras de cobre com 35 cm de comprimento e 6 mm de diâmetro. A Figura 4 apresenta a configuração do ensaio.

A variável de resposta utilizada no ensaio foi o teor de cloretos no lado anódico. Esta prática possibilita a obtenção do fluxo de cloretos no estado estacionário, que é usado para o cálculo do coeficiente de difusão de acordo com a Equação 2 (Equação de Nernst-Planck).

$$J = \frac{zF}{RT} DC \frac{dE}{dx} \quad (2)$$

Onde: J = fluxo de massa ($\text{g}/\text{m}^2\text{s}$); D = coeficiente de difusão (m^2/s); C = concentração (g/m^3); x = distância (m); z = carga elétrica; F = constante de Faraday ($\text{J}/\text{V} \times \text{mol}$); R = constante dos gases ($\text{J}/\text{mol} \times \text{K}$); T = temperatura (K); E = potencial elétrico (V).

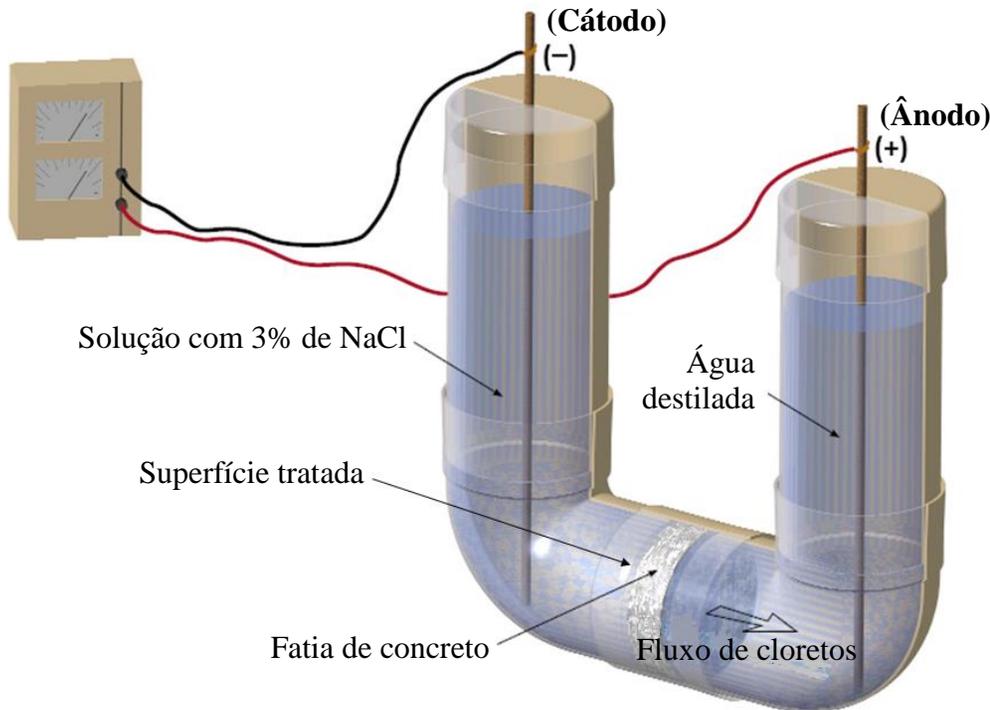


Figura 4. Esquema do ensaio de difusão no estado estacionário com 12 V de ddp aplicada.

A determinação do teor de cloretos na solução do lado anódico foi realizada por titulação potenciométrica de amostras da solução. Neste procedimento, é necessária a coleta de amostras de 5 ml, que são avolumadas para 50 ml e a determinação é conduzida nesta solução. Ao final do ensaio, obtém-se o gráfico da concentração de cloretos ao longo do tempo, como está ilustrado na Figura 5.

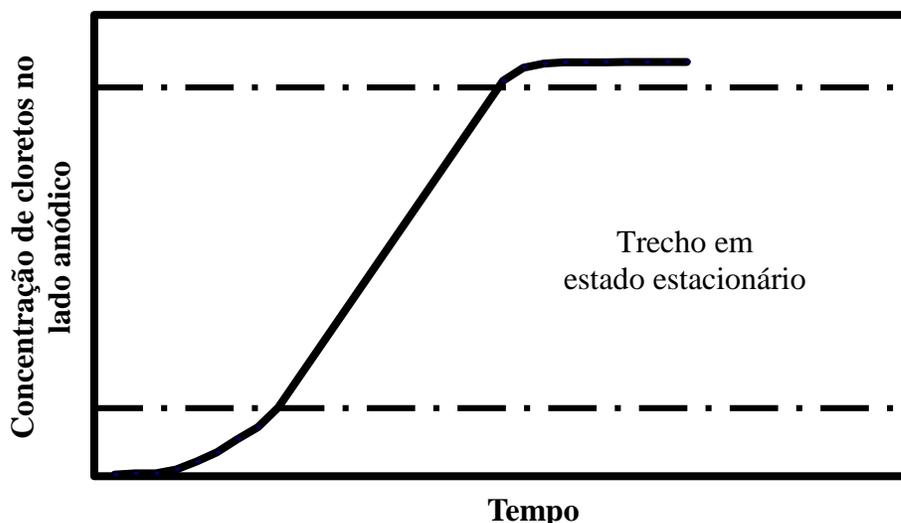


Figura 5. Exemplo da variação da concentração de cloretos no lado anódico (pólo positivo).

A partir do trecho linear e diagonal deste gráfico (trecho em estado estacionário), calcula-se o fluxo de íons cloretos do lado catódico para o lado anódico. Estes valores de fluxo, são usados na Equação 2 para calcular o coeficiente de difusão de cloretos.

A teoria que fundamentou a elaboração deste experimento encontra-se publicada em Andrade, Truc e Medeiros (Andrade, 1993; Truc, 2000; Medeiros, 2000).

4. RESULTADOS

4.1 Absorção de água por imersão

A Figura 6 apresenta os resultados de absorção de água por imersão para o concreto de referência e os concretos com a superfície tratada com solução de silicato de sódio. A partir destes resultados fica claro que o tratamento a base de silicato tem pouca influência na absorção de água por imersão. Todos os corpos de prova atingiram uma estabilização de ganho de massa devido à absorção de água por volta de 8 horas de ensaio.

Contudo, vale ressaltar que o patamar de estabilização no caso dos concretos tratados com as soluções de silicato foi um pouco abaixo do patamar do concreto de referência e isso se deve ao fechamento dos poros da camada superficial do concreto.

De uma forma geral, pode-se dizer que os três tratamentos apresentaram efeito muito semelhante neste tipo de ensaio.

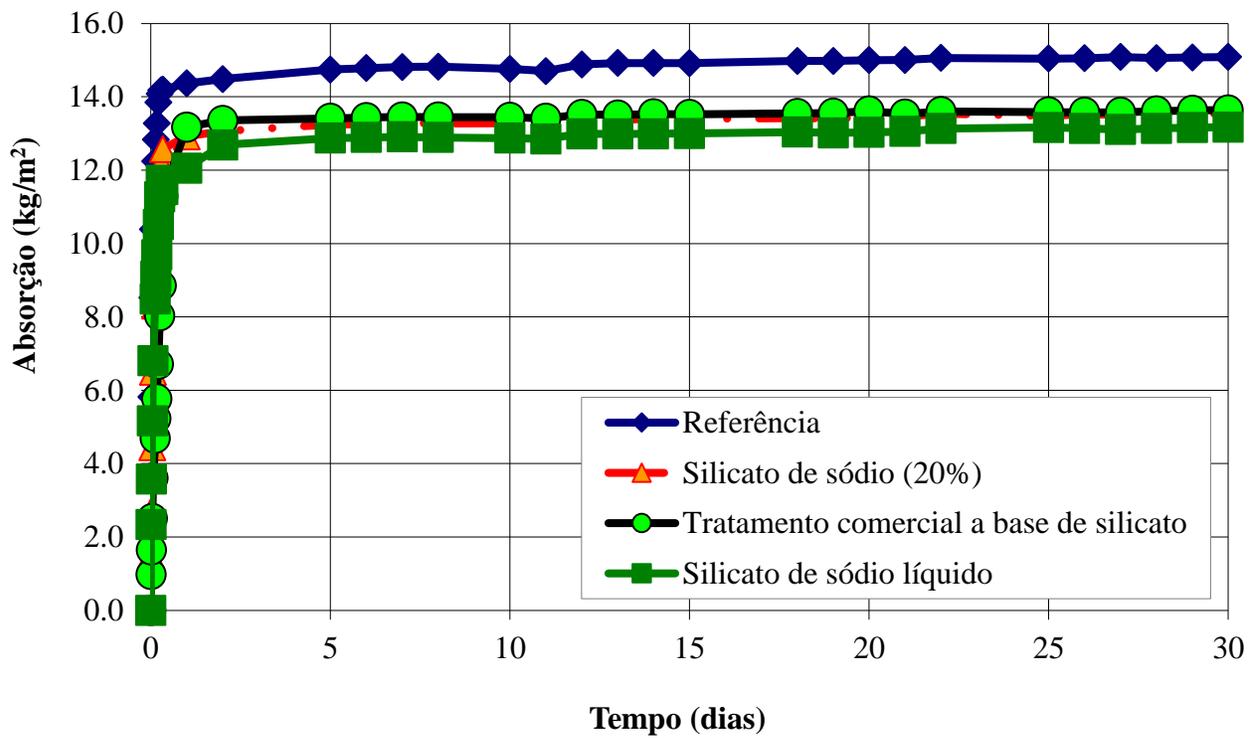
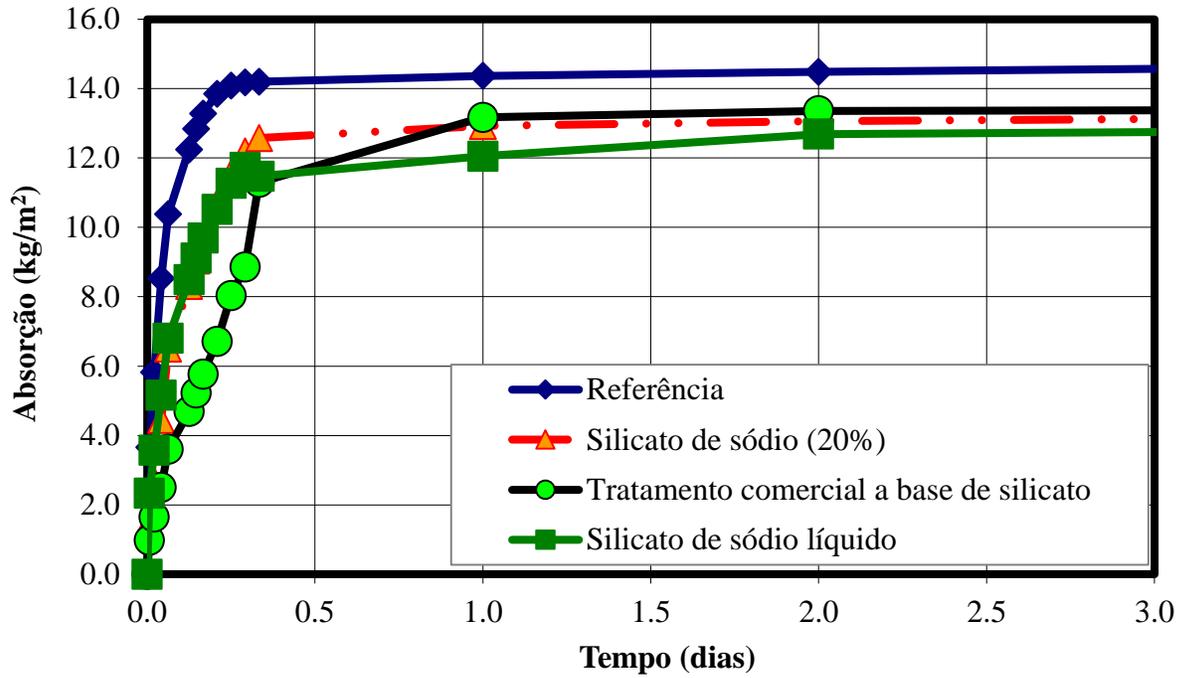


Figura 6. Absorção de água por imersão para concreto tratado e não tratado.

4.2 Absorção de água por capilaridade

A Figura 7 apresenta os resultados obtidos no ensaio de absorção de água por capilaridade. Neste caso os tratamentos mostraram grande efeito, reduzindo a absorção do concreto de forma significativa. Como a absorção é a forma de ingresso de água mais comum em uma estrutura de concreto armado ao ar livre, pode-se considerar que este efeito é um fator que contribui para a durabilidade do concreto armado. Se o tratamento dificulta a penetração de água, isso quer dizer que a névoa salina também vai entrar com maior dificuldade e que, ainda que o processo de corrosão já esteja instalado, sua cinética vai ser reduzida pela restrição do acesso da água.

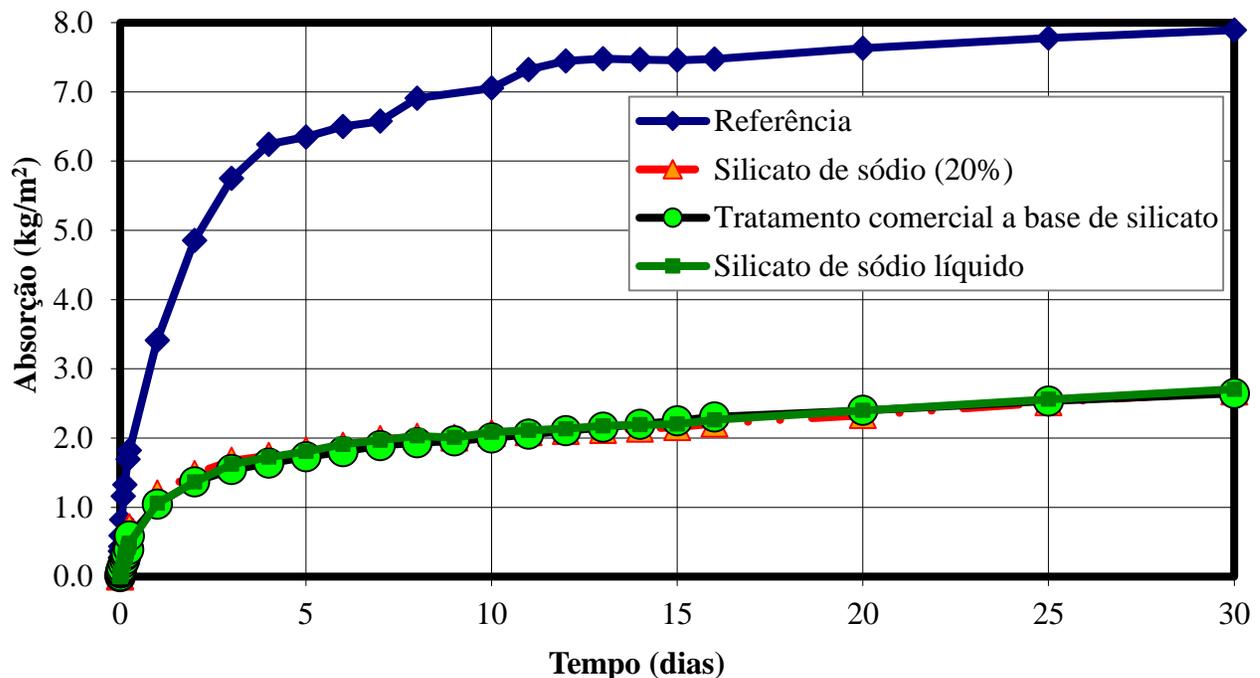


Figura 7. Absorção de água por capilaridade para concreto tratado e não tratado.

4.3 Coeficiente de difusão no estado estacionário

A Figura 8 mostra a evolução da quantidade de cloretos monitorada ao longo do tempo no lado anódico da célula de migração. Esta figura permite uma avaliação qualitativa dos tratamentos quanto à capacidade de reduzir a difusão dos íons cloreto através do concreto.

Porém, a forma mais apropriada de interpretar este tipo de resultado é transformá-lo em quantitativo através da determinação do coeficiente de difusão de cloretos.

Desse modo, a Figura 9 ilustra o coeficiente de difusão de cloretos para o concreto de referência e para os concretos tratados. Os dados apresentados mostram que o tratamento com silicato de sódio reduz de 64 a 88% a difusão de cloretos através do concreto, confirmando que este tipo de tratamento é capaz de proteger o concreto da contaminação por cloretos.

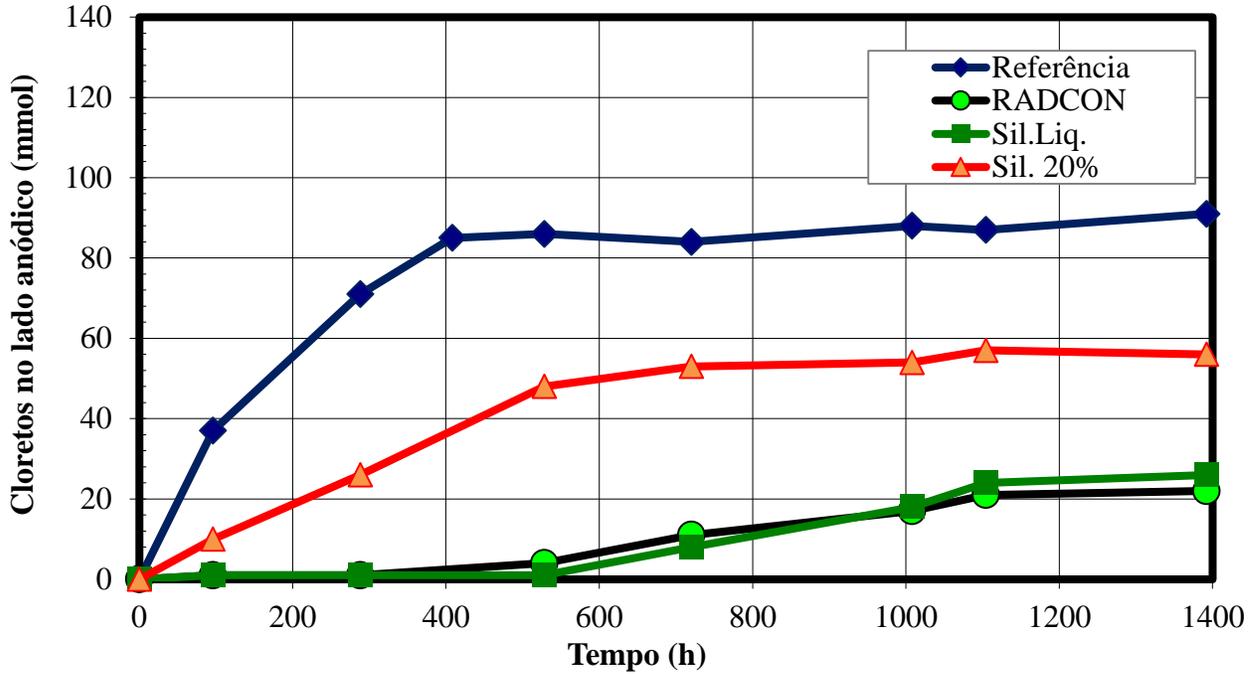


Figura 8. Teor de cloretos no lado anódico da célula de migração ao longo do tempo de ensaio (lado com pólo positivo).

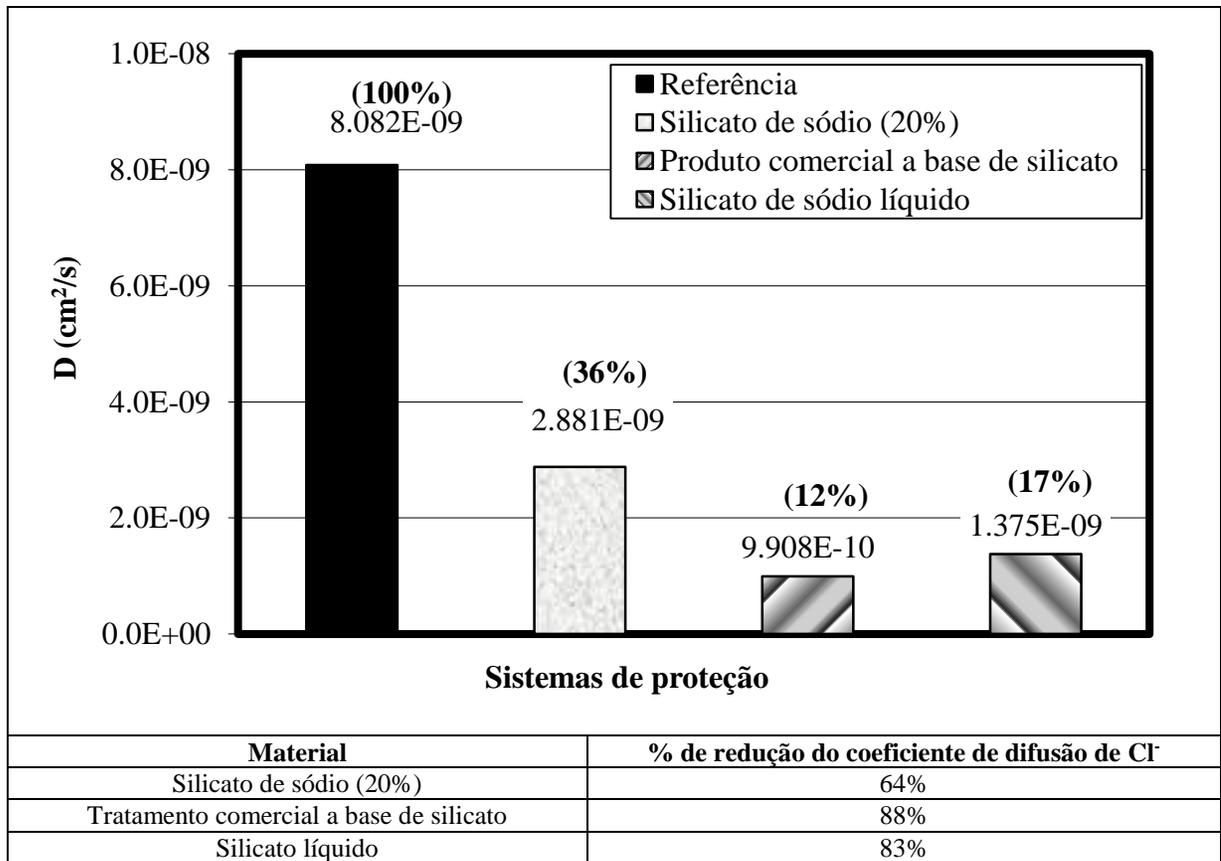


Figura 9. Coeficiente de difusão de cloretos baseado em método de migração no estado estacionário.

Helene relata as expressões representadas nas Equações 3 e 4, que se baseiam na segunda lei de Fick da difusão (Helene, 2000). Estas equações foram empregadas neste artigo para a interpretação dos resultados de coeficiente de difusão, viabilizando a construção dos gráficos que relacionam a profundidade de penetração de cloretos com a vida útil da estrutura (Figura 10).

$$C_{Cl^-} = 2(z) \sqrt{D_{efCl} t} \quad (3)$$

Onde: C_{Cl^-} = espessura (cm); z = valor da função erro de Gauss; t = Vida útil (anos); D_{efCl} = Coeficiente de difusão efetivo (cm^2/ano).

$$erf(z) = 1 - \frac{C_{Cl^-} - C_0}{C_s - C_0} \quad (4)$$

Onde: C_{Cl^-} = concentração de cloretos na profundidade C_{Cl^-} no tempo t ; C_0 = concentração inicial de cloretos no interior do concreto; C_s = concentração de cloretos na superfície do concreto (anos); $erf(z)$ = função erro de Gauss.

Verifica-se uma tendência clara de redução do coeficiente de difusão quando os sistemas de proteção de superfície a base de silicato de sódio foram empregados. A consequência disso é a elevação da vida útil da estrutura que venha a ter este tipo de sistema aplicado.

Com os valores de coeficiente de difusão de cloretos para cada caso estudado e baseado na segunda lei de Fick, é possível elaborar gráficos que relacionam o tempo de vida útil com a profundidade em que o teor limite de cloretos para o início da corrosão de armaduras é atingido. A Figura 10 ilustra este tipo de resultado para cada sistema de proteção estudado. Verifique que para a realização dos cálculos necessários para a construção destes gráficos foi preciso adotar 0,4% em relação à massa de cimento como o valor limite para a despassivação das armaduras e fixar o teor de cloretos na superfície do concreto (C_s) em 1,8.

Nesta ilustração está claro que fixado um cobrimento de 3 cm, o tempo de vida útil da estrutura é de cerca de 12 anos no caso do concreto sem proteção e pode superar os 90 anos dependendo do sistema de proteção que venha a ser aplicado na superfície do concreto.

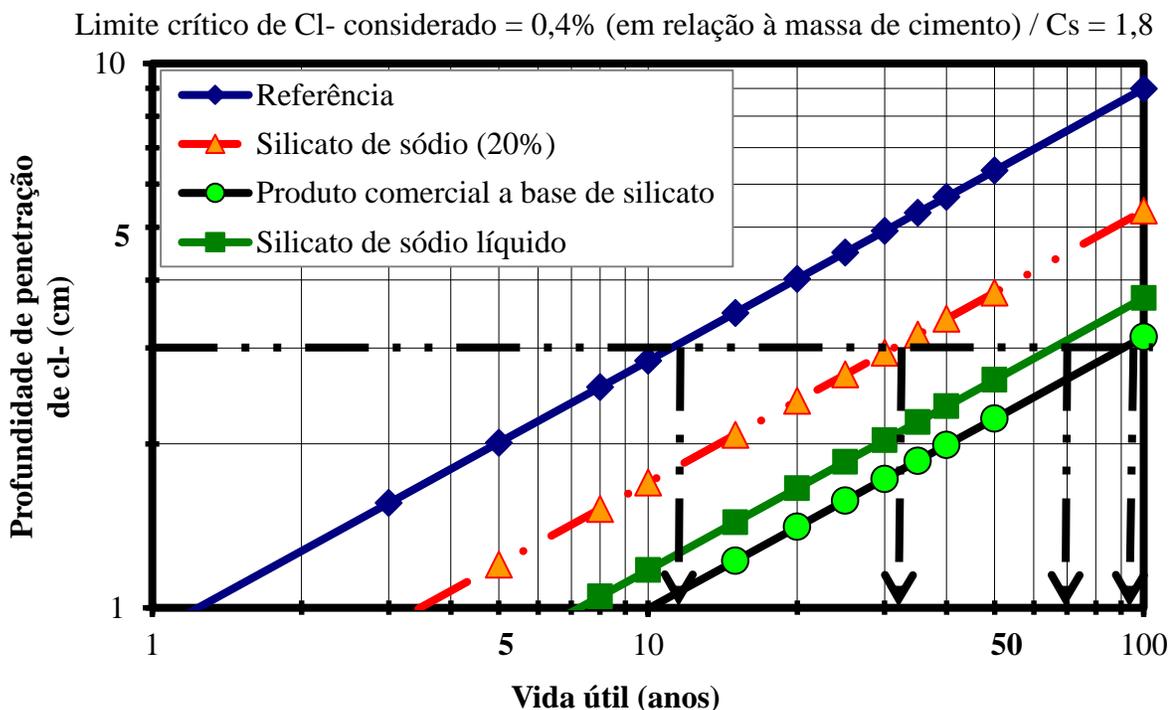


Figura 10. Efeito da proteção superficial pela aplicação de silicato de sódio na vida útil da estrutura de concreto armado.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados indicaram que o tratamento de superfície com silicato de sódio pode ser uma boa opção para a proteção de uma estrutura de concreto armado com vistas à corrosão de armaduras e mais especificamente com relação ao ataque por cloretos. Contudo, ficou comprovado que este tipo de produto não torna os concretos impermeáveis, sendo aconselhável que não sejam usados em condições onde exista pressão de água.

A redução na absorção de água por sucção capilar causa menor penetração de água do meio externo e a limitação do acesso de umidade implica em uma menor cinética do processo de corrosão (caso o processo de corrosão de armaduras já esteja instalado), além de dificultar a contaminação do concreto por íons cloretos, já que estes íons penetram no concreto por meio de um eletrólito (de forma geral a água).

Foi demonstrado que o tratamento do concreto com o silicato de sódio reduz o coeficiente de difusão de forma considerável. Baseado na segunda lei de Fick é possível demonstrar que o tratamento da superfície do concreto com silicato de sódio pode elevar a vida útil de uma estrutura de forma considerável, como ilustrado na Figura 10.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio fornecido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI-USP), Universidade Federal do Paraná (UFPR) e pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP). Estes autores também agradecem a Arquiteta Dominique Elena Giordano Gonzalez, pela elaboração de algumas ilustrações deste trabalho.

7. REFERÊNCIAS

- Andrade C. (1993), *Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements*, Cement and Concrete Research **23**: pp. 724-742.
- Bentur A., Diamond S., Berke N. S. (1997), *Corrosion Control. In: Steel Corrosion in Concrete – Fundamentals and Civil Engineering Practice* (Londres, Inglaterra: E & FN SPON): pp. 94-145.
- Helene P. (2000), *Durabilidad, Interpretación y evaluación de resultados. In: Manual de Diagnosis e Intervención en Estructuras de Hormigón Armado*. (Barcelona, Espanha: Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona): pp. 87-102.
- Kagi D. A., Ren K. B. (1995), *Reduction of water absorption in silicate treated concrete by post-treatment with cationic surfactants*, Building and Environment **30**, 2: pp. 237-243.
- Medeiros M. (2008), *Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íons cloretos*, Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo: p. 218.
- Medeiros M. H. F., Gomes T. S., Helene P. (2005), *Hidrofugantes de superfície: Uma opção para proteção de estruturas de concreto armado*, in: 47º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON: Pernambuco, Brasil.
- Medeiros M. H. F., Helene P. (2009), *Surface treatment of reinforced concrete in marine environment: Influence on chloride diffusion coefficient and capillary water absorption*, Construction and Building Materials **23**: pp. 1476-1484.
- Medeiros M. H. F., Helene P. (2008), *Efficacy of Surface Hydrophobic Agents in Reducing Water and Chloride Ion Penetration in Concrete*, Materials and Structures **41**, 1: pp. 59-71.
- Medeiros M. H. F., Moraes B. P., Helene P. (2006), *Ensaio de migração de íons cloretos na tecnologia de concreto – limitações e cuidados na interpretação*, in: Congresso Latino Americano de Corrosão, LATINCORR 2006, ABRACO: Fortaleza, Brasil.
- NBR 9778 (2005), *Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica*. Associação Brasileira de normas técnicas (ABNT).
- NBR 9779 (1995), *Argamassa e concreto endurecido - Determinação da absorção da água por capilaridade - Método de ensaio*. Associação Brasileira de normas técnicas (ABNT).
- Truc O., Ollivier J. P., Carcassès M. (2000), *A new way for determining the chloride diffusion coefficient in concrete from steady state migration test*, Cement and Concrete Research **30**: pp. 217-226.
- Thompson J. L., Silsbee M. R., Gill P. M., Scheetz B. E. (1997), *Characterization of silicate sealers on concrete*, Cement and Concrete Research **27**, 10: pp. 1561-1567.



El deterioro del Baluarte de San Pedro, un estudio de caso

J. Reyes¹, I. Silva¹, T. Pérez¹, F. Corvo¹, W. Martínez², E. M. Alonso², P. Quintana³

¹Centro de Investigación en Corrosión, Universidad Autónoma de Campeche, San Francisco de Campeche, Campeche, México, 24039.

²Departamento de Materiales, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México, 58070.

³Departamento de Física Aplicada, Cinvestav-Unidad Mérida.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.35>

Artículo recibido el 18 de Mayo de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 31 de Julio de 2012.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2013

RESUMEN

El centro histórico de la ciudad de San Francisco de Campeche, México, cuenta con edificios civiles y militares de la época colonial, los cuales se encuentran sometidos a la acción de agentes ambientales como humedad, radiación solar, temperatura, erosión eólica, acción biológica y productos de origen antropogénico que inducen su deterioro. El objetivo del presente estudio fue diagnosticar el daño y posible origen de costras negras en el Baluarte de San Pedro, edificio representativo del sistema defensivo de la ciudad. Las patologías de deterioro y el análisis mediante difracción de Rayos X realizado en muestras representativas del edificio indican la presencia de yeso en los muros sur y suroeste del Baluarte. Lo anterior es indicio de la acción de emisiones de vehículos automotores que circulan diariamente sobre las avenidas circundantes. Por otra parte, existe abundante colonización microbiana cuya actividad se relaciona con la presencia de oxalatos de calcio, compuestos característicos de procesos de biodeterioro.

Palabras Clave: deterioro; edificios históricos; San Francisco de Campeche; Baluarte de San Pedro; biodeterioro.

© 2012 ALCONPAT Internacional

ABSTRACT

The downtown of San Francisco de Campeche, México, has several civilian and military ancient buildings dating from the Hispanic colonization. These buildings are exposed to environmental agents such as high relative humidity and temperature, sun radiation, wind erosion, biologic action and anthropogenic products, which produce their deterioration. The objective of this paper is to present and discuss the diagnosis of deterioration of the San Pedro bastion as well as the possible origin of black crusts observed over the walls. Visual inspection and X Ray Diffraction analysis detected gypsum at south and southwest walls, which is indicative of the action of combustion products of vehicles circulation over neighboring avenues. Moreover, it was observed abundant microbial colonization, which activity is related to the presence of calcium oxalates that are evidence of a bio-deterioration process.

Keywords: deterioration; historic buildings; San Francisco de Campeche; Bastion of San Pedro; biodeterioration.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 3, Septiembre - Diciembre 2012, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-01171717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2012.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Autor de contacto: Tezozomoc Pérez (tezperez@yahoo.com)

1. INTRODUCCIÓN

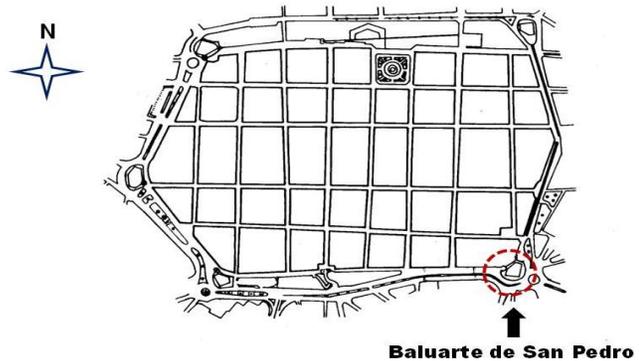
La ciudad de San Francisco de Campeche es en la actualidad, una de las ciudades de mayor dinamismo del Sureste Mexicano. En ella convive un pasado de esplendor representado por más de 1500 edificaciones civiles, militares y religiosas construidas durante el Periodo Colonial con un entorno urbano moderno en constante crecimiento.

1.1 Aspectos históricos

Durante el siglo XVII la ciudad de San Francisco de Campeche, México fue el único punto de movimiento mercantil de la península de Yucatán para la exportación de materias primas como maderas preciosas, palo de tinte y otros productos con destino al viejo continente. Lo anterior provocó que la ciudad fuera considerada blanco legítimo por piratas ingleses, franceses y holandeses que asolaban la región, lo que hizo necesario la construcción de un sistema defensivo constituido por fuertes, baterías, y un lienzo amurallado realizado con mampostería de piedra caliza y mortero de cal, que conectados por baluartes buscaba la protección de las casas señoriales y sus habitantes de ataques exteriores. El baluarte se ubica en la esquina suroeste del antiguo recinto amurallado de la ciudad (Figura 1a y 1b). Finalizado en 1702, fue la sexta fortificación levantada durante la construcción del complejo amurallado de la ciudad.



a



b

Figura 1. a) Baluarte de San Pedro, en la actualidad (Fotografía J. Reyes). b) Ubicación del baluarte de San Pedro en el Centro Histórico de San Francisco de Campeche (Imagen, Luis Mendoza).

Posee una planta de tipo pentagonal con cuatro de sus muros dando al exterior, y uno al interior (muro oeste), donde se encuentra la puerta de acceso. Sobre dicho acceso se muestra un dintel que tiene un escudo con la tiara papal y en su interior se encuentra un pequeño patio con una escalera que lleva a la azotea donde es posible apreciar sus garitones. Entre las funciones del Baluarte a lo largo de su historia, se tiene que fue prisión de la Santa Inquisición (siglo XVIII), cuartel militar y depósito de municiones y pólvora (siglo XIX), bodega y Museo de Artesanías (Siglo XX) y actualmente es el Museo de Artes Populares.

Debido a que el Baluarte de San Pedro tenía función de protección contra ataques terrestres no se encontraba directamente influenciado por la brisa marina y los cambios de marea como ocurría, por ejemplo, con aquellas estructuras localizadas frente al mar.

Esta particularidad contribuyó en gran medida, a que a excepción de daños físicos originados por el hombre, los procesos de deterioro de los muros del baluarte fueran condicionados por lentos

procesos de degradación natural originados principalmente por agentes físicos del medio ambiente.

Sin embargo, con el paso del tiempo, la expansión urbana de la ciudad hizo necesario la construcción de avenidas, calles y aparcamientos para uso de la creciente flota vehicular de la ciudad. En las zonas aledañas al baluarte de San Pedro confluyen las Avenidas Circuito Baluartes y Gobernadores, y se hallan instalados paraderos de autobuses del Sistema de Transporte Público Municipal.

Estudios realizados por el Gobierno del estado de Campeche estimaron que de 1996 a 2003 la ciudad de San Francisco de Campeche sufrió un incremento promedio del 8 % en el número de unidades vehiculares, sin embargo, tan solo entre 2002 a 2003, este incremento fue del 13 %. Bajo estas condiciones, se esperaba que en 2010 el parque vehicular creciera hasta 69,130 unidades (AGI; AGN). Lo anterior implicaría invariablemente un aumento en los niveles de contaminación atmosférica. La contaminación atmosférica es consecuencia de un incremento en emisiones de origen industrial o vehicular. Gases como ozono (O_3), óxidos de carbono (CO , CO_2), nitrógeno (NO_2 , NO_3), azufre (SO_2) y partículas atmosféricas (PST, PM_{10} , $PM_{2.5}$) son comúnmente empleadas como indicadores de la calidad del aire en zonas urbana. Estos contaminantes pueden originar daños a la salud, cambio en las condiciones ambientales y degradación de materiales. Son también precursores de la lluvia ácida y del deterioro de edificios y monumentos históricos construidos con materiales pétreos (Reyes, 2008; Corvo, 2010).

En zonas urbanas no industrializadas, las emisiones de vehículos automotores generan partículas y gases como los óxidos de azufre y nitrógeno que al contacto con la humedad del medio ambiente producen precipitación ácida, agente altamente corrosivo que disuelve los materiales pétreos de origen calcáreo e inducen la formación de costras de deterioro (Amoroso, 2004; Brimblecombe, 2004; Gaviño, 2004).

Durante su formación, las costras de deterioro pueden incorporar dentro de su matriz mineral partículas de polvo, biomasa y partículas de hollín producto de la combustión incompleta de combustibles fósiles y que contribuyen a proporcionarles su color característico (Figura 2a y 2b). Las costras negras, además de originar daños estéticos, cambian las propiedades físicas y químicas de la roca o material pétreo sobre el cual se forman, comprometiendo su integridad a largo plazo.

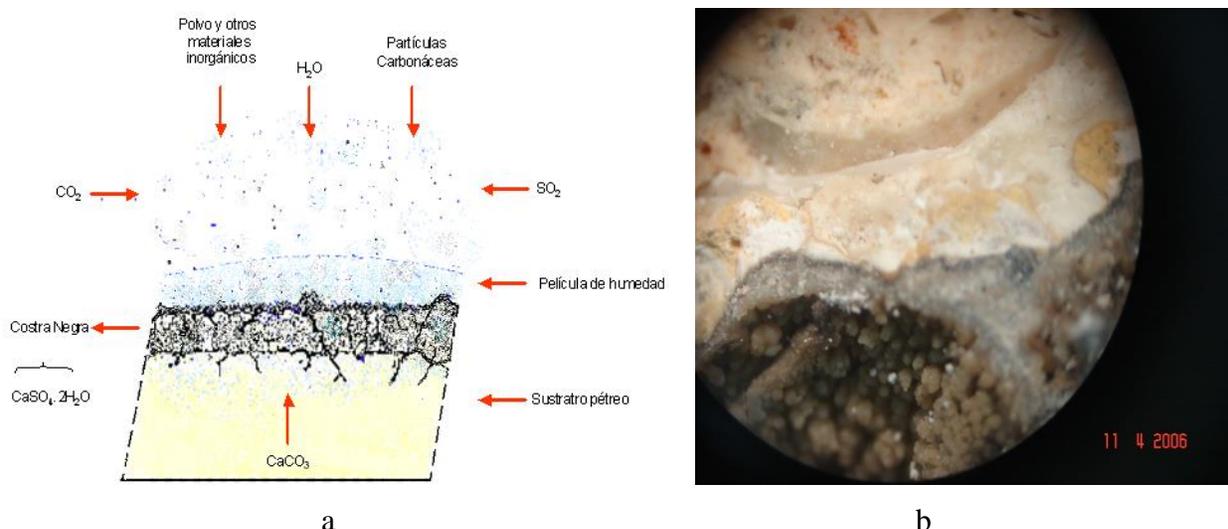


Figura 2. a) Proceso de formación de una costra negra (Reyes, 2004). b) Aspecto microscópico de una costra negra de un edificio histórico de la ciudad de San Francisco de Campeche obtenida mediante microscopía óptica convencional (4X) (Fotografía J. Reyes).

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Se realizó una inspección visual buscando las condiciones óptimas de iluminación y una evaluación macroscópica de las patologías de deterioro observadas en los cinco muros exteriores del Baluarte de San Pedro (Figura 3), considerando aspectos como: coloración, presencia de microorganismos, manchas, pintura, costras visibles, erosión, fracturas, presencia de costras de deterioro entre otros. Durante la inspección visual se realizó un registro fotográfico y se ubicaron aquellas zonas en las cuales se desarrollaban costras negras.

Fragmentos de las costras de los muros oeste, suroeste y sur fueron seleccionados de acuerdo a la presencia de costras negras, por el hecho de que no se tiene antecedente de algún estudio reportado. Se analizaron mediante Difracción de Rayos X (DRX), por el método de polvos, en un difractómetro de Geometría Bragg-Bentano (Siemens D5000), empleando radiación monocromática proveniente de la emisión de cobre. Se realizaron pruebas preliminares para definir las condiciones adecuadas de registro y del campo difraccional, seleccionando un tamaño de paso de 0.02° (2Θ) y un campo difraccional de 2 a 60° , así como un tiempo de paso de 2 segundos. Para la identificación de las fases minerales presentes en las muestras se empleó la base de datos del ICDD (International Center for Diffraction Data).

Apesar de este tipo de tratamiento ser conocido a algunas décadas, pouca informação técnica e científica tem sido publicada sobre este tema. Para preencher pelo menos parte desta lacuna, o trabalho de tese de Medeiros (Medeiros, 2008) abordou esta categoria de tratamento de superfície para concreto.

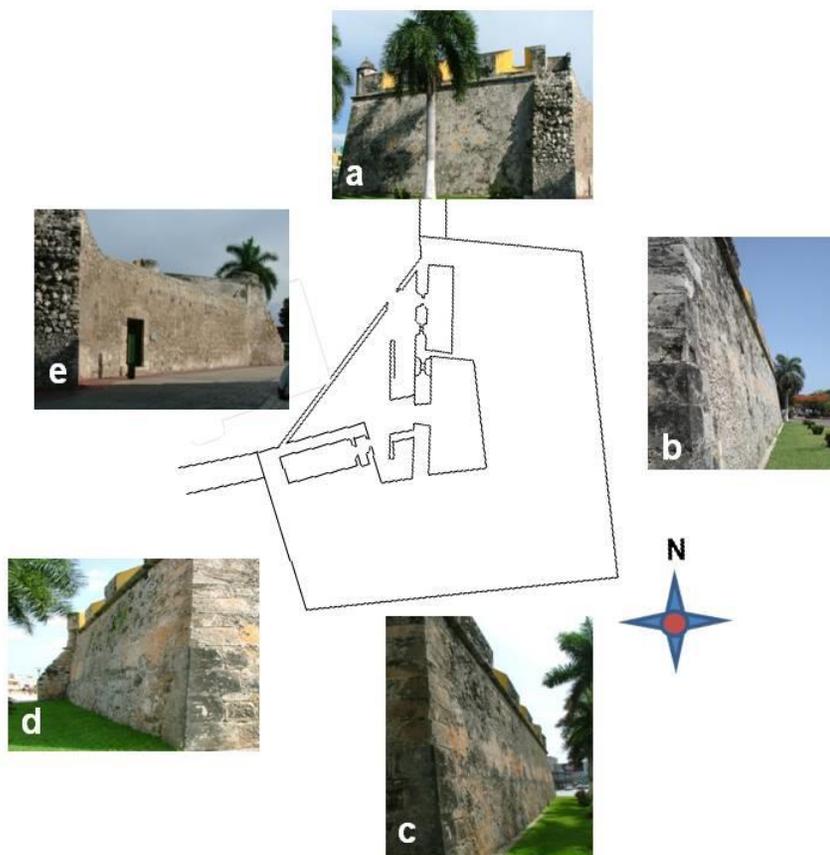


Figura 3. Aspecto general de los cinco muros exteriores del Baluarte de San Pedro. a) Norte, b) este, c) sur, d) suroeste, e) oeste (Fotografías J. Reyes). Al centro, esquema de planta del edificio.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La Tabla 1 muestra un listado de las patologías de deterioro observadas en los muros exteriores del baluarte de San Pedro. Por su parte, la Tabla 2 muestra los principales agentes de deterioro ambiental asociados a las patologías observadas.

Tabla 1. Patologías de deterioro observadas en los muros exteriores del Baluarte de San Pedro. (+) observada, (-) no observada.

Patología	Muro				
	Norte	Este	Sur	Suroeste	Oeste
Erosión de canteras y aplanados	+	+	+	+	+
Pérdida general de aplanados	+	+	+	+	+
Formación de cavernas	-	+	-	+	+
Disgregación del mortero de unión	+	+	+	+	+
Arenización de rocas y morteros constituyentes de mampostería	-	-	-	-	+
Desarrollo microbiano en zonas elevadas, libres de mortero, incluyendo roca, e interior de resquicios y cavernas	-	+	+	+	+
Costras negras	-	-	+	+	-
Costras grises	-	+	+	+	-
Costras ocre (asociadas a pigmentos)	-	-	+	-	-
Eflorescencias	-	+	-	+	-
Sangrado de paredes	-	-	+	+	-
Alveolización de aplanados y roca	-	-	-	+	+
Colonización por plantas y animales superiores	-	+	+	+	-
Grafitis	-	-	-	+	-
Basura en jardines	-	-	-	+	-

Tabla 2. Agentes de deterioro ambiental asociados a las patologías observadas en el Baluarte de San Pedro.

Muro	Agente de deterioro
Norte	Ascensión capilar de humedad, Biodeterioro.
Este	Efecto erosivo de viento y precipitación pluvial, ascensión capilar de humedad, contaminación atmosférica, biodeterioro
Sur	Efecto erosivo del viento y de la precipitación pluvial, ascensión capilar de humedad, contaminación atmosférica, biodeterioro, actividad antropogénica
Suroeste	Actividad antropogénica, efecto erosivo del viento y precipitación pluvial, ascensión capilar de humedad, contaminación atmosférica, biodeterioro.
Oeste	Efecto erosivo del viento y precipitación pluvial, biodeterioro.

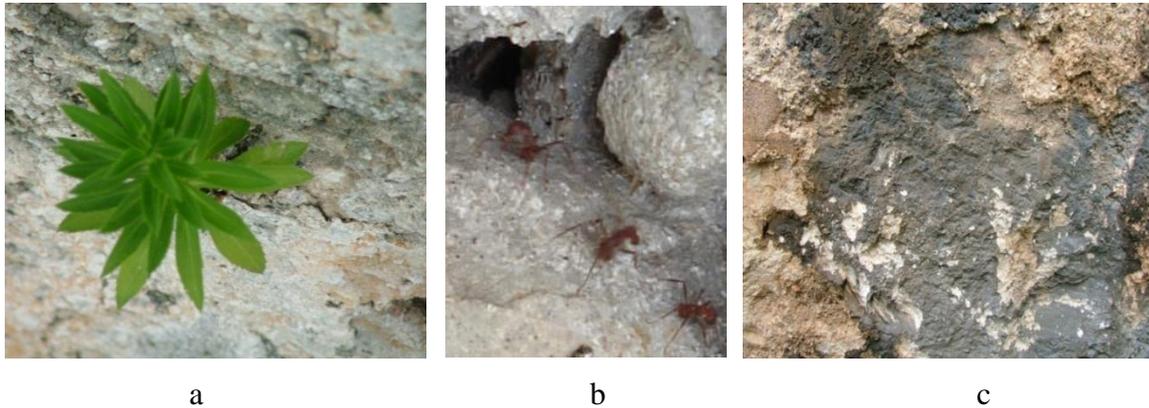


Figura 5. Muro suroeste a) plantas superiores en grieta. b) Nido de hormigas en caverna. c) Costra negra. (Fotografías J. Reyes).

Una particularidad de este muro es la aparición de manchas localizadas, de aspecto obscuro, que se desarrollan principalmente sobre los morteros, aunque en algunos casos también sobre roca desnuda, especialmente en zonas protegidas del viento y de la lluvia (Figura 5c).

Las manchas presentan el aspecto típico de las costras sulfatadas (también conocidas como costras negras), que se originan por la reacción del dióxido de azufre con el material calcáreo para formar yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), producto de neoformación que atrapa dentro de su estructura mineral partículas de hollín y suciedad que le confieren ese aspecto característico (Chertoy, 2004).

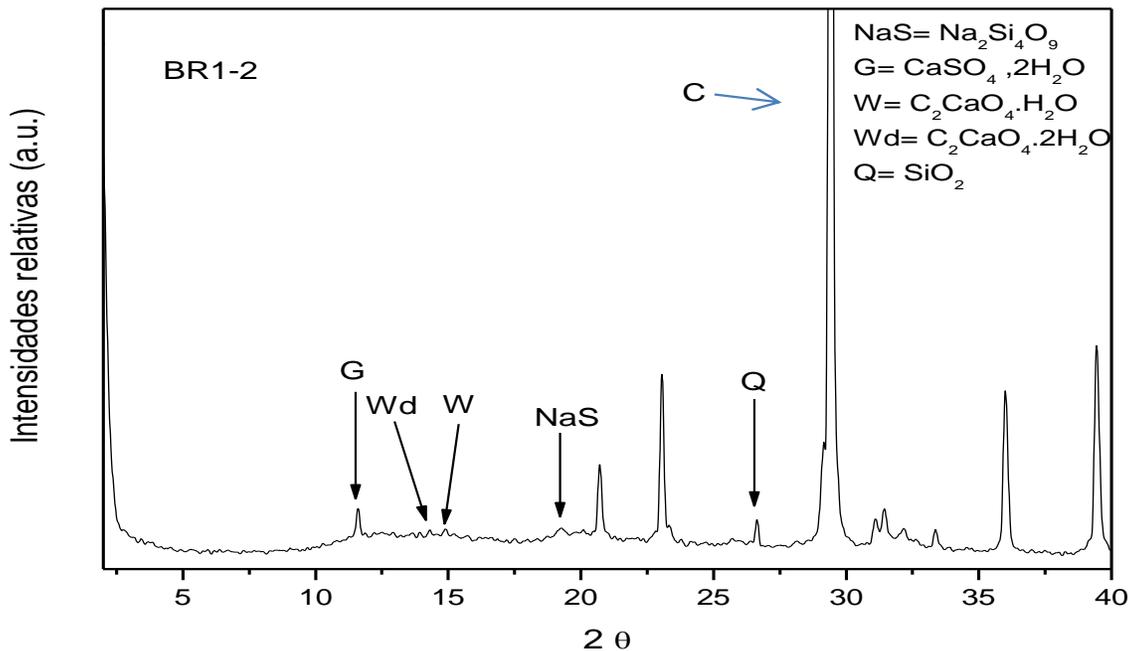


Figura 6. Difractograma obtenido mediante DRX de una muestra de costras negra del muro suroeste del Baluarte de San Pedro. C= Calcita, Q=Silicato, Wd=Wedelita, C=Carbonato de Calcio, W=Wevelita. G= Yeso.

En la Figura 6, se presenta un difractograma obtenidos mediante DRX de un fragmento de costra negra retirada del baluarte de San Pedro. El análisis permitió identificar como fase mineral mayoritaria la calcita (CaCO_3), que es una fase de carbonato de calcio recristalizado, que es el componente principal de la roca sedimentaria original. Sin embargo, la presencia de otras fases como el yeso, mineral sedimentario de origen químico confirman el impacto que las emisiones de los autobuses del sistema de transporte urbano tienen sobre el muro suroeste del Baluarte de San Pedro.

Así mismo, la presencia de las fases wevelita ($\text{Ca}_2\text{CaO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$) y wedelita ($\text{Ca}_2\text{CaO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) que son oxalatos de calcio indicadoras de actividad microbiana (Escamilla, 2012).

3.3 Muro sur

En la Figura 4c, se presenta el aspecto general del muro sur del Baluarte de San Pedro. Este muro resulta ser el que se conserva en mejor estado la mayor parte de su aplanado, mucho del cual presenta restos de pigmentos de color ocre, localizado longitudinalmente en la parte central del muro y que presenta deterioro por picadura.

Este muro muestra importante desarrollo microbiano, especialmente en aquellos bloques de piedra caliza que conforman los vértices sur-suroeste y sureste del edificio. Aquí la presencia de microorganismos se generaliza en la parte inferior del muro y se observa notable crecimiento de plantas superiores y musgos en algunos resquicios. Este muro también se encuentra en contacto con el suelo, lo que favorece la ascensión capilar de humedad.

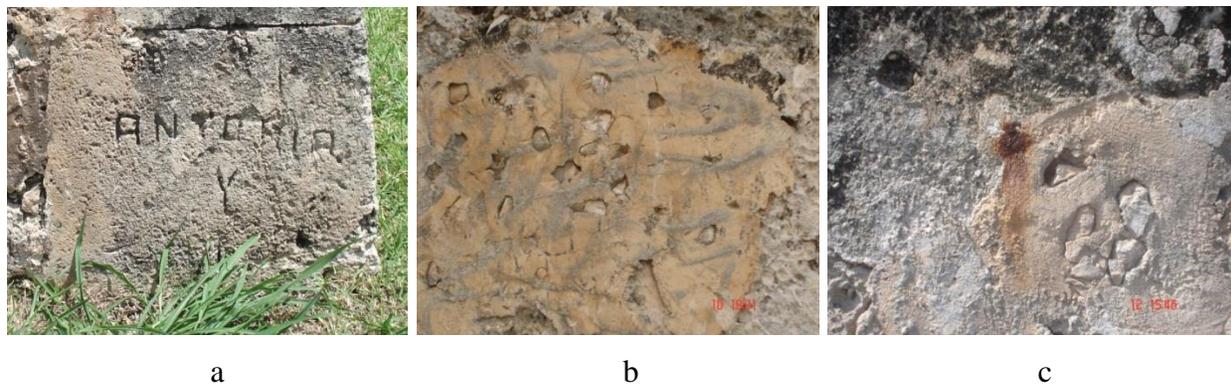


Figura 7. Muro Sur, a) bloque de piedra caliza deteriorado. b) Desarrollo de estrías longitudinales sobre un aplanado del muro sur. C) Lixiviado de color rojizo. (Fotografías J. Reyes).

Esta disponibilidad de humedad, parece ser el factor catalizador para la aparición de un grupo de eflorescencias de color gris, que crecen en forma de estrías longitudinales sobre una franja de aplanado por debajo de los 2 metros de altura (Figura 7b).

En algunas zonas, el aplanado se encuentra levantado, dejando los bloques de piedra que conforman la mampostería en contacto con el medio ambiente, lo que favorece procesos de erosión y disgregación del mortero de unión.

Dentro de esta franja se localizan algunas manchas oscuras con aspecto de costras sulfatadas (similares a las observadas en la cara suroeste), que crecen sobre restos de mortero con pigmento. Al parecer, el pigmento actúa como centro de nucleación de estas costras, actuando como sustrato y favoreciendo su crecimiento. La Figura 8 muestra el difractograma correspondiente. En ella se puede observar la presencia de yeso, wedelita y wevelita, tal y como ocurrió en el muro suroeste. Así mismo, sobre el mortero se observan manchas de lixiviados de color rojizo, característico de materiales pétreos con alto contenido de hierro.

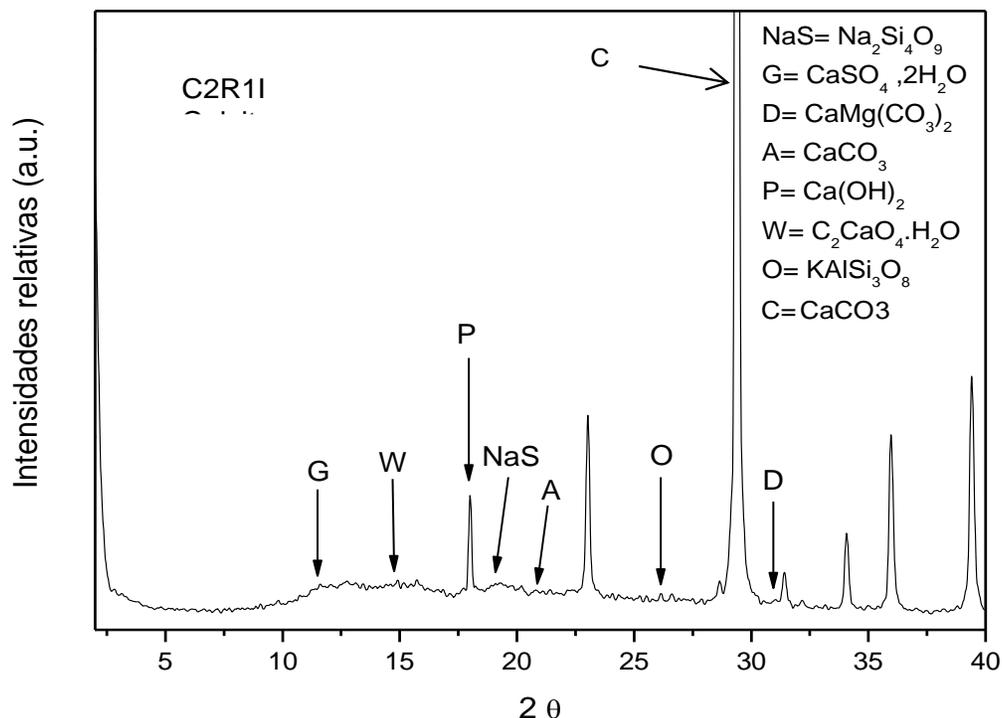


Figura 8. Difractograma correspondiente a una muestra de costra negra proveniente del muro sur del baluarte de San Pedro C= Calcita, D= Dolomita, G= Yeso, O = silicato de aluminio y potasio, P= Portlandita, Q=Silicato, Wd=Wedelita, W=Wevelita.

3.4 Muro este

El muro este conserva la mayor parte de su aplanado (Figura 3b). En él, se pueden observar dos áreas perfectamente definidas, que indican procesos de intervención diferentes. La primera, que va desde el nivel del suelo hasta una altura de aproximadamente dos metros, muestra un mortero con eflorescencias compactas en forma de estrías longitudinales de color gris, similares a aquellas observadas en el muro sur (Figura 9a).

El ascenso capilar de humedad capilar, debido al contacto de la base del muro con el suelo, facilita ciclos de disolución/recristalización de cementantes calizos, cuyas sales se pueden observar en diferentes áreas del muro. Así mismo, la humedad favorece que en zonas libres de aplanado por debajo de dos metros de altura se desarrollen plantas superiores (Figura 9a).

Por arriba de dos metros, el aplanado presenta una franja de mortero que aún conserva pigmento de color ocre, con síntomas de deterioro superficial por picaduras (Figura 9a). Arriba de esta franja se puede apreciar el crecimiento de colonias microbianas de color negro. Estos microorganismos también crecen en las esquinas sureste y noreste del muro, sobre rocas de cantera y zonas aledañas en las cuales el mortero se encuentra erosionado, mostrando en algunas partes la mampostería y creando condiciones ideales para la colonización por microorganismos (Figura 9b).



Figura 9. Baluarte de San Pedro, muro este. a) Crecimiento de plantas superiores por debajo de los 2 metros de altura. En la misma zona, sobre mortero se aprecian eflorescencias de color gris en forma de estrías longitudinales. b) mampostería libre de mortero. (Fotografías J. Reyes).

3.5 Muro Norte

La cara norte muestra un importante desarrollo microbiano, que cubre cerca del 40 % de la superficie del muro (Figura 3a). En algunas zonas que incluyen mampostería libre de aplanado y roca desnuda se observa el desarrollo de verdaderos consorcios microbianos que incluyen musgos, líquenes y hongos (Figura 10a). La presencia de una coloración verde por debajo de la superficie de morteros y piedras intemperizadas indica la existencia de colonias de bacterias endolíticas. La mayor parte del pigmento ha desaparecido, sin embargo no se observa una pérdida generalizada del mortero. En las zonas libres de mortero la roca presenta colonización microbiana de tonalidades naranja, roja, blanca y negra (Figura 10b).

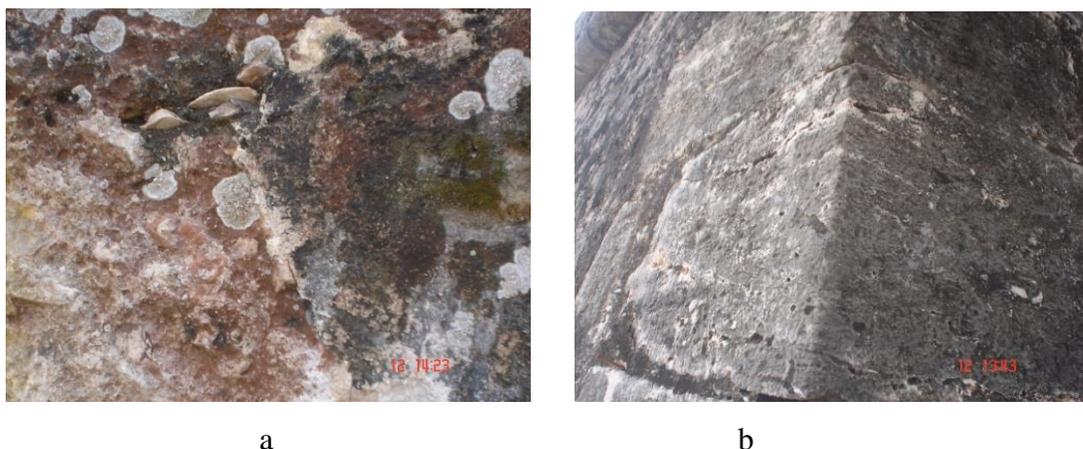


Figura 10. a) Consorcio microbiano presente en el muro norte. b) Colonización microbiana sobre piedra de cantera caliza del vértice noreste del Baluarte de San Pedro. (Fotografías J. Reyes).

El desarrollo de esta enorme diversidad microbiana parece estar relacionada con dos condiciones particulares de este muro: durante la mayor parte de día el muro se encuentra protegido de la acción directa del sol, y, también existe acción capilar de humedad proveniente del suelo. Esto

implica que el muro se encuentra con niveles de humedad superiores a los observados en las demás caras del edificio. Esta afecta tanto las mamposterías, como aplanados y piedra de cantera, como aquellas que conforman el vértice noreste, que se encuentra completamente colonizado. (Figuras 10a y 10b).

De hecho el efecto erosivo del viento es poco notable y por el contrario, el mortero de unión de la mampostería se manifiesta húmedo al tacto, es decir el viento no actúa como un agente de desgaste mecánico de abrasión, ni ejerce un efecto importante en el secado superficial, sino que más bien actúa como transporte de partículas antropogénicas y/o aerosoles marinos. Por otra parte en algunas partes el mortero del aplanado se encuentra abombado o despegado y en el espacio existente entre éste y la mampostería se observa el crecimiento de musgos, líquenes y plantas superiores, esta últimas más generalizadas en la parte inferior de muro. No se observa la presencia de costras de deterioro de origen químico ni procesos de recristalización de sales.

La Tabla 3 presenta un resumen de los compuestos encontrados por Difracción de Rayos X en los sitios seleccionados. Se aprecia una distribución en los diferentes muros, así como en las diversas muestras, lo cual permite valorar la importancia del uso de una técnica avanzada como parte del análisis del deterioro de edificaciones consideradas patrimonio cultural histórico.

Tabla 3. Compuestos encontrados en los muros del Baluarte de San Pedro.

Fases minerales	CARAS DEL BALUARTE DE SAN PEDRO							
	Norte	Suroeste				Sur		
	1	2	3	4	5	6	7	8
Aragonita, CaCO ₃	-	-	-	-	-	-	+	-
Calcita, CaCO ₃	+	+	+	+	+	+	+	+
Caolinita, Al ₂ SiO ₅ (OH) ₄	-	-	-	+	-	+	-	-
Cristobalita, SiO ₂	-	-	-	-	-	+	-	-
Cuarzo, SiO ₂	+	-	+	-	+	+	-	+
Dolomita, CaMg(CO ₃) ₂	-	-	-	+	-	+	+	-
Goethita, FeO(OH)	-	-	-	+	-	-	-	-
Fe ₂ (OH) ₂ CO ₃	-	-	-	+	-	-	-	-
Halite, NaCl	+	-	-	-	-	-	-	-
Hidroxilapatito, Ca ₅ (PO ₄) ₃ (OH)	-	-	+	-	+	-	-	-
Illita, K-Na-Mg-Fe-Al-Si-O-H ₂ O	-	-	-	-	-	+	-	-
Ortoclasa, KAlSi ₃ O ₈	-	-	+	-	-	-	+	-
Portlandita, Ca(OH) ₂	-	-	-	-	-	-	+	-
Silicato de sodio, Na ₂ Si ₄ O ₉	-	-	-	+	-	+	+	+
Weddellita, C ₂ CaO ₄ *2H ₂ O	-	-	-	-	+	+	-	+
Whewellita, C ₂ CaO ₄ *H ₂ O	-	-	-	-	-	+	+	+
Yeso, CaSO ₄ .2H ₂ O	-	-	+	-	+	-	+	+

En cuanto a la agresividad del medio marino tropical, se hace la observación que la ciudad de Campeche se localiza en la parte del Golfo de México en la Península de Yucatán. Su posición geográfica es particular, porque los vientos dominantes provienen del Este y Noreste la mayor parte del año, lo que implica que van de tierra a mar y la salinidad que depositan sobre los edificios no es tan alta (Gutiérrez, 1996) como sería de esperar en una ciudad costera. También es

de considerar que el Baluarte de San Pedro se ubica aproximadamente a 600 m de la línea de costa, por lo que la concentración salina es reducida por la barrera de edificios del centro histórico. Este efecto de pantalla ya ha sido reportado, haciendo notar la diferencia de concentración de cloruro con respecto a la línea de costa (Castro, 1995; Castañeda).

4. CONCLUSIONES

El Baluarte de San Pedro es un monumento representativo de las construcciones militares de la época colonial en la ciudad de San Francisco de Campeche, México y en la actualidad se encuentra sometido a una enorme presión ambiental que induce su deterioro. Campeche es una de las nueve ciudades coloniales mexicanas incluidas en la lista de Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO, desde 1999. Se presenta un trabajo pionero de patología de edificaciones para el Centro Histórico de la ciudad de Campeche, por lo que esta etapa es un diagnóstico inicial.

Los procesos de degradación natural predominantes en el baluarte son acción eólica que origina erosión y desgaste, así como el biodeterioro. Este último de especial importancia en el muro Norte, donde las condiciones de humedad, radiación solar y temperatura facilitan la actividad microbiana, cuyos componentes colonizan gran parte del muro.

La aplicación de Difracción de Rayos X fue determinante en la caracterización de los compuestos formados sobre los muros, lo que permite aproximar el origen y desarrollo de las costras negras. La presencia de yeso en las costras de deterioro de las caras suroeste y sur indican, que las emisiones de los vehículos automotores que circulan diariamente por la Avenida Circuito Baluartes y el paradero de autobuses ubicado en las cercanías del muro suroeste aceleran la degradación de los componentes primarios del edificio induciendo la aparición de costras negras. Resulta conveniente e inmediato considerar medidas de mitigación para el control de las emisiones urbanas así como el desarrollo de estrategias de prevención con el fin de controlar los factores que inducen el desarrollo de microorganismos que originan biodeterioro.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el financiamiento del proyecto FOMIX CAMP-CO-05, “Influencia del entorno urbanos en los procesos de degradación de edificios militares y religiosos de la época colonial en la ciudad de Campeche. Así mismo, se agradece el apoyo prestado por el M. en C. Daniel Aguilar durante el análisis mediante DRX. Este trabajo se realizó en el marco de la Red PROMEP Para la Conservación de Materiales de Interés Histórico y Artístico.

6. BIBLIOGRAFÍA

- AGI, AGS/Secretaría_Guerra, 7237,EXP. 307/1/1 RECTO
AGN, R. Rios y Acequías V.1, EXP. 7-BIS, FS, 111-119
Amoroso, G., Fassina, V. (1983), *Stone decay and conservation*, (Amsterdam, Holland, Elsevier).
Brimblecombe P., Grossi C. M. (2004), *The rate of darkening of material surface. Air Pollution and Cultural Heritage*. Saiz-Jimenez ed.: pp 193-198.
Castañeda A., Corvo F., Howland J. J. and Pérez T., *Corrosion of steel reinforced concrete in tropical coastal atmosphere of Havana City*, Química Nova, In Press.
Castro P. (1995), *Difusión y corrosión por iones cloruro en concreto reforzado*. Tesis doctoral, Facultad de Química, UNAM.

- Chertov, O., A. Gorbushina, et al. (2004), *A model for microcolonial fungi growing on rock surfaces*. Ecological Modelling **177**: pp 415-426.
- Corvo F., Reyes J., Valdes C., Villaseñor F., Cuesta O., Aguilar D. and Quintana P. (2010), *Influence of Air Pollution and Humidity on Limestone Materials Degradation in Historical Buildings Located in Cities Under Tropical Coastal Climates*, Water, Air & Soil Pollution **205** 1-4: pp. 359-375.
- Escamilla R. G., Reyes J., Pérez-López T., Monteón V. (2012), López-Alcántara R.. *Identification of Microorganisms Associated to the Biodegradation of Historic Masonry Structure in San Francisco de Campeche City, México*, Mater. Res. Soc. Symp. Proc. Vol. 1374 2012 Materials Research Society.
- Gaviño M. (2004), *Alteración cromática de monumentos tras la limpieza con láser. Origen, Naturaleza y eliminación del amarillamiento de las piedras*. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.
- Gutiérrez G. and Winant C. D. (1996), *Seasonal patterns of winds stress and wind stress curl over the Gulf of Mexico*. Journal of Geophysical Research, **101**, 8: pp. 127.
- Reyes J. (2004), *Criterios diagnósticos para la identificación de componentes orgánicos en materia particulada procedente del tráfico automovilístico y su aplicación al estudio del deterioro de la Catedral de Sevilla*. Tesis Doctoral. Universidad de Sevilla.
- Reyes J., Gutiérrez G., Centeno G., Treviño D., Bartolo P., Quintana P., Azamar J. A., Pérez T. (2008), *Chemical characterization of crusts formed in mortars of historical buildings in San Francisco de Campeche City, Mexico*. First Historical Mortar Conference. Lisbon, Portugal.



Análisis crítico sobre el ensayo m-k de forjados de chapa colaborante

L. Echevarría¹, J. P. Gutiérrez¹

¹ Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Consejo Superior de Investigaciones Científicas (IETcc-CSIC). C/Serrano Galvache, nº4, 28033. Madrid. España.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.36>

Artículo recibido el 25 de Junio de 2012, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 07 de Septiembre de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2013

RESUMEN

El fallo resistente de los forjados de chapa colaborante se suele producir por el deslizamiento longitudinal entre la chapa nervada de acero y el hormigón provocado por el esfuerzo rasante que se produce a consecuencia del cortante.

Puesto que no existe ninguna ecuación analítica que determine la resistencia del forjado frente a este esfuerzo a partir de la geometría de la chapa, ésta se obtiene a partir de ensayos, de los cuales el más empleado es el ensayo m-k, establecido por la AISI en 1967. Este ensayo tiene como objetivo la obtención de dos parámetros m y k, que permiten evaluar mediante una fórmula semiempírica la resistencia del forjado frente a las tensiones rasantes.

El objetivo de este trabajo es poner de manifiesto cuáles son las limitaciones del ensayo m-k para forjados de chapa colaborante y señalar la información adicional que es capaz de proporcionar este ensayo.

Palabras Clave: forjado de chapa colaborante; ensayo m-k; rasante; análisis; adherencia.

ABSTRACT

The failure of the composite slab is usually produced by the longitudinal slip between the steel sheet and the concrete, which is formed by the interface shear due to vertical shear.

As there is no analytic equation that determines the resistance of the slab against this effort once given the geometry of the steel sheet, the resistance is obtained from tests, of which the most used is the m-k test, established by the AISI in 1967. This test is focused on the consecution of two parameters called m and k, that allow us to evaluate the longitudinal shear resistance of the composite slab by using a semi-empirical formula.

The aim of this paper is to highlight the limitations of the m-k test for composite slab and identify the additional information that this test can provide.

Keywords: composite slab; m-k test; longitudinal shear; analysis; chemical bond.

Autor de contacto: José Pedro Gutiérrez Jiménez (jpgutierrez@ietcc.csic.es)

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 3, Septiembre - Diciembre 2012, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2012.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUCCIÓN

Un forjado mixto de chapa colaborante consiste en una chapa nervada de acero conformada en frío, de espesor entre 0,75 y 1,25 mm y módulo de elasticidad cercano a los 350 MPa, que apoyada sobre las vigas de la estructura, ejerce las funciones de encofrado perdido autoportante y armadura de tracción del forjado, sobre la que se vierte el hormigón fresco durante el proceso constructivo, a modo de losa de compresión (Figura 1).

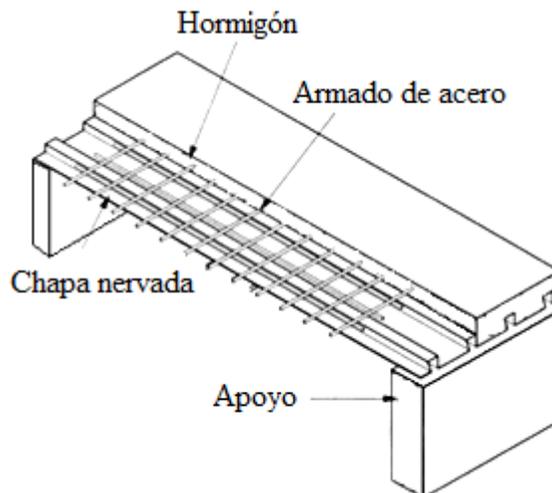


Figura 1. Partes de un forjado de chapa colaborante

Desde muy pronto se observó que el principal fallo resistente se produce por el deslizamiento longitudinal entre la chapa nervada y el hormigón provocado por el esfuerzo rasante (Bryla, 1967) que se genera en dicha sección a causa del cortante, es decir, por la pérdida de la conexión entre acero y hormigón (figura 1). Por este motivo, a la hora de proyectar este tipo de forjado, el proyectista debe realizar, además de las comprobaciones necesarias para cualquier tipo de forjado (flexión positiva y negativa, cortante, punzonamiento, etc.), una comprobación del forjado frente a esfuerzos rasantes.

Puesto que no existe ninguna fórmula analítica que determine la resistencia del forjado frente a este esfuerzo a partir de la geometría de la chapa, ésta se obtiene a partir de ensayos, de los cuales el más empleado es el ensayo *m-k*, establecido por la AISI (American Iron and Steel Institute) en 1967. Este ensayo tiene como objetivo la obtención de dos parámetros *m-k*, que permiten evaluar mediante la fórmula semiempírica (1) (fórmula empleada en el eurocódigo 4), u otras fórmulas similares, la resistencia del forjado frente a las tensiones rasantes.

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \cdot \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right) / \gamma_{vs} \quad (1)$$

Donde $V_{l,Rd}$ es el cortante máximo (N), b es el ancho del forjado (mm), d_p es el canto (mm), A_p es el área de la chapa grecada (mm²), m y k , son los dos parámetros que definen el comportamiento de la chapa frente a tensiones rasantes (MPa), γ_{vs} es el coeficiente parcial de seguridad para el estado límite último, que tiene un valor recomendado de 1.25 según el

eurocódigo 4 y L_s (mm) es la longitud de cortante, que se define como $L/4$, para cargas uniformemente aplicadas en todo el vano y es igual para el caso de cargas puntuales, a la distancia del punto de aplicación de la carga al apoyo más cercano.

El objetivo de este trabajo es poner de manifiesto toda la información que proporciona el ensayo $m-k$, y destacar la existencia de ciertos datos útiles que se pueden obtener durante la realización de este ensayo y que pueden ser de mucha utilidad para el proyectista.

2. PROCESO EXPERIMENTAL

Se han realizado en el Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción todos los ensayos necesarios para establecer los parámetros m y k de un forjado mixto hormigonado con un hormigón convencional de 25,5 MPa de resistencia característica, siguiendo las características que se establecen a continuación.

2.1 Disposición del ensayo

El método $m-k$ consiste en un conjunto de ensayos a escala natural que se realizan para obtener los parámetros m y k que permiten estimar la resistencia a tensión rasante. Estos ensayos suelen ser realizados por las empresas fabricantes de las chapas grecadas para cada una de sus chapas, por lo que no es necesario realizar el ensayo para cada disposición del forjado. En concreto, el eurocódigo 4 (CEN. Eurocódigo 4) proporciona una serie de criterios para indicar cuando un ensayo es representativo de las demás disposiciones:

- Espesores mayores de chapa.
- Losas de mayor espesor del ensayado.
- Un hormigón con resistencia característica superior a $0.8 \cdot f_{cm}$, donde f_{cm} es la resistencia media del hormigón de los ensayos.
- Para aceros con límite elástico superior a $0.8 \cdot f_{ym}$, donde f_{ym} es el valor medio del límite elástico de las chapas ensayadas.

Estos criterios obligan al fabricante a realizar ensayos con losas pequeñas y de características resistentes inferiores o iguales a las que luego se empleen en obra, ya que una vez obtenidos los valores m y k , estos sólo puedan ser utilizados para dimensionar forjados con mejores características.

Los ensayos se llevan a cabo en dos grupos de losas biapoyadas de distintas longitudes, a las que se le aplican dos líneas de carga transversales simétricas iguales, situadas a $L/4$ y $3L/4$.

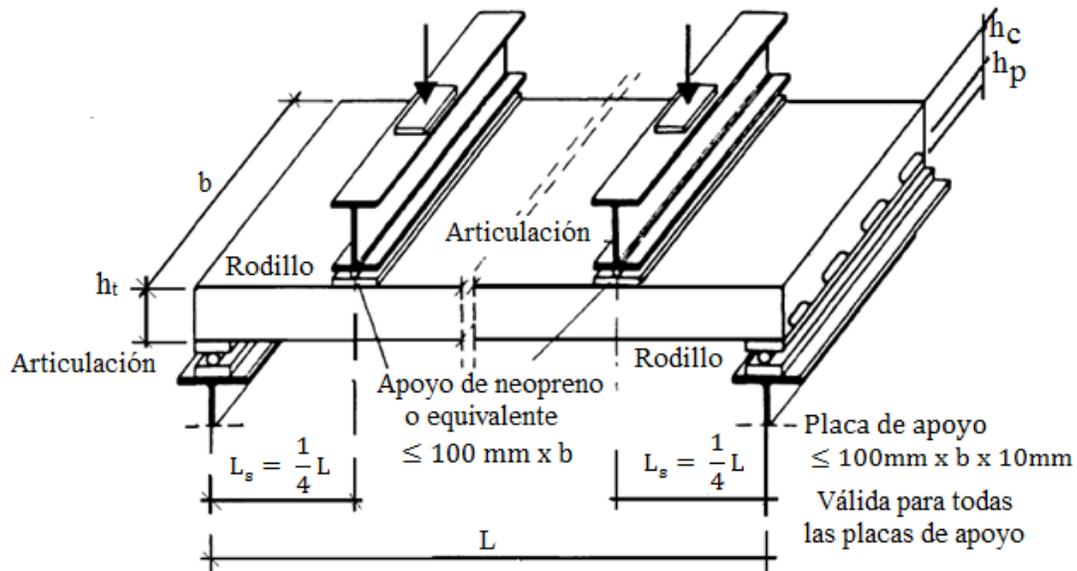


Figura 2. Configuración del ensayo *m-k*

El método comienza ensayando una probeta hasta rotura que se puede realizar en control de carga o en control de deformación. A partir de la carga de rotura de este primer ensayo, se realizan el resto de los ensayos con una carga cíclica inicial de 5000 ciclos. Los ciclos varían entre una carga mínima del 20% y un valor máximo del 60% de la carga de rotura de la primera probeta. Una vez realizada la primera parte del ensayo se continúa aumentando la carga hasta rotura.

2.2 Explotación de resultados

Se suelen realizar un total de 6 ensayos (dos grupos de tres ensayos, en los que cada grupo presenta una longitud de cortante distinta). A partir de la carga de rotura de los seis ensayos, se obtiene una recta, como está representado en la Figura 3.

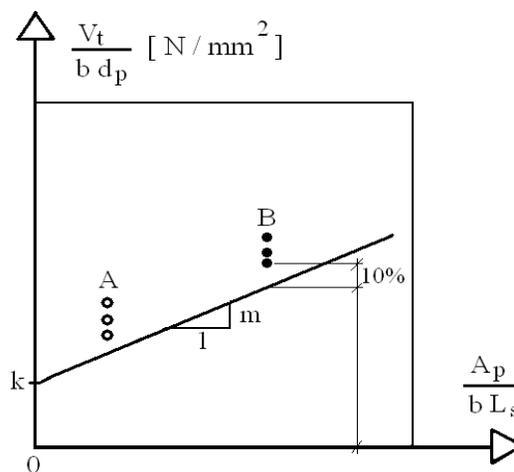


Figura 3. Obtención de los parámetros *m* y *k*

Donde V_t es el cortante obtenido de los ensayos (en Newton)

Para obtener la recta $m - k$ se realiza el siguiente proceso:

- Se desechan los resultados que difieran del resto más del 10%.
- Se reduce un 10% el valor del menor de los resultados de cada grupo.
- Con esos dos valores se establece una recta. La ordenada en el origen es el valor k , y la inclinación es m .

3. RESULTADOS

3.1 Resistencia

Pese a que existen tres solicitaciones básicas que producen el fallo en un forjado de chapa colaborante (tensión rasante, cortante y momento flector), la mayoría de dichos forjados fallan por tensiones rasantes. En la Figura 4 se muestra la resistencia de un forjado de chapa colaborante frente a las distintas solicitaciones cuando se le aplican unas cargas dispuestas como se indican en el apartado anterior.

También se incluye la resistencia frente a esfuerzo rasante como se indica en dos normativas, la del eurocódigo 4, explicada con anterioridad, y la de los British Standards (BSI. BS 5950-4, 1994), que sigue una fórmula ligeramente distinta a la del eurocódigo:

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \cdot \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \sqrt{f_{cm}} \right) / \gamma_{vs} \quad (2)$$

Donde f_{cm} es la resistencia media del hormigón de la probeta cúbica.

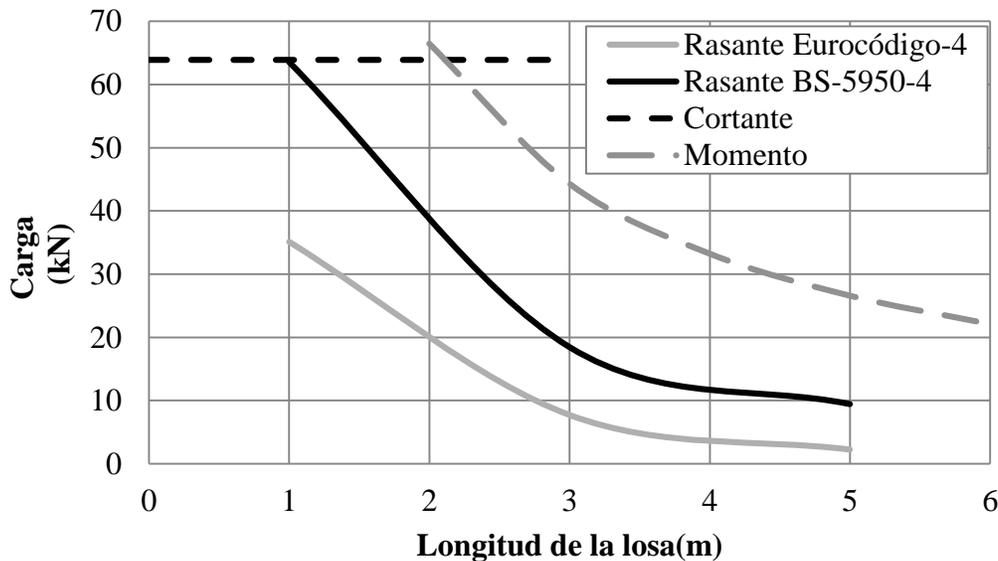


Figura 4. Resistencia de un forjado de chapa colaborante frente a distintas solicitaciones.

Se puede observar que, para pequeñas luces, la rotura se produce debido al cortante, mientras que para luces mayores la rotura es siempre por rasante.

Destaca la gran diferencia entre el esfuerzo rasante máximo según el eurocódigo y la normativa británica, que se debe a que los parámetros m y k se establecen de manera distinta en la normativa británica cuando el parámetro k es negativo, lo que conlleva a grandes diferencias, especialmente cuando la longitud de la losa es pequeña.

3.2 Modos de resistencia

Es importante conocer el comportamiento del forjado según se va cargando. Existen tres modos de resistencia, (adherencia química, interferencia mecánica de las embuticiones y anclajes mecánicos), cada uno de los cuales presenta una rigidez distinta.

Frente a pequeñas solicitaciones, la adherencia entre chapa y hormigón es total. Por este motivo, aparece una tensión rasante en la interfase entre acero y hormigón, que en este rango de cargas es soportada por la adherencia química entre ambos que se forma durante el fraguado.

Una vez superado el rasante máximo que es capaz de absorber la adherencia química, esta falla y en ese momento empiezan a trabajar las embuticiones o indentaciones que se le realizan a la chapa. Cuando se inicia el deslizamiento, las embuticiones impiden, por interferencia mecánica, que el hormigón siga deformándose, por lo que es necesario un aumento de las fuerzas para que la deformación crezca.

En la Figura 5 se muestran dos gráficas carga-flecha. La primera de ellas corresponde a la de un ensayo estático hasta rotura de una probeta que no ha sido sometida a ninguna carga antes del ensayo. La segunda representa el ensayo estático de una probeta que previamente había sido sometida a un ensayo dinámico de 5000 ciclos. Estos ensayos han sido realizados con una configuración análoga a la que muestra la Figura 2.

Como se puede observar en la Figura 5, la adherencia de la chapa hace que la rigidez del forjado sea mayor en la fase de carga inicial.

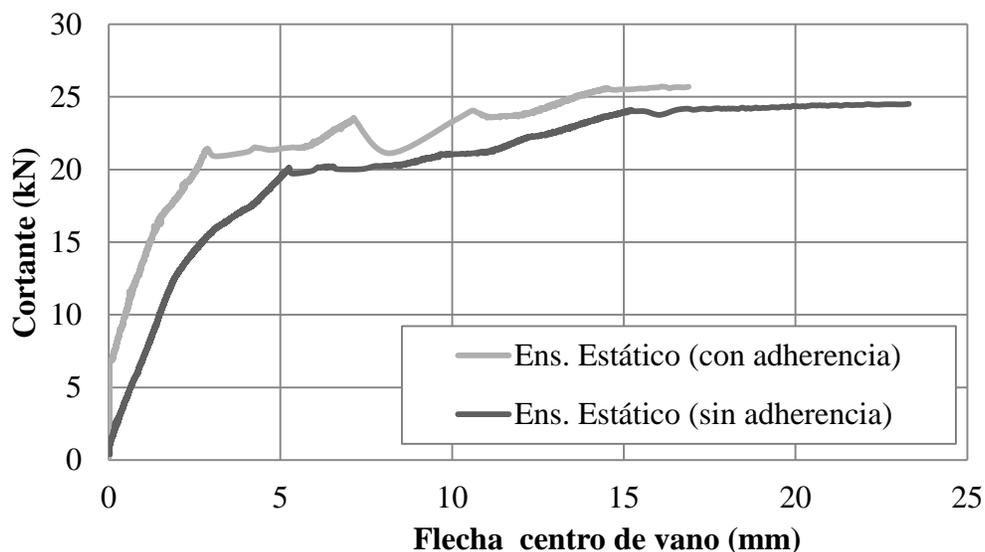


Figura 5. Gráfico Carga-flecha

Por último, cuando la losa de hormigón se ha separado de la chapa (y por lo tanto ya no hay interferencia de las embuticiones), empezarán a funcionar los anclajes mecánicos de conexión con las vigas: cuando interesa que las vigas de la estructura metálica funcionen como mixtas, se aprovecha el forjado mixto como capa de compresión, y se incluyen conectores en el ala superior del perfil metálico que posteriormente estarán embebidos en la losa.

4. CONCLUSIONES

A la hora de emplear el método $m-k$ para proyectar este tipo de forjados frente a esfuerzos rasantes, conviene tener en mente las siguientes características, que pueden obligar a modificar la estrategia constructiva:

- Existen muchos parámetros que intervienen en la resistencia a rasante del forjado, pero en la fórmula empleada en la mayor parte de las normativas actuales, sólo se tienen en cuenta parámetros geométricos.
- La normativa europea (principalmente el Eurocódigo 4) indica que el ensayo $m-k$ debe realizarse sobre forjados que posean características resistentes iguales o inferiores a aquellos que se prevea que se van a emplear en obra. Este hecho, unido a que para obtener los parámetros m y k sólo se emplean los valores más bajos de cada una de las series de ensayos reducidos un 10% y a los distintos factores de seguridad, hacen que el cortante de cálculo del forjado sea muy inferior al obtenido en los ensayos. Este hecho ha sido confirmado por diversos autores, entre ellos (Hedaoo, 2012).
- El ensayo no da información sobre el importante aumento de resistencia frente a esfuerzos rasantes que se produce cuando se introduce armadura de refuerzo de negativos, como se explica en la bibliografía (Vicente, 2004). Tampoco permite evaluar el incremento de resistencia que produce la introducción de conectores en la estructura.
- El ensayo tampoco da información sobre la carga a la que se produce el primer deslizamiento entre la chapa y el hormigón. Este debería ser un parámetro muy importante a la hora de proyectar un forjado de este tipo, ya que la estructura debería ser proyectada de manera que la carga de servicio fuera inferior a la carga de primer deslizamiento, aunque la normativa no obliga a ello.
- El principal motivo para incluir en el ensayo $m - k$ una carga cíclica antes de la realización del ensayo estático, es para que en este ensayo no intervenga la adherencia entre el acero y el hormigón, lo que hace disminuir la carga de primer deslizamiento y aumentar la deformación en rotura (Nagy, 1998).
- Conviene recordar que, pese al uso extendido de hormigones ligeros junto a chapas nervadas, este hace que la carga de primer deslizamiento disminuya, como se indica en la referencia bibliográfica (Urríes, 1989).

En resumen, aunque el método $m-k$ es un método muy práctico para la estimación de la resistencia frente a esfuerzos rasantes de un forjado de chapa colaborante, es aconsejable no emplear únicamente los parámetros $m-k$ que suministra el fabricante de la chapa, ya que el ensayo realizado por el fabricante corresponde a la configuración pésima del forjado. Es conveniente, para obras de suficiente entidad, elaborar nuestros propios ensayos, obteniendo además otra información relevante, como la carga de primer corrimiento entre la chapa y el hormigón que puede ayudar al proyectista a dimensionar el forjado frente a cargas de servicio.

5. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha desarrollado dentro del proyecto Intramural 201060E118 “Investigación de hormigones especiales avanzados para aplicaciones estructurales en ingeniería y arquitectura” financiado por el Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC).

6. REFERENCIAS

- Bryla S. (1967), *The composite effect of profiled steel plate and concrete in steel deck slabs*. Acier Stahl Steel. Centre belgo-luxembourgeois d'information de l'acier. **32**: pp 469.
- BSI. BS 5950-4:1994. (1994), *Structural use of steelwork in building. Code of practice for design of composite slabs with profiled steel sheeting*.
- CEN. Eurocódigo 4. *Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*
- Hedao N.A., Gupta L.M., Ronghe G.N. (2012), *Design of composite slabs with profiled Steel decking: a comparison between experimental and analytical studies*. Journal of Advanced Structural Engineering, **4**,1.
- Nagy Z.V., Szatmary I. (1998), *Composite slab design*. in: 2nd Int PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, (Hungary)
- Urrés J. J. (1989), *Estudio experimental del comportamiento a flexión: tensiones rasantes y deformaciones de forjados compuestos de chapa y hormigones normales o ligeros*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.
- Vicente R. (2004), *Redistribución de esfuerzos en forjados de chapa nervada y hormigón continuos*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.



Analyzing two different data processing strategies for monitoring concrete structures using ultrasonic pulse velocity

A. Lorenzi¹, L. Fonseca Caetano¹, J. L. Campagnolo¹, L. C. Pinto da Silva Filho¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Av. Osvaldo Aranha 99. Porto Alegre RS.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.37>

Artículo recibido el 29 de Mayo de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 28 de Agosto de 2012.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2013

ABSTRACT

The increasing number of early deterioration symptoms found in relatively new concrete structures provides a strong argument for the development and validation of techniques to monitor the condition state of concrete elements and provide data to estimate the potential service life. The use of NDT monitoring techniques is an important way to prevent and control the deterioration of concrete structures without damaging the material. Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) measurements seem to be a quite effective way to perform quality control, since this reliable and flexible test method allows an in-depth analysis of the material's condition. Using UPV data it is possible to check the concrete uniformity, accompany the deterioration, detect internal flaws and voids and, by means of a comparison with reference specimens, even estimate the compressive strength. The results indicate that surface mapping seems to be a better way to analyze and visualize UPV results.

Keywords: concrete; ultrasonic methods; surface mapping; statistical analysis.

RESUMO

O crescente aumento dos sintomas de deterioração precoce em estruturas de concreto serve de argumento para o desenvolvimento e validação de técnicas de monitoramento do estado de conservação das mesmas. Além disto, fornecerem dados para estimar a vida útil das estruturas. A utilização de Ensaios Não Destrutivos permite a prevenção e o controle da deterioração de estruturas de concreto, sem danificar o material. O ensaio de Velocidade de Propagação do Pulso Ultrassônico (VPU) é uma forma bastante eficaz para realizar o controle de qualidade. Utilizando os resultados do ensaio de VPU é possível verificar a uniformidade de concreto, acompanhar sua deterioração, detectar falhas e vazios internos e, por meio de uma comparação com as amostras de referência, até mesmo estimar a resistência à compressão. Os resultados obtidos neste trabalho indicam que através do mapeamento superficial consegue-se analisar e visualizar os resultados dos ensaios de VPU.

Palavra-Chave: concreto; ultrassom; mapeamento superficial; análise estatística.

Autor de contacto: Alexandre Lorenzi (alexandre.lorenzi@ufrgs.br)

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 3, Septiembre - Diciembre 2012, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No. 04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2012.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUCTION

Nondestructive Tests (NDT) can be described as methods to examine an object, material or system without causing damage or impairing its future usefulness. By definition, NDT methods do not affect its target's appearance or performance.

According to the ASNT (2012), NDT methods can be used to check variations in internal structure; to detect changes in surface conditions, the presence of cracks or other physical discontinuities; to measure the thickness or determine other characteristics of industrial products.

Nesvijski (2003) argues that NDT methods are especially suitable for testing materials and structures with a long service life because they allow us to evaluate them in-situ and in service, and to monitor the changes in condition state over an extended period of time. Continuous monitoring enables the early detection of problems, resulting in easier and more economic treatment and recovery alternatives.

For these reasons, the use of NDT has become a subject of interest in several countries. In Brazil, the application of these techniques is still restricted but it is growing rapidly in some sectors. Civil engineering is a field in which the interest on NDT techniques is on a rise.

In fact, over the last century, several NDT methods have evolved from ingenious benchwork tools to become indispensable tools for material's analysis. Today, NDT methods play a very important role, for example, in the inspection procedures for some infrastructure elements, such as bridges, highways, pipelines, tunnels, and other critical civil and industrial structures. The data collected is sometimes critical for planning interventions on the aging infrastructure, with the aim of avoiding serious deterioration and reduce costs and risks (Lorenzi et al, 2004). Moreover, they do not just allow the evaluation of aged and deteriorated structures, but can also be used for quality control of new structures, Nogueira (2002).

The work described in the paper is part of a research effort carried out by the LEME/UFRGS team to evaluate the usefulness and precision of UPV measurements and to develop adequate interpretation strategies to make sense of the data obtained. In this study, the results of UPV tests carried out on a beam containing several induced defects, simulated using pieces of wood and styrofoam, were analyzed. The objective is analyses two different interpretation techniques, one based on statistical neighboring analysis and other using 3D mapping. The results indicates that the usefulness of the ultrasonic readings for defect detection may depend upon the establishment of a suitable inspection grid.

2. USING ULTRASONIC PULSE VELOCITY MEASUREMENTS IN CONCRETE

Amongst the most well known and commercially available NDT methods, the ultrasonic pulse velocity (UPV) measurements can be considered as one of the most promising for the evaluation of concrete structures. The characteristics of the method makes possible to analyze the material homogeneity, facilitating the diagnosis of defects and the control of the condition state of structures during their service life. An additional advantage is that ultrasonic testing offers the chance to make a continuous control of structure elements over time.

The results of these analyses can be used for prognostic of the quality or to correction the technological process. The ultrasound can be used for example, as the concrete quality, detect voids or evaluate zones damaged by fire.

There is a considerable challenge in evaluating an heterogeneous material such as concrete. As pointed out by Nesvijski (2001), composite materials require adequate NDT means. Concrete properties can vary considerably, depending on the nature and proportions of its constituents, the construction methods applied to create it, and the loading and environmental conditions to which it will be subjected over time.

The dynamic nature of concrete is one of the very reasons why the development of control methods to determine the condition and ascertain the quality of concrete is critical (Lorenzi, Silva Filho and Campagnolo, 2004).

As widely known, the most important control parameter used today for concrete, despite its limitations, is the compressive strength. Therefore, the possibility of estimating the concrete strength from ultrasonic readings, regardless of the uncertainties, is quite attractive. This explain why concrete is practically the only major material in which strength determination is attempted by ultrasound (Popovics, 1998).

According to some studies, it is possible to make a rough estimate of strength from ultrasonic data, especially when combined with the extraction of core samples in order to provide a reference for the analysis, as discussed by Lorenzi, Caetano and Silva Filho (2003). The strategy is to explore the relationship between the quality of concrete and the velocity of the ultrasonic pulse sent through the material. The idea is that the pulse velocity will be a function of material density and stiffness, both of which can be correlated with compressive strength.

2.1. Basics of UPV Techniques

UPV is one of the most widely used NDT methods (Lorenzi, Silva Filho and Campagnolo, 2004). The UPV method is based on the propagation of a high frequency sound wave through the material. The basic idea is to project the sound inside a material and measure the time necessary for the wave to propagate though it. If the distance is known, it is then possible to determine the average pulse velocity (ASTM, 1995). The speed of the wave will vary depending on the density of the material, allowing the estimation of the porosity and the detection of discontinuities.

The method is normally based on the use of portable equipment, composed by the source/detector unit and the surface transducers, which work in the frequency range of 25 to 60 kHz (Popovics, 1998). The quality of the transmitted pulse is important, and in a first time the best coupling of transducer with solid edge must be designed (Buyle-Bodin, Ammouche, Garcia, 2003).

The standard methodology of UPV applications for concrete is based on the propagation of ultrasonic pulses through a specimen. If a wave encounters a crack or void, it will be diffracted around the discontinuity (Popovics, 1999). The propagation time expresses the density of the material, which might be correlated with the mechanical properties, such as the compressive strength and the modulus of elasticity (Meneghetti, Padaratz, Steil, 1999).

The readings should be adjusted, if possible, to consider the concrete age, aggregate and cement type and proportion, carbonated depth, the presence of water and the effects of other variables that might influence the relationship between the compacity and the mechanical properties, such as the dynamic moduli and the compressive strength (Nesvijski, Nesvijski, Lorenzi, 2000). The results can also be used to check uniformity, detect voids or estimate the depth of a surface crack (Qasrawi, 2000).

The evaluation of ultrasonic results is, however, a highly specialized and complex activity, which requires careful data collection and expert analysis (Lorenzi, Caetano, Silva Filho, 2005). Only by means of a throughout and well done analysis, a trustworthy diagnosis can be obtained. For example, to map the homogeneity of one structure it is necessary to interpret and connect a large number of UPV readings.

To make an adequate analysis it is necessary to have a reliable interpretation strategy. The best ways to deal with this data have not yet been established. This research investigates strategies to facilitate the analyses and how computational support might be used.

3. EXPERIMENTAL PROGRAM

In the present work two strategies, multiple comparison of averages and surface mapping, were used to interpret data from an experimental beam, 20 x 40 x 100 cm, where some defects were induced. The objective was to verify the efficiency of each of the techniques in terms of defect detection.

The experimental beam was created using concrete with mix proportions 1:2.57:3.43 (cement: fine aggregate: coarse aggregate) and a water/cement relationship $w/c = 0,58$. Inside the beam several objects were placed, such as Styrofoam balls and wood pieces, in order to simulate the imperfections or defects that could exist in real concrete elements. The objects used can be observed in figures 1 and 2. They were kept in place using nylon threads. Reinforcement bars were placed in half of the beam, to check if their presence would influence the UPV readings.

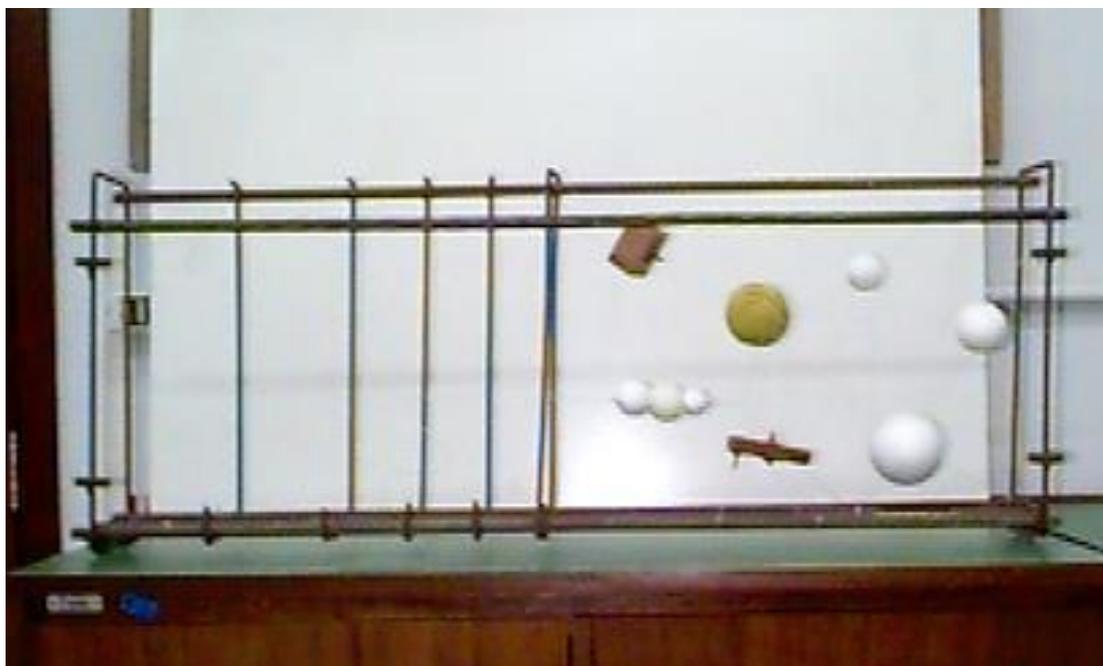


Figure 1. Detail of the reinforcement and the objects in the beam.

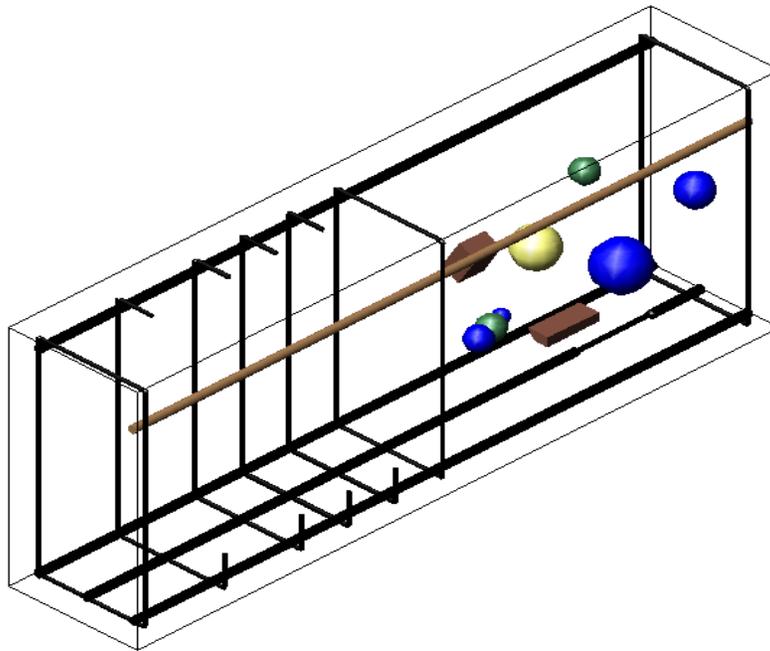


Figure 2. Simulation of defects in the beam.

The beam was tested using portable PUNDIT equipment, provided with 54 KHz transducers. According to Naik and Malhotra (1991), this frequency range was chosen to minimize the influence of concrete strength variations in the measurements. Since the objects placed inside the experimental beam varied between 30 and 95 mm, they could all potentially be detected by the equipment. Two measurement grids were used (one composed of 75x75 mm squares and the other made of 150x150mm squares), in order to verify if grid refinement would provide better results. The grids were superimposed on the lateral face of the beam, which had 100 x 40 cm. This means that the larger grid was composed by 18 dots while the smaller one was made of 55 points. Figures 3 and 4 show the measurement grids marked in one of the sides of the beam. Direct measurements through the beam and indirect measurements joining each point of the grid on each side were then taken.

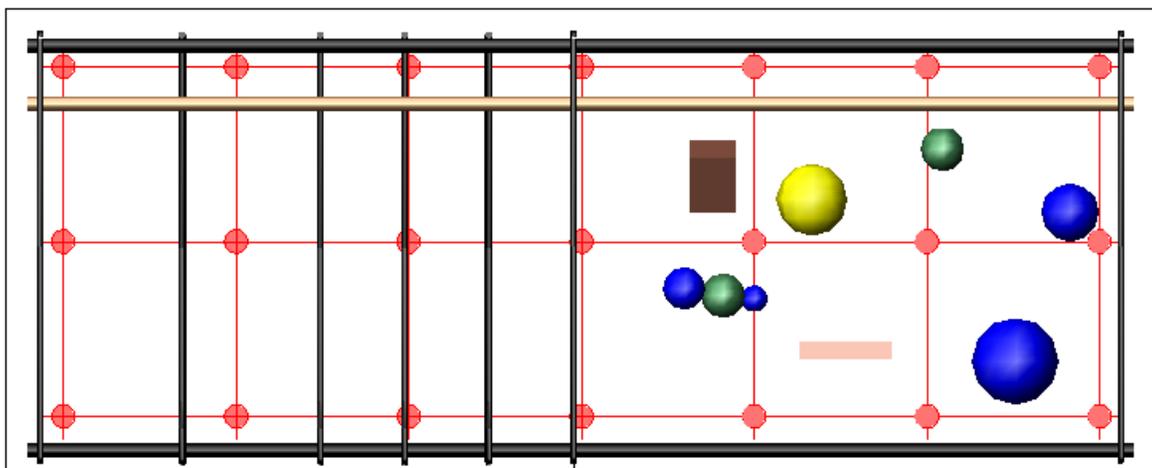


Figure 3. Disposal of objects into the beam and positioning of 150mm grid.

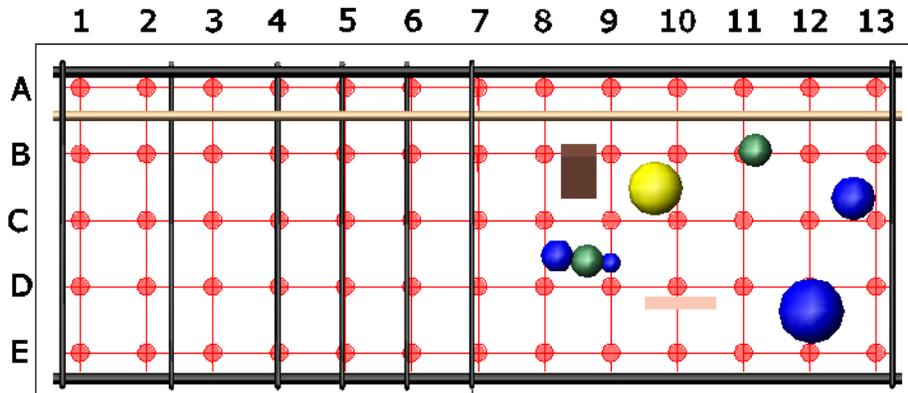


Figure 4. Disposal of objects into the beam and positioning of the 75 mm grid.

Figure 5 shows the measurements being performed. As can be noticed in the image, a positioning device was used to ensure that the transducers were properly placed.



Figure 5. View of the execution of the UPV test.

The first interpretation technique was based on the statistical concept of multiple average comparisons. Results from the 6 indirect measurements joining the 4 points that created each square of the larger grid were combined and their average and standard deviation calculated. Using an statistic Software (Statistica 8.0), a comparison of the internal variation inside each square and the variations between neighboring squares was carried out, in order to determine if the squares could be considered as statistically different, which might indicate, in theory, the presence of abnormalities.

The second interpretation technique had a more graphical nature. Using a surface mapping software (Surfer 7.0), a contour map of the data was created. The coordinates for the contour map were the position in the grid (expressed as X and Y values) and the UPV measurement (which constituted the Z coordinate). Each indirect measurement was placed at the midpoint of the line connecting two points of the grid. Adequate intervals were stipulated for the UPV measurement, in order to create a color map of the pulse velocities alongside the beam.

4. ANALYSIS OF THE RESULTS

For the statistical interpretation strategy, hypotheses tests were done considering:

H_0 = Null hypothesis - the averages of the samples are equal.

H_1 = Alternative hypothesis - the averages of the samples are different.

$H_0 = t_{\text{experimental}} \leq t_{\text{theoretically}}$ - Region of acceptance of Hypothesis

$H_1 = t_{\text{experimental}} > t_{\text{theoretically}}$ - Region of rejection of Hypothesis

Figure 6 shows some of the results obtained for the grid of 150 mm. The testing of hypothesis pointed out the existence of significant differences between quadrants Q4 and Q9, Q4 and Q5, Q3 and Q9, Q2 and Q9, and Q1 and Q8, as seen in figure 6. In each figure, the quadrant filled with diagonal lines is the one taken as the reference value. The dotted squares constitute the region of acceptance (squares with averages statistically similar to the reference square) while the filled squares represent the rejection region, that is, squares that could be considered as substantially different from the reference.

Combining the results, it is possible to assume that quadrants Q8, Q9 and Q5 tend to present lower UPV values than the rest, indicating regions with lower compacity. Unfortunately, these regions did not coincide well with the position of the induced defects.

The procedure was repeated using the smaller grid, to check if the refinement would increase the sensitivity of analysis. Special attention was paid to quadrants that were highlighted as composing the rejection regions for the 150 mm grid. However, the results obtained with the smaller grid were even less clear and did not help the interpretation. For example, most significant differences pointed out occurred between quadrants Q1 and Q34, Q1 and Q43 and Q1 and Q44, positions which did not coincide with the real placement of the objects or with the results from the analysis of the larger grid.

Regarding the surface mapping results, the image contour surfaces obtained were quite interesting. Analyzing the image shown in Figures 7 and 8 it is possible to verify clearly the existence of regions where the readings are lower or higher than the average. The position of these regions had a good correlation with the position of the defects. In fact, it is quite easy to locate the region where the largest Styrofoam ball was placed. Strangely, some of the defects caused increases in UPV velocity. In any case, the effect of the disturbances is quite clear.

When direct measurements were used to create the map, however, the defects cannot be so easily located, as seen in Figure 9. In these images, hotter (red) zones indicate lower UPV values, indicative of the presence of voids or defects. Colder (blue) zones indicate higher UPV values, indicative of more compact zones (or influenced by the presence or rebar).

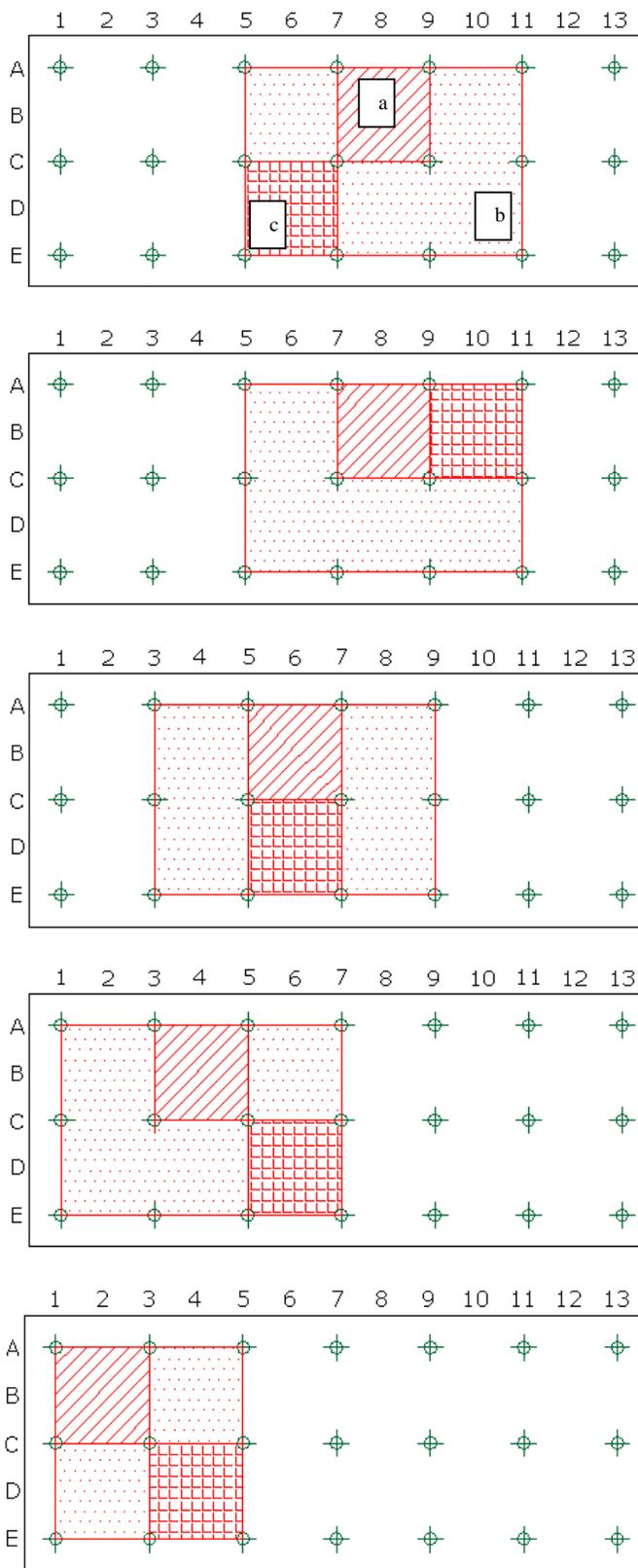


Figure 6. Results of hypotheses tests - Grid 150 X 150 mm: (a) diagonal lines - reference value, (b) dotted squares - region of acceptance, (c) filled squares – region of rejection).

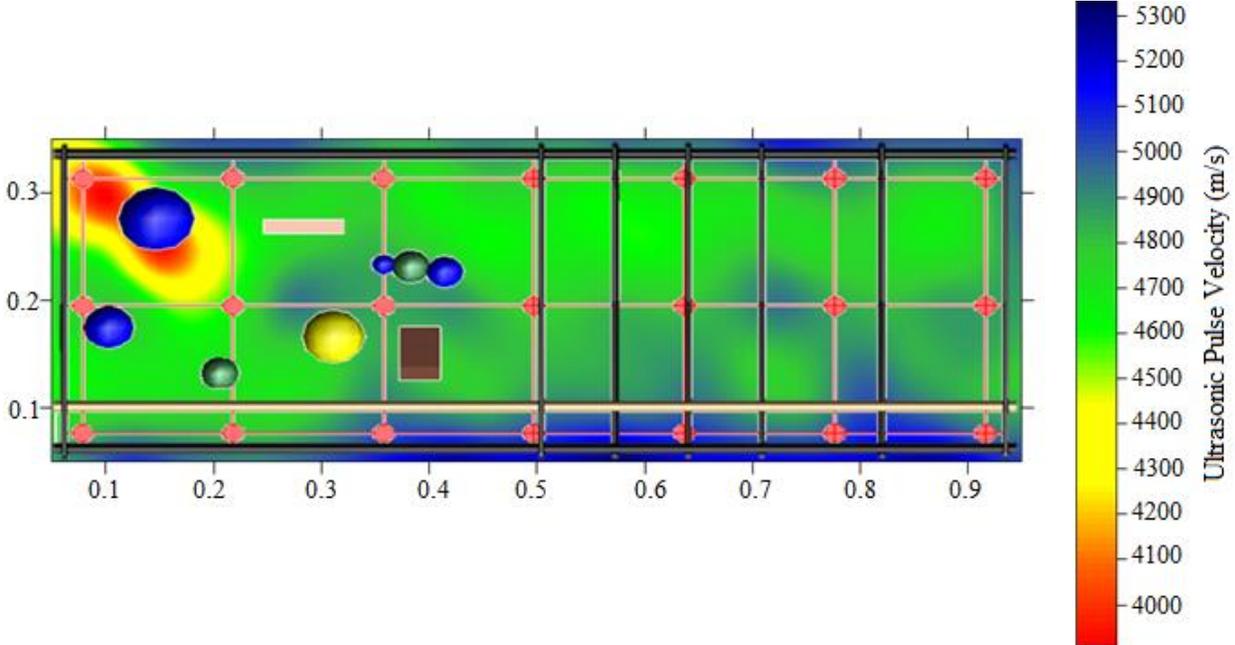


Figure 7. Surface Analysis, Indirect Readings – Face 1 – Grid 150 X 150 mm

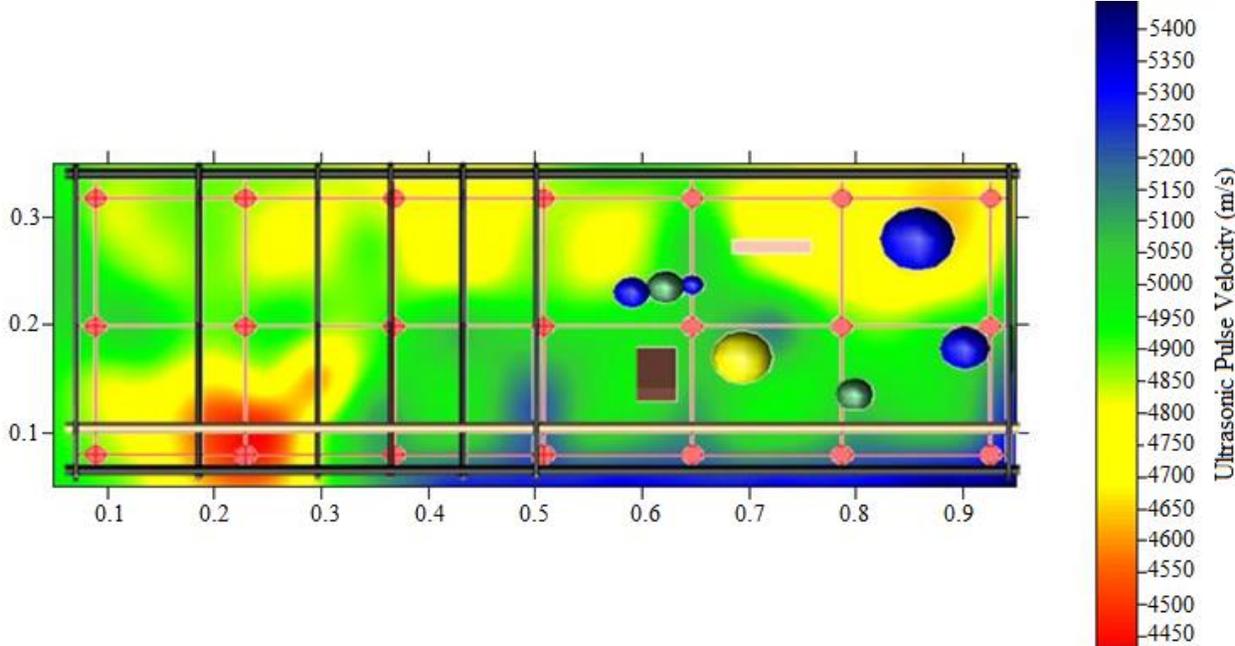


Figure 8. Surface Analysis, Indirect Readings – Face 2 – Grid 150 X 150 mm

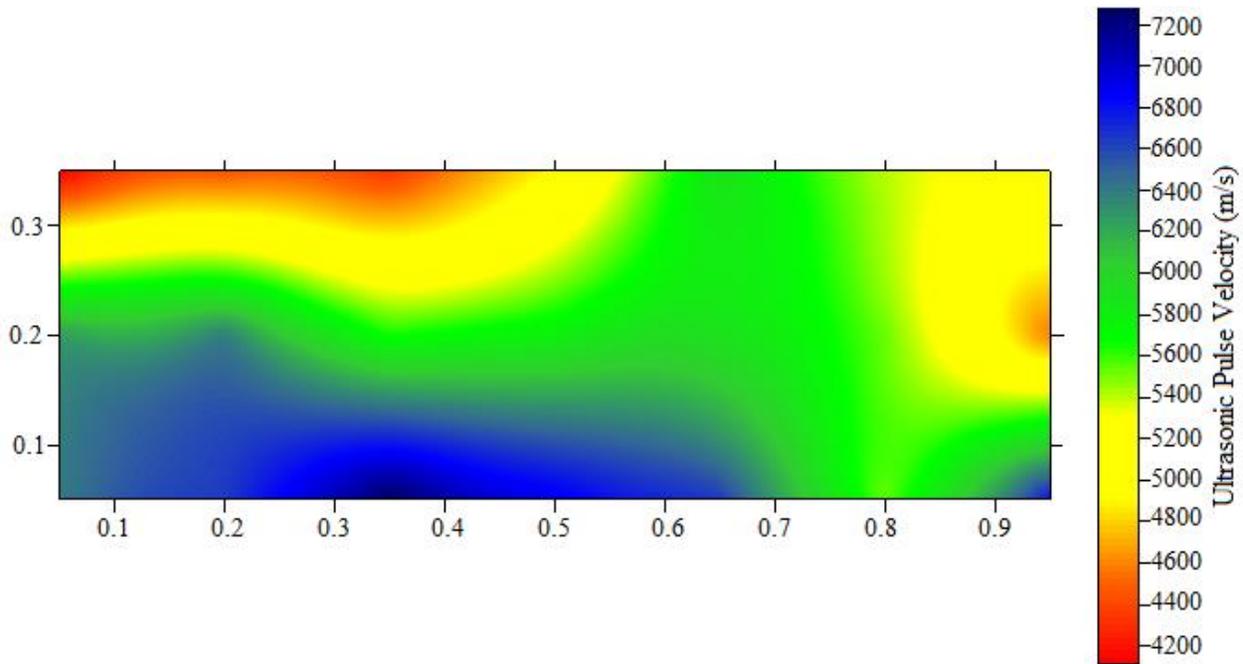


Figure 9. Surface Analysis, Direct Readings – Grid 75 X 75 mm

Despite the uncertainties, the analysis of the contour maps - similar to those that would have been produced if an investigation of a real structure was under course – indicates some trends. The presence of the wood pieces and the hollow tennis balls seems to affect more the measurements than the solid Styrofoam balls. The smaller wood piece located nearer to the top of the beam only shows itself on the face 2 image, possibly because it was closer to this side of the beam. The presence of the tennis ball is also more marked on this side, although it appears at the side A. The single table tennis ball is only noticeable on the face 1 image. The problems nearer to the bottom of the beam seem a little displaced but they appear at both sides, as 3 clear drops in UPV values.

Figure 10 shows that, similarly to what happened in the statistical analysis, when the 75x75 mm grid was used, the analysis become less clear and it was not possible anymore to detect any suspect region where the objects could be located, because of the background noise.

In order to check if the diagnosis made with the contour map images were reliable, sample cores were taken at some points chosen based solely on the contour images. Figures 11 shows some of the extracted cores, providing clear evidence to the fact that the defects could be adequately located using only the NDT data, without any prior knowledge about their position.

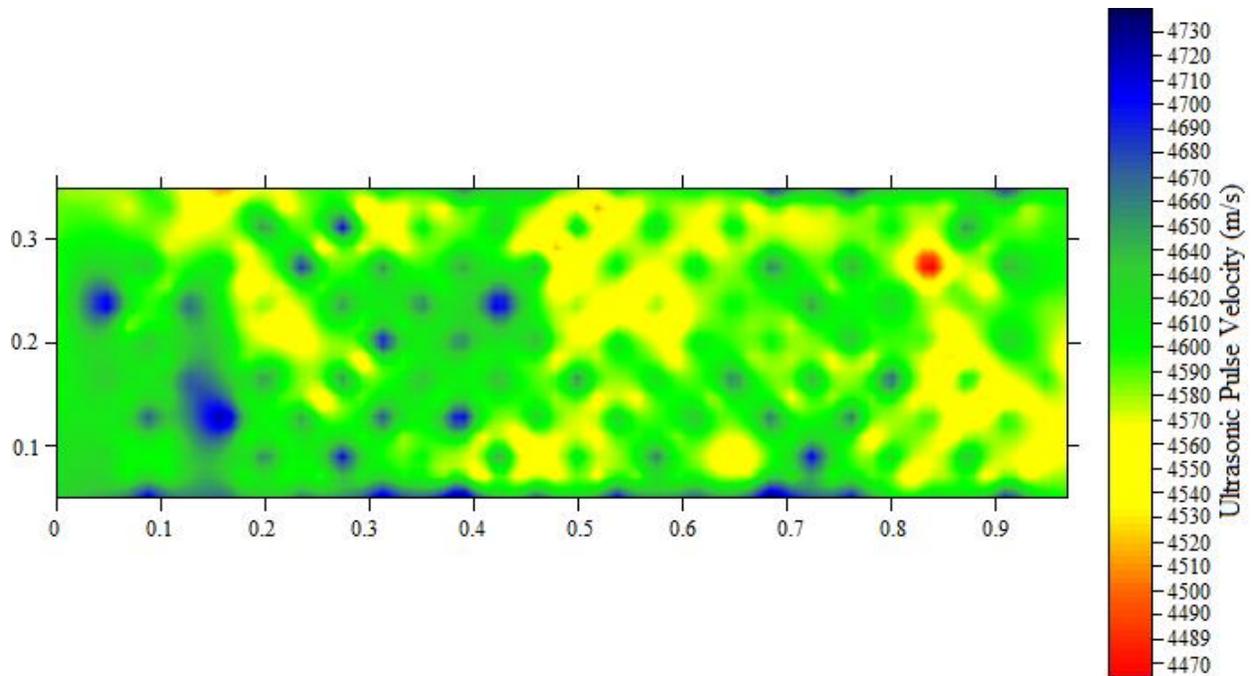


Figure 10. Surface Analysis, Indirect Readings – Face 1 – Grid 75 X 75 mm



Fig.11 Core samples showing the table tennis ball and the small piece of wood

5. CONCLUSIONS

The results obtained indicate that UPV measurements can be successfully used to detect voids in concrete elements, providing that an adequate interpretation strategy is adopted. Between the two strategies tested, image mapping showed itself as more promising and intuitive. The contour maps generated are quite easy to read and interpret. They provided a fairly good assessment of problematic regions, when the larger grid and indirect measurements were used. It was shown that indirect measurements are more useful than direct ones, for defect mapping purposes, because they tend to cross larger portions of concrete.

The question of grid size was critical. The data collected with the smaller grid was quite affected by local variations in concrete quality and surface waves, creating a background noise that cluttered both types of analysis, the statistical and the graphical one. Even for the larger grid, the statistical analysis was not able to adequately locate the defects. It gave the impression of being less sensitive and clear, not quite able of providing good results.

The combination of ultrasonic measurements with the generation of contour maps seems to be a quite effective way to map analyses the homogeneity of concrete. More tests are needed, nonetheless, to clarify the real potential of this technique for defect detection in real structures.

In short, the study indicates that ultrasonic tests can be a useful tool for structural analysis, but further studies are needed to systematize strategies for adequate data collection and define the recommended interpretation tools to be used.

6. REFERENCES

ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARDS, ASTM E 114-95 (1995), *Standard Practice for Ultrasonic Pulse-Echo Straight-Beam Examination by the Contact Method*, Vol. 03.03 Nondestructive Testing, (West Conshohocken, USA: ASTM): 920 p., p. 12-15.

ASNT (2012). *Introduction to Nondestructive Testing*. The American Society for Nondestructive Testing. <http://www.asnt.org/>.

Buyle-bodin F., Ammouche A., Garcia J. (2003), *Contribution of coupling non-destructive methods for the diagnosis of concrete structures*. in: International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering. <http://www.ndt.net>, Berlin: (Germany).

Lorenzi A., Silva Filho L. C. P, Campagnolo J. L., Strieder A. J., Caetano L. F. (2004), *Using Non-Destructive Testing for Monitoring Concrete Elements of Sizable Structural Members*, in: Proc. Structural Materials Technology (SMT): NDE/NDT for Highways and Bridges. Buffalo: (USA). CD-ROM.

Lorenzi A., Caetano L. F., Silva Filho L. C. P. (2003), *Redes Neurais Artificiais para Avaliação dos Resultados de Ensaios Ultrassônicos em Concreto*. in Proc. Congresso Latino-americano de Patologia das Construções. Mérida: (México). CD-ROM.

Lorenzi A., Caetano L. F., Silva Filho L. C. P. (2005), *Using Ultrasonic Pulse Velocity for Monitoring Concrete Structures*. in: Proc. The Third U.S.-Japan Symposium on Advancing Applications and Capabilities. Maui: (USA). CD-ROM.

Lorenzi A., Silva Filho L. C. P., Campagnolo J. L. (2004), *Using a Back-Propagation Algorithm to Create a Neural Network for Interpreting Ultrasonic Readings of Concrete*. in: Proc. 16^o World Conference on Nondestructive Testing,. Montreal: (Canada). CD-ROM.

Meneghetti L. C., Padaratz I. J., Steil R. O. (1999), *Use of Ultrasound to Evaluate Concrete Strength in the Early Ages*. in International Symposium on Nondestructive Testing Contribution to the Infrastructure Safety Systems in the 21st Century. Torres: (Brazil).

Naik T. R., Malhotra (1991), V. M., *The ultrasonic pulse velocity method*, in: Malhotra V. M., Carino N. (Editor), *Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*, (Boca Raton, Florida, USA): CRC Press, 1991, 343 p.

Nesvijski E. G. (2003), *Dry Point Contact Transducers: Design for New Applications*, The e-Journal of Nondestructive Testing, vol. 9, n. 9,. <http://www.ndt.net>, Berlin: (Germany).

Nesvijski E. G. (2001), *On Raleigh Equation and Accuracy of its Real Roots Calculations*. Journal of Thermoplastic Composite Materials: vol. 14, n. 5.

Nesvijski E. G., Nesvijski T. C., Lorenzi A. (2000), *Differential Approach to Ultrasonic Testing of Strength and Homogeneity of Concrete*. in International Conference on NDT in Civil Engineering. Tokyo: (Japan).

Nogueira C. L. (2002), *Análise Ultra-Sônica da Distribuição dos Agregados no Concreto através de Wavelets*, in Proc. XXI Congresso Nacional de Ensaios não Destrutivos. Salvador: (Brazil).

Popovics S. (1998), *Strength and Related Properties of Concrete - A Quantitative Approach*, (New York, USA: John Wiley and Sons), 535p.

Popovics S. (1999), *Educational and Research Problems of NDE of Concrete Structures*. in International Symposium on Nondestructive Testing Contribution to the Infrastructure Safety Systems in the 21st Century. Torres: (Brazil).

Qasrawi H. (2002), *Concrete Strength by Combined Nondestructive Methods – Simple and Reliably Predicted*, Cement and Concrete Research **30**: pp. 739-746.



Deterioro por corrosión de elementos de concreto armado de un edificio industrial

G. F. San Miguel¹, P. V. Tamez¹, M. R. Alvarado², R. G. Alcorta¹, R. M. Garza², J. P. Farias¹

¹Universidad Autónoma de Nuevo León, UANL, FIC, Av. Universidad S/N, Ciudad Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, C.P. 66451, México.

²Av. El Roble #660, Col. Valle del Campestre, San Pedro Garza, Nuevo León, C.P. 66265, México

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i3.38>

Artículo recibido el 05 de Julio de 2012 y revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 18 de Septiembre de 2012. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2013 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2013

RESUMEN

La corrosión de las estructuras de concreto armado se acentúa cuando son colocadas en ambientes con microclimas extremadamente agresivos. La habilidad para evaluar la corrosión de las varillas de refuerzo en estas estructuras y poder estimar la vida en servicio remanente es tema de estudios en muchas partes del mundo. Este trabajo muestra la importancia de implementar una metodología de inspección y diagnóstico que genere, a través del empleo de equipos especializados y tecnología de punta, datos confiables que permitan el desarrollo de procesos de planeación en las intervenciones de rehabilitación y/o mantenimiento de los elementos de concreto reforzado. El conjunto de resultados permitió la optimización de recursos humanos y materiales del usuario final.

Palabras Clave: corrosión; concreto armado; evaluación; reparación.

ABSTRACT

Corrosion of reinforced concrete structures (RCS) is accentuated when there are placed in environments with extremely aggressive microclimates. In many parts of the world, the ability to evaluate the corrosion of rebars in these RCS and estimate the remaining service life is subject of study. This work shows that the implementation of an inspection and diagnosis methodology must generate reliable data, through the use of specialized equipment and technology. Additionally, the development of planning processes in rehabilitation interventions and/or maintenance of reinforced concrete elements should be privileged. The results obtained allowed the optimization of human and material resources of the end user.

Keywords: corrosion; reinforced concrete; evaluation; rehabilitation.

Autor de contacto: Gerardo Fajardo San Miguel (gerardo.fajardosn@uanl.edu.mx)

© 2012 ALCONPAT Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 2, No. 3, Septiembre - Diciembre 2012, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No. 04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2012.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor. Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

1. INTRODUCCIÓN

El costo anual estimado de mantenimiento y conservación de una estructura representa cerca del 2% de la inversión inicial, considerando la operación en una atmósfera promedio. Sin embargo, cuando se trata de estructuras sometidas a ambientes en los cuales se tiene una concentración de cloruros y dióxido de carbono muy superior a la media, el problema se manifiesta de forma pronunciada. Se ha visto que los problemas de corrosión en este tipo de estructuras pueden ser muy graves y que las reparaciones posibles de realizarse en las mismas pueden ser en ocasiones costosas e inclusive en algunos casos no ser las más adecuadas técnicamente o no incluir criterios relacionados con la durabilidad de los elementos (Troconis de Rincón, 1991; Troconis de Rincón, 2003; Sanchez, 2005).

En un ambiente agresivo los agentes químicos como los cloruros (Cl-) o el dióxido de carbono (CO₂) se acumulan en la superficie del concreto y lentamente se transportan a través del recubrimiento de concreto por la red de poros interconectados hasta llegar a los alrededores del acero de refuerzo. Una vez que los agentes químicos penetran en el concreto y que la capa pasiva es destruida, el acero embebido en el concreto se corroe y se forman productos de corrosión (óxidos Fe₃O₄ o hidróxido de hierro Fe(OH)₂) en el perímetro de la armadura. El volumen ocupado por dichos óxidos (o hidróxidos) puede llegar a ser de hasta 7 veces mayor que el que ocupaba el acero original (Mehta, 2001), creando presiones contra el concreto que rodea al acero, la formación de grietas y los consecuentes desprendimientos del concreto. Estas grietas y/o desprendimientos del recubrimiento de concreto, además de ser antiestéticas, pueden disminuir el anclaje del acero, la adherencia de éste y potencialmente la resistencia del elemento estructural.

En este sentido, se ha comprobado la importancia de efectuar un seguimiento del proceso de corrosión, aún antes de detectar signos visibles como manchas, grietas, desprendimientos del concreto que rodea al acero o cualquier otro signo de deterioro de la estructura, que en la mayoría de los casos se presentan en un estado avanzado de deterioro. En general, una evaluación del estado de corrosión de los elementos de concreto reforzado resulta en una planeación de las intervenciones disminuyendo los costos de mantenimiento, optimizando los recursos propios de la empresa (tiempos, infraestructura, personal, etc.) y aportando soluciones con bases técnicas.

Los resultados obtenidos representaron para la empresa un impacto importante en sus procesos de planeación de las intervenciones que se realizan sobre los elementos de concreto reforzado que sufren deterioro por corrosión. De tal forma que la selección de materiales y metodologías de reparación de los diversos elementos de concreto que conforman la infraestructura del edificio de esta empresa pudo ser evaluada.

2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

2.1. Selección de la muestra representativa de elementos de concreto armado.

Se llevaron a cabo una serie de reuniones técnicas con el objetivo de definir las estrategias para evaluar la efectividad de las reparaciones realizadas a diversos elementos estructurales de concreto armado del edificio en cuestión. Para ello se tomando en cuenta los siguientes criterios: periodo y frecuencia de reparación de los elementos, zonas donde se presentaron fallas estructurales, zonas donde se presentan cargas excesivas y ambientes agresivos, y los diferentes tipos de materiales constructivos utilizados en las reparaciones. En la Tabla 1 se muestra el tipo de estructura, algunas particularidades del ambiente, la fecha de reparación y la nomenclatura utilizada para la identificación de cada uno de los elementos evaluados seleccionados como una muestra representativa del total de elementos que conforman el edificio. Como se puede constatar, se evaluaron un total de 12 columnas y 4 vigas de concreto armado.

Tabla 1. Descripción de los elementos estudiados y particularidades de la zona en la que se encuentran.

#	Tipo de elemento	Particularidades del ambiente	Fecha de reparación	Nomenclatura
1	Columna	Temperatura y HR elevadas, exposición frecuente a soluciones conteniendo cloruros	05/01/1997	N5
2			06/01/1997	N9
3			25/08/1998	M19
4	Viga	Temperatura y HR cercana a la ambiental, exposición frecuente a soluciones conteniendo cloruros	20/08/1998	MN17
5			2006	N7-5
6			2004	N9-7
7			2005	N10-9
8	Columna	Vapor de agua, vibraciones y exposición predominante a CO ₂	1976	I13
9			12/08/1998	J15
10	Columna	Temperatura y HR elevada, exposición predominante a CO ₂ y vibraciones.	14/01/1997	Q5
11			25/08/1998	O7/2
12			27/07/1998	O9
13			17/01/1997	R6
14	Columna	Temperatura y HR elevada, exposición predominante a CO ₂	30/01/1997	D12
15			06/02/1997	D15
16			08/09/1998	A16

2.2. Inspección, evaluación y diagnóstico

Los procedimientos aquí descritos fueron realizados sobre las cuatro caras (NORTE, SUR, ESTE y OESTE) de cada uno de los elementos. En total fue evaluada una superficie aproximada de 80.0 m² de concreto, sobre las cuales se llevaron a cabo dos etapas. La primera constituyó una inspección visual general del edificio para disponer en su momento de datos de primera mano acerca de las dimensiones de los elementos, accesibilidad, y prever el equipamiento necesario para realizar las subsecuentes operaciones de evaluación y diagnóstico. Con la información recabada, se procedió con la segunda etapa en la cual se realizó un análisis para desarrollar la metodología de intervención que incluyó el levantamiento visual de daños y ensayos físico-químicos del tipo semi y no destructivo. A continuación se detallan algunos aspectos relevantes del procedimiento utilizado.

Generalidades sobre el ambiente de exposición.

No obstante, al interior del mismo, los elementos de concreto armado se encuentran expuestos a microclimas característicos que propician ambientes extremos de exposición en la mayor parte de las zonas evaluadas. Dichos microclimas son propios de los procesos de producción de la empresa y se encuentran caracterizados por ambientes con alta concentración de sales (como depósitos calcáreos), cloruros, dióxido de carbono; aunado a zonas con temperaturas próximas a los 60°C y humedad elevada.

Inspección visual

Sobre todos y cada uno de los elementos a evaluar se realizó una inspección visual previa limpieza superficial utilizando chorro de arena. La inspección consistió en reproducir las dimensiones del elemento, representar los daños físicos como agrietamientos y botaduras del concreto, realizar anotaciones relacionadas con las condiciones de exposición del elemento, estimar mediante el detector de acero la distribución del armado correspondiente, el diámetro del mismo y el espesor del recubrimiento de concreto. Lo anterior siguiendo las recomendaciones especificadas en el Manual de DURAR (Troconis de Rincón, 1997). Adicionalmente, este procedimiento permitió también identificar las zonas sobre las cuales se realizaría la conexión eléctrica para llevar al cabo las pruebas electroquímicas. En la Figura 1 se presenta el procedimiento utilizado para realizar las mediciones electroquímicas.

Mediciones electroquímicas in situ

Las mediciones del potencial (E_{corr}) y la velocidad de corrosión (i_{corr}) fueron realizadas con el sistema GalvaPulse, el cual consta de una computadora PSION con el programa FORCE para control, aplicación y registro de datos; y un circuito electrónico conteniendo el generador del

pulso galvanostático. La interface entre el equipo y la estructura se establece con un sensor (véase Figura 1d) el cual tiene integrado y un electrodo de referencia de calomel saturado (SCE, de sus siglas en inglés), y un electrodo auxiliar de acero inoxidable. Previo a la medición, se llevó a cabo una humectación superficial del concreto rociando agua tres veces durante 5 minutos cada 10 minutos (véase Figura 1c).

a) Potencial de corrosión

La detección del proceso de corrosión utilizando medidas del potencial de corrosión del acero es una de los primeros métodos utilizados cuando se busca realizar un diagnóstico de las estructuras de concreto reforzado. La técnica es muy conocida y ha sido objeto de una normalización en la ASTM C-876 (ASTM, 2009) y de recomendaciones elaboradas por reconocidos investigadores reflejadas en la RILEM TC 154-EMC (RILEM, 2003) y DURAR (Troconis de Rincón, 1997). La técnica permite localizar las áreas anódicas y catódicas de las armaduras de acero midiendo la diferencia de potencial con respecto a un electrodo de referencia localizado en la superficie del concreto. Hay que recalcar que la medida aporta principalmente la probabilidad de que el fenómeno de la corrosión este presente sobre el acero localizado en la superficie perpendicular en la cual se presenta el potencial más bajo.

Existen diversos criterios que han sido propuestos para la interpretación de las medidas del potencial de corrosión. Sin embargo, una interpretación estricta resulta difícil debido a que existen varios parámetros que tienen una influencia sobre este valor. En la Tabla 2 se muestran los valores referenciales que representan las condiciones de riesgo tomando en consideración algunos de los parámetros ambientales que rodean a la estructura. Tomando en cuenta la inspección visual, las condiciones ambientales encontradas en las inmediaciones de los elementos y la experiencia recabada; valores más negativos que -250mV vs SCE fueron considerados como indicativos de un elevado riesgo de corrosión generalizada.

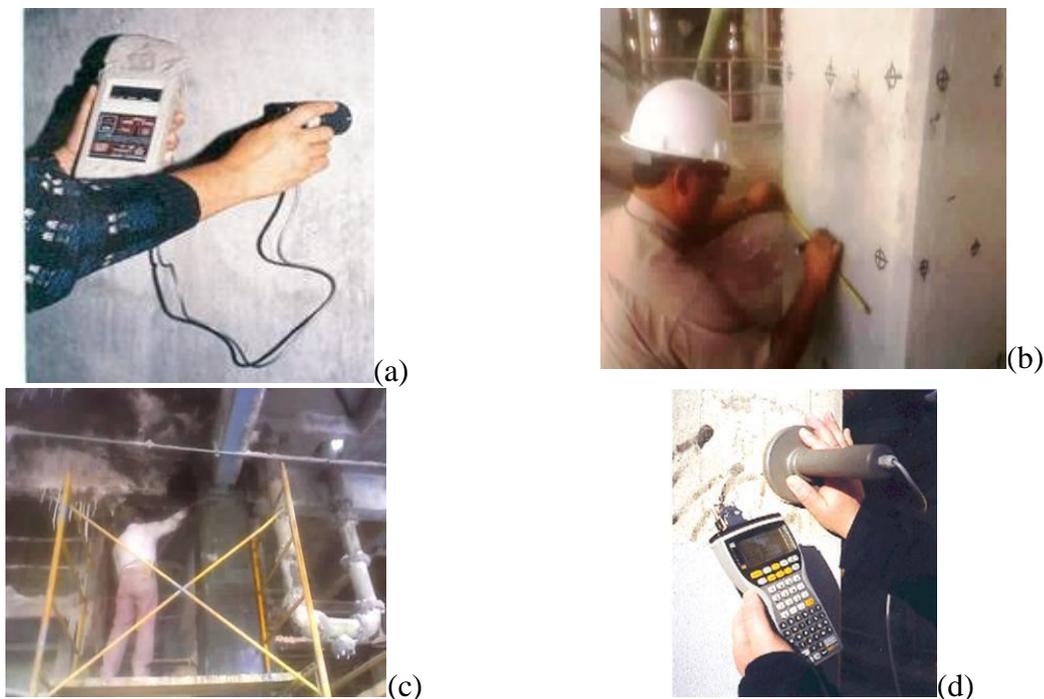


Figura 1. Procedimiento para a) detección y ubicación del acero de refuerzo, b) determinación de los puntos de mediciones electroquímicas, c) humectación de los elementos y c) medición del potencial y velocidad de corrosión.

Tabla 2. Criterios de potencial de electrodo según DURAR (Troconis de Rincón, 1997).

Condición del acero	Potencial E_{corr} vs SCE (mV)	Observaciones	Riesgo de daño
Estado pasivo	+120 a -120	Sin Cl ⁻ pH > 12,5 H ₂ O, (HR↑)	DESPRECIABLE
Corrosión localizada	-120 a -520	Cl ⁻ , O ₂ , H ₂ O (HR↑)	ELEVADO
Corrosión generalizada	-70 a -520	Concreto carbonatado O ₂ , H ₂ O, (HR↑)	MODERADO A ELEVADO
	+ 270 a -70	Concreto seco y carbonatado O ₂ , (HR↑)	BAJO
	-250 a -520	Concreto carbonatado o Cl ⁻ elevados H ₂ O, (HR↑)	ELEVADO
Corrosión generalizada	< -520	↑Cl ⁻ , ↑H ₂ O O ₂ indisponible	DESPRECIABLE

b) Velocidad de corrosión

La evolución de la cinética (velocidad) de corrosión del acero de refuerzo embebido fue determinada con la técnica de Pulso Galvanostático. Sin importar la técnica que se utilice, el valor de corriente obtenido es llamado densidad de corriente y expresado en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Varios criterios han sido retenidos (véase Tabla 3) para clasificar los valores de i_{corr} , no obstante, el que permanece como el más utilizado es propuesto por Andrade et al. (Andrade, 1986).

Tabla 3. Criterios de velocidad de corrosión (Andrade, 1986).

i_{corr} , $\mu\text{A}/\text{cm}$	Estado de la armadura
< 0.1	Pasivo
0.1 a 0.5	Corrosión débil
0.5 a 1.0	Corrosión moderada
> 1.0	Corrosión elevada

En nuestro caso, una vez realizada la conexión y asegurada la continuidad eléctrica (medición directa de la continuidad con el voltámetro) entre dos armaduras localizadas en diferentes aristas de un mismo elemento, se procedió según la norma ASTM C-876 (para las mediciones de E_{corr}) y según las recomendaciones de la RILEM TC 154-EMC: “Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion” (para la obtención de los valores de i_{corr}). Los parámetros de operación (intensidad de corriente y tiempo de aplicación del pulso de corriente, principalmente) fueron ajustados previas mediciones de puesta a punto realizadas sobre cada cara del elemento a evaluar. Las lecturas de potencial y velocidad de corrosión fueron registradas automáticamente para su posterior tratamiento.

c) Elaboración de mapas equipotenciales e isocorrientes de corrosión

Con las lecturas de cada uno de los puntos de la malla trazada sobre cada cara de los elementos se procedió a su tratamiento para la elaboración de los consecuentes mapas de equipotenciales, que en conjunto con los mapas de isocorrientes de corrosión permitieron la definición de las zonas preferenciales de extracción de núcleos de concreto. Cabe mencionar que se estableció

previamente no extraer más de dos núcleos por elemento de concreto armado. No obstante, la localización del sitio final de extracción del núcleo o corazón de concreto podría diferir de la inicialmente determinada por los mapas debido a la accesibilidad del equipo de extracción de corazones.

Muestreo y mediciones en laboratorio

Los mapas equipotenciales evidenciaron zonas de degradación preferencial, las cuales fueron jerarquizadas, procediendo a la selección de dos zonas de extracción de núcleos por elemento (i.e. una zona por cara). Sobre los núcleos extraídos se llevaron a cabo pruebas de resistividad eléctrica, determinación del espesor carbonatado y obtención del contenido de cloruros.

d) Extracción de núcleos de concreto

Sobre cada zona se procedió a la extracción de un núcleo de concreto. Las dimensiones establecidas fueron inicialmente de 7.5cm. (3'') de diámetro por 20cm. (8'') de longitud. Esta última dimensión fue determinada con el objetivo de tener una muestra representativa de las condiciones prevalecientes más allá de la profundidad a la cual se encontraba el acero de refuerzo (que en promedio fue de 8 cm).

e) Resistividad del concreto

La resistividad eléctrica del concreto (ρ , $k\Omega\text{-cm}$) es un parámetro que mide la facilidad con la que se establece la transferencia iónica entre las diferentes zonas (anódica y catódica) que intervienen en el mecanismo de corrosión. A menor resistividad menor oposición al movimiento y viceversa, a mayor resistividad mayor oposición al flujo iónico. En estructuras sanas, la resistividad es influenciada principalmente por la porosidad de la matriz de concreto. En estas condiciones, su valor podría dar una idea de la calidad del recubrimiento de concreto. Por otro lado, en estructuras expuestas a ambientes agresivos, este parámetro estaría principalmente influenciado por las especies iónicas contenidas en el concreto. A pesar de las diferencias entre los valores límite propuestos por los investigadores, existe un acuerdo general: la resistividad eléctrica del concreto puede ser utilizada como un parámetro de evaluación del riesgo de corrosión del acero de refuerzo (Millard, 1989, Morris, 2002 y Fajardo, 2009) utilizando los criterios cuantitativos resumidos en la Tabla 4.

Tabla 4. Valores de resistividad asociados al estado de corrosión del acero.

ρ ($k\Omega\text{-cm}$)	Corrosión del acero
> 12	Poco probable
5 a 12	Probable
< 5	Segura

La ρ puede ser medida utilizando varios métodos, ya sea sobre probetas o muestras obtenidas en laboratorio, por extracción de núcleos de concreto o sobre elementos estructurales (véase Figura 2). El principio es simple, se trata de hacer pasar una corriente eléctrica entre dos electrodos y medir la caída de potencial entre ellos. Una señal de corriente alterna es necesaria a fin de evitar una polarización excesiva, así como un buen contacto entre los electrodos y la superficie del material para facilitar el flujo de corriente.

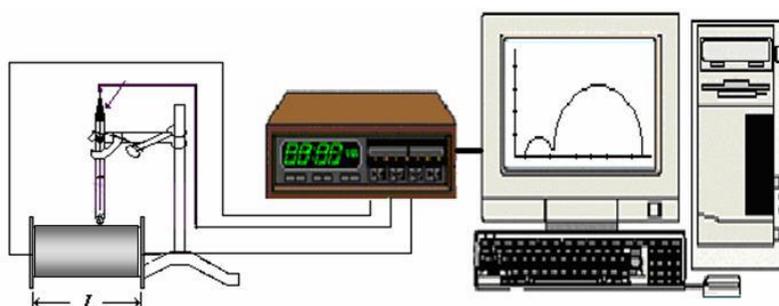


Figura 2. Método utilizado para la medida de la resistividad.

En este trabajo, la resistividad eléctrica fue medida en laboratorio sobre el total de núcleos extraídos utilizando para ello la técnica de Espectroscopia de Impedancia Electroquímica (EIS, de sus siglas en inglés) en el rango de frecuencias de 100 kHz a 1 Hz y aplicando una amplitud de 10 mV. Esta técnica ha sido empleada para la determinación de la resistividad en laboratorio en otros trabajos (Fajardo et al., 2006 y 2009). Antes de efectuar la medición, se cortó una longitud de 1cm de cada extremo para tener superficies paralelas y después se llevó a cabo un proceso de saturación de agua de la totalidad de los núcleos. Dicho proceso consistió en ponerlos en inmersión en agua potable, hasta que la diferencia entre dos pesos sucesivos fuera inferior a 0.5% del peso inmediato anterior. Esto se realizó con el objetivo de tener un valor representativo en la condición crítica de saturación de humedad. En los extremos de cada núcleo se colocaron dos esponjas saturadas y posteriormente dos placas de acero inoxidable fueron fijadas. Los datos obtenidos fueron tratados con el programa Zview 2.0 para la obtención de la resistencia eléctrica del concreto (R_c), la cual posteriormente fue introducida en la fórmula siguiente para la consecuente determinación de la resistividad:

$\rho = R_c * \frac{A}{L}, k\Omega \cdot cm,$	Donde L es la longitud de la probeta (o núcleo de concreto), A el área transversal y R_c la resistencia eléctrica del concreto obtenida directamente del ensayo de EIS.
---	---

f) Medición del espesor carbonatado

Uno de los objetivos de la obtención de muestras de concreto a través de la extracción de núcleos fue, evidentemente, la cuantificación del nivel de contaminación que presentaban los elementos de concreto reforzado. Principalmente, fueron dos los parámetros medidos: la carbonatación y la concentración de cloruros totales, referidos estos últimos a la dosificación de material cementante utilizado.

Para ello, sobre cada núcleo de concreto se practicó el ensayo de tensión por compresión diametral (comúnmente llamado ensayo brasileño) para obtener dos secciones longitudinales (véase Figura 3). Para determinar el grado de carbonatación del concreto, se mide la profundidad de carbonatación convenida como la profundidad a la cual el pH es inferior a 9. Esta profundidad es evidenciada gracias a un indicador de fenolftaleína que se vaporiza directamente sobre el material. La profundidad carbonatada corresponde al espesor de concreto que no cambia de coloración, después de la aplicación de la fenolftaleína (el concreto no carbonatado adquiere una coloración rosa acentuado).



Figura 3. Núcleo ensayado y aplicación del indicado alcalino.

g) Mediciones de las concentraciones de cloruros

En lo que respecta a la determinación del contenido de cloruros, sobre la sección restante del núcleo se hicieron cortes transversales entre 6 y 8 cm, a partir del extremo más cercano a la interface concreto – medio ambiente. Este intervalo correspondería a la profundidad media en

la cual fue encontrado el acero de refuerzo y que fue medido sobre el conjunto de elementos seleccionados. Las muestras obtenidas de los cortes fueron sometidas a un proceso de molienda y posteriormente los cloruros fueron extraídos en solución mediante digestión ácida (cloruros totales). El contenido de cloruros totales fue determinado por triplicado en la disolución resultante por potenciometría utilizando un electrodo de ion selectivo integrado a un sistema 848 Titropackage plus automático.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Inspección visual y levantamiento de daños

La inspección visual fue realizada sobre cada cara de los elementos seleccionados, reproduciendo los daños percibidos a simple vista sobre esquemas previamente diseñados. En la Figura 4 se muestra un ejemplo del esquema elaborado para la columna N5. En ella se observa el patrón de agrietamientos, el espesor del recubrimiento del concreto, la ubicación de los sitios de extracción de núcleos y las dimensiones del elemento. También se anotan las observaciones realizadas en relación con el ambiente que rodea al elemento.

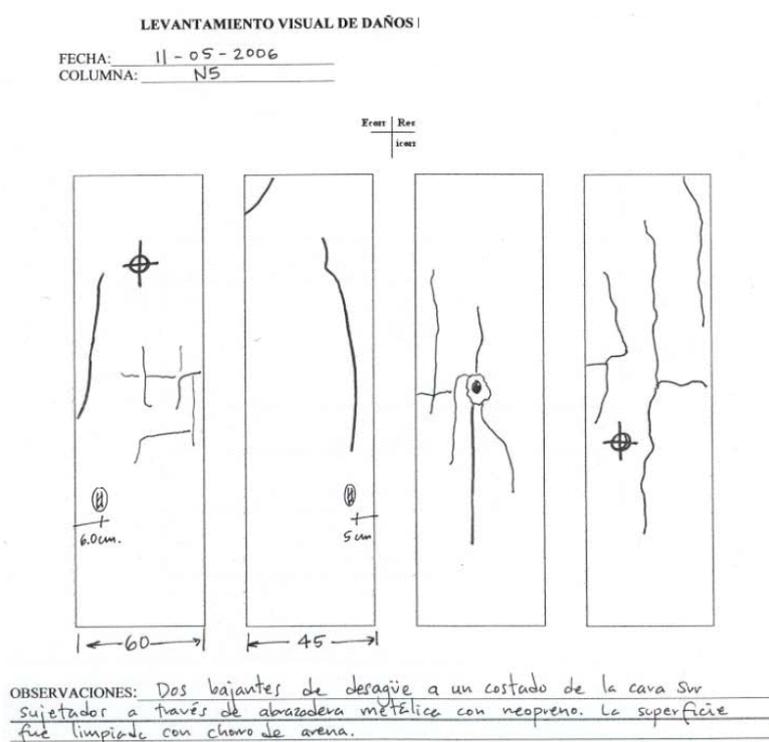


Figura 4. Reproducción de daños y observaciones en la inspección visual del elemento N5.

De manera general un 88% de los elementos evaluados presentaron una morfología de agrietamiento ocasionada por la expansión de los productos de corrosión, manifestándose la mayoría de éstas en la dirección vertical, es decir paralelo al acero principal.

Durante esta fase se constató que existe una variabilidad en ambientes de exposición derivados del propio proceso industrial (alta concentración externa de cloruros, dióxido de carbono, humedad, etc.) lo que permitió mecanismos de corrosión preferenciales en función de estos microclimas. En algunos casos, aunado a este efecto se encontraron elementos expuestos a fuentes externas de calor (desde dispositivos ubicados en las proximidades operando con elevadas temperaturas hasta conductos de vapor fijados a los mismos) y vibraciones. En este sentido, se sabe que la temperatura influye, principalmente, sobre dos parámetros del mecanismo de corrosión: sobre el ingreso o penetración de agentes agresivos facilitando su movilidad y sobre la solubilidad del oxígeno, lo cual permite una disponibilidad suficiente en

la interface acero – concreto. En condiciones de elevada temperatura, el proceso de degradación se ve favorecido, acentuando las manifestaciones del mismo a través de una mayor cantidad de grietas, manchas de corrosión, disminución de la sección transversal del acero, etc.

3.2 Potencial y velocidad de corrosión

En la Figura 5 y 6, se presentan los resultados obtenidos del potencial de corrosión del acero (E_{corr} vs SCE, parte superior de las figuras) y de la velocidad de corrosión (i_{corr} , parte inferior de las figuras) en cada uno de los puntos de la malla en las caras de la columna N5 y de la viga MN17.

El código de colores adoptado para la presentación y análisis de resultados de E_{corr} obedece a los límites comúnmente aceptados para definir las zonas en las cuales los valores de E_{corr} indican una alta probabilidad ($E_{corr} < -250$ mV vs SCE) o una baja probabilidad ($E_{corr} > -250$ mV vs SCE) de corrosión del acero de refuerzo (criterios tomados de la Tabla 2, para corrosión generalizada en ambiente con CO_2 y cloruros). En relación a la presentación de los valores de i_{corr} , se optó por definir cinco intervalos en orden creciente desde 0 hasta $1 \mu A/cm^2$, correspondiendo el intervalo entre 0.8 y $1 \mu A/cm^2$ a la zona en violeta. En elementos cuyos valores fueron mayores a $1 \mu A/cm^2$ se representaron en rosa. Acorde a las previsiones realizadas durante la inspección visual, fue imposible obtener respuesta de algunos elementos debido a que presentaban, como ya se ha mencionado, desprendimiento de prácticamente el 90% del concreto que rodeaba al acero. Esto impidió la continuidad electrolytica del medio, necesaria para la correcta aplicación de cualquier técnica electroquímica.

En lo que al E_{corr} se refiere, se encontró que al menos 40% del total de las lecturas registradas fueron más negativas que -250 mV, llegando en algunos casos a -600 mV, indicativos de una alta probabilidad de corrosión activa en estas zonas. Del total de elementos evaluados, aquellos denominados N5, I13, J15, M19, Q5, D12, O7/2 y R6, fueron encontrados en un estado de mayor probabilidad de corrosión. De manera generalizada, se obtuvieron valores de E_{corr} más negativos que -250 mV en las secciones extremas de los elementos que los conectan con el resto de la estructura del edificio evaluado. Lo anterior, probablemente debido a un proceso de corrosión galvánica derivada de las diferentes condiciones ambientales dentro del concreto que lo rodea (algunas armaduras en concreto sano y otras en concreto contaminado).

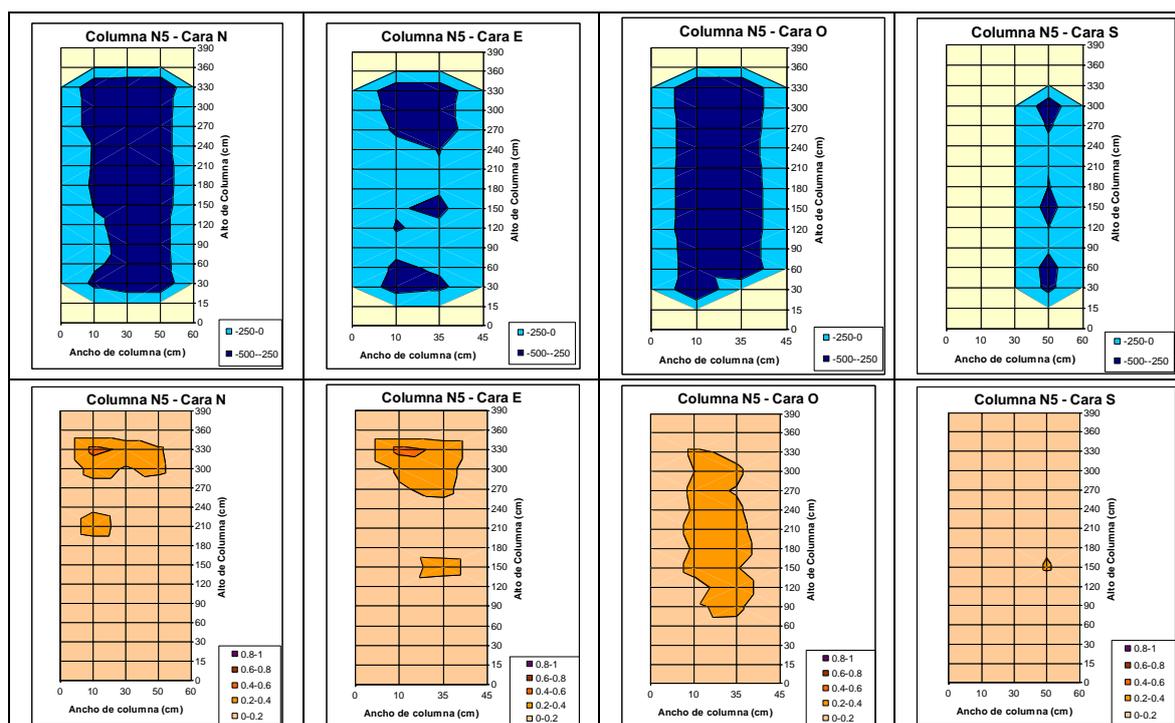


Figura 5. Potenciales y velocidades de corrosión de la columna N5.

Es importante mencionar que los valores de E_{corr} son exclusivamente indicativos de una probabilidad a que el elemento involucrado se encuentre en un estado de corrosión activa o pasiva. En este sentido, los valores de E_{corr} sugieren que se han reunido las condiciones mínimas (principalmente electrolíticas) necesarias para el inicio del proceso de corrosión.

Es así, que para una correcta interpretación de los resultados se recomienda obtener al menos un parámetro electroquímico adicional, en este caso, se trató de la velocidad de corrosión medida instantáneamente en la forma de densidad de corriente ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), y cuyos resultados pueden ser observados en la parte inferior de las figuras antes mencionadas.

Se obtuvieron correlaciones aceptables entre los valores de E_{corr} e i_{corr} medidos. De manera general, se encontraron valores de i_{corr} superiores a $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ en las zonas que indicaron mayor probabilidad de corrosión. Por el contrario, zonas que en un principio fueron determinadas como de baja probabilidad de corrosión en relación con la E_{corr} medida, presentaron zonas que indicaban una alta velocidad de degradación (i.e. elemento MN17, para el cual el 95% de valores de E_{corr} fue más positivo que -250 mV , presentó valores de i_{corr} del orden de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Lo anterior podría ser debido a que el acero de la columna N17 en continuidad con aquel de la viga MN17 se encuentra en un estado de mayor actividad galvánica.

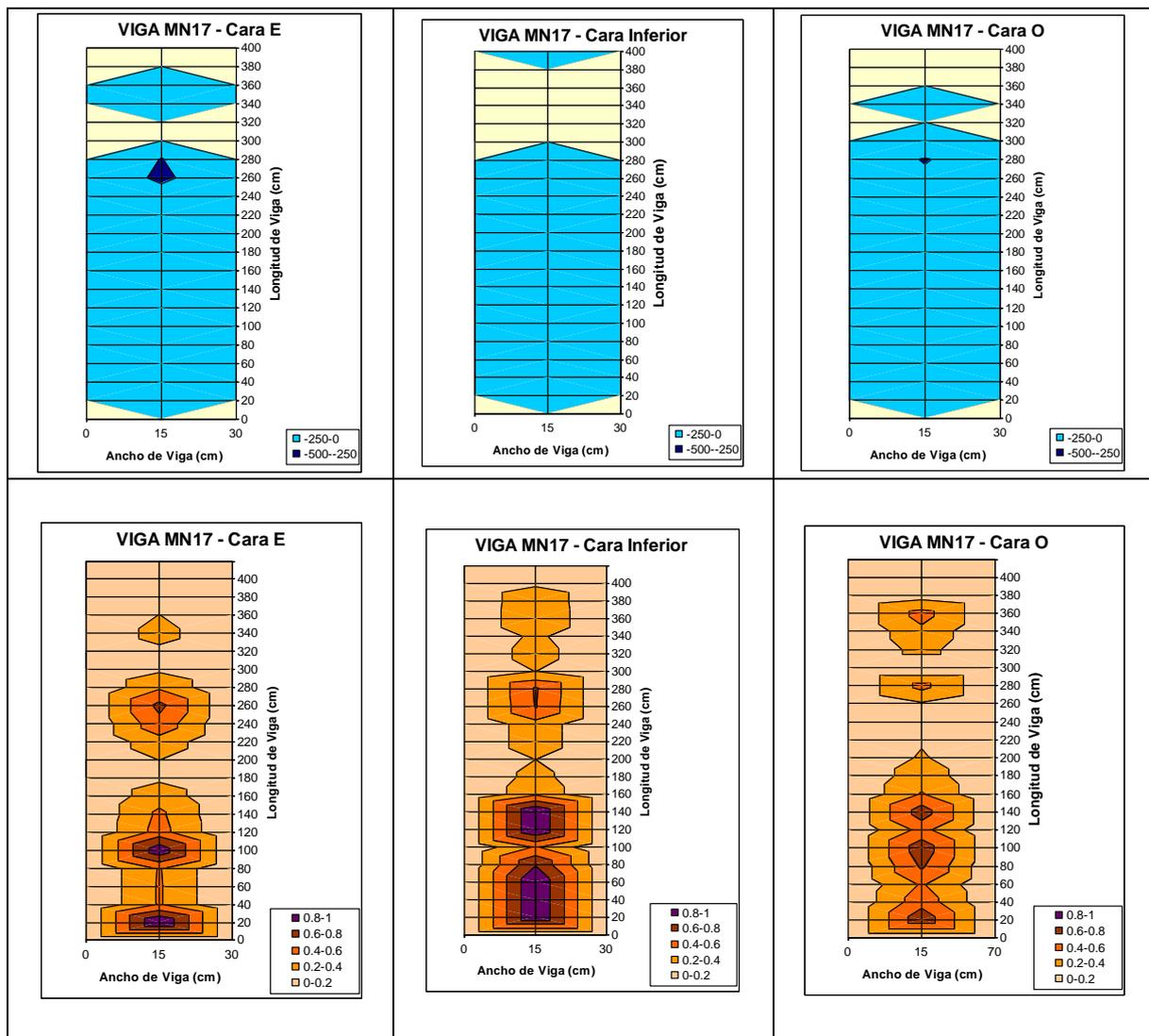


Figura 6. Potenciales y velocidades de corrosión de la viga MN17.

El objetivo de medir la i_{corr} es cuantificar la pérdida de material (en este caso del acero de refuerzo). Con ayuda de la Ley de Faraday se pueden transformar estos valores en pérdida de espesor del acero en función del tiempo:

$\frac{\mu m}{año} = \frac{M}{\delta \cdot n \cdot F} \cdot i_{corr}$	Donde M es la masa atómica del metal, n el número de electrones transferidos, F la constante de Faraday, δ la densidad del metal e i_{corr} la densidad de corriente en $\mu A/cm^2$.
---	---

La vida útil de ese elemento estará determinada por la zona en la cual se presente el máximo valor de velocidad de corrosión. En la Tabla 5 se presentan los valores máximos de i_{corr} , resultado de un análisis llevado al cabo sobre cada uno de los elementos analizados.

Tabla 5. Valores máximos de velocidad de corrosión.

ELEMENTO	i_{corr} , $\mu A/cm^2$	i_{corr} , $\mu m/año$
O7/2	66.3	782
R6	53.2	628
D12	49.7	587
M19	35.8	422
I13	22.7	268
N9	22.6	267
Q5	5.1	60
A16	4.4	52
MN17	3.0	35
N5	0.5	6
O9	0.5	6
J15	0.4	5

De la Tabla 5, se puede constatar que se definen dos grupos de elementos. El 75% de los cuales presentan valores superiores a $11 \mu m/año$ ($1 \mu A/cm^2$) y el restante (25%) cuyo valor es cercano a $5 \mu m/año$ ($0.5 \mu A/cm^2$). También, se puede notar que la máxima i_{corr} fue obtenida de la columna O7/2 ($782 \mu m/año$) lo que representa una pérdida de espesor considerable del acero de refuerzo.

Es importante mencionar que la máxima i_{corr} registrada en la literatura en mediciones de campo sobre estructuras de concreto reforzado expuesta a cloruros ha sido $10 \mu A/cm^2$ (Andrade y Alonso, 1996). En este sentido, visto que el 50% de los elementos analizados presentan valores de i_{corr} muy superiores a $10 \mu A/cm^2$ se puede concluir que el proceso de degradación está fuertemente influenciado por el alto grado de agrietamiento. Bajo estas condiciones el recubrimiento de concreto no es un parámetro que controle el mecanismo de corrosión.

3.3 Resistividad del concreto

En la Figura 7 se muestra el promedio de los resultados de la resistividad eléctrica del concreto medida sobre los núcleos extraídos de los elementos. La línea horizontal punteada presentada en la figura define el límite propuesto para diferenciar la región en la cual la resistividad se constituye como un parámetro que controla el proceso de corrosión (resistividades $> 10 \text{ kohm} \cdot \text{cm}$).

De manera general se observa que la mayor parte de los elementos tienen una resistividad que sobrepasa el valor límite propuesto, llegando a alcanzar valores cercanos a los $90 \text{ kohm} \cdot \text{cm}$. No obstante, solo los elementos designados Q5 cara Oeste (Q5O), N7/9 cara Sur (N7/9S), I13 cara Norte (I13N), A16 cara Norte (A16N) presentan una resistividad por debajo del valor límite.

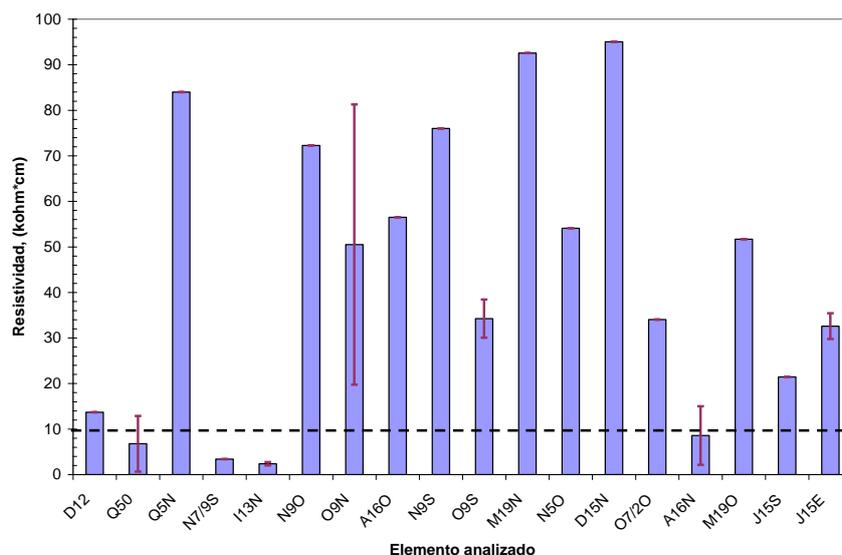


Figura 7. Resistividad medida sobre los núcleos extraídos de los elementos.

La resistividad está influenciada directamente por el proceso de carbonatación, ya que este fenómeno produce compuestos estables que precipitan en los poros del concreto disminuyendo consecuentemente la porosidad del mismo. La carbonatación es un proceso que avanza del exterior hacia el interior de la matriz, por lo que el valor obtenido utilizando el proceso aplicado en este trabajo, involucra tanto al concreto carbonatado como al no carbonatado. Es así que, la resistividad obtenida se presenta como un promedio y un incremento puede atribuirse al efecto de la carbonatación de la matriz.

3.4 Carbonatación y cloruros

Los resultados obtenidos de la aplicación de la fenolftaleína a los núcleos extraídos de las probetas son presentados en la Tabla 6. Las pruebas fueron llevadas a cabo a partir de muestras obtenidas de núcleos de concreto sin grietas aparentes.

Tabla 6. Medición y progresión del avance de la carbonatación de los elementos.

Designación de Especímenes*	Fecha de reparación	Recubrimiento, mm	Espesor carbonatado, mm	Progresión, mm/año ^{0.5}
D12	1997	78	2	0.3
M19O	1998	80	4	0.5
A16O	1998	80	4	0.5
I13N	1976	58	23	0.8
O7/2O	1998	60	12	1.5
J15S	1998	71	13	1.6
D15N	1997	71	15	1.7
N5O	1997	55	17	1.9
N9O	1997	70	17	1.9
Q5N	1997	80	17	1.9
MN17E	1998	50	18	2.2
O9N	1998	65	20	2.5
N7-9S	2004	50	12	5.8

*Los valores presentados corresponden a la Cara en la cual se obtuvo la máxima carbonatación.

Se obtuvieron índices de avance de la carbonatación entre 0.3 (elemento D12) y 5.8 mm/año (elemento N7-9S), para los concretos utilizados en las reparaciones de los elementos estudiados. Por otro lado, el máximo espesor carbonatado se obtuvo en el elemento I13N (23 mm). Dicho elemento fue reparado en 1976, lo cual indica que en términos de progresión del fenómeno se tiene un avance de 0.8 mm/año, cercano a la progresión media obtenida en estructuras de concreto convencional y sometidas a un ambiente urbano - industrial.

Después de haber realizado un examen visual del núcleo de la viga N7/9S (cara Sur), se pudo constatar la existencia de dos tipos de concreto, evidenciada por una junta localizada a 17 cm de la superficie del elemento (correspondiente al concreto utilizado en la reparación efectuada en el 2004). También, se observó la presencia de un agrietamiento interno en el concreto original, probablemente ocasionado por la expansión de los productos de corrosión que generó el estribo, el cual se aprecia en la imagen (véase Figura 8).

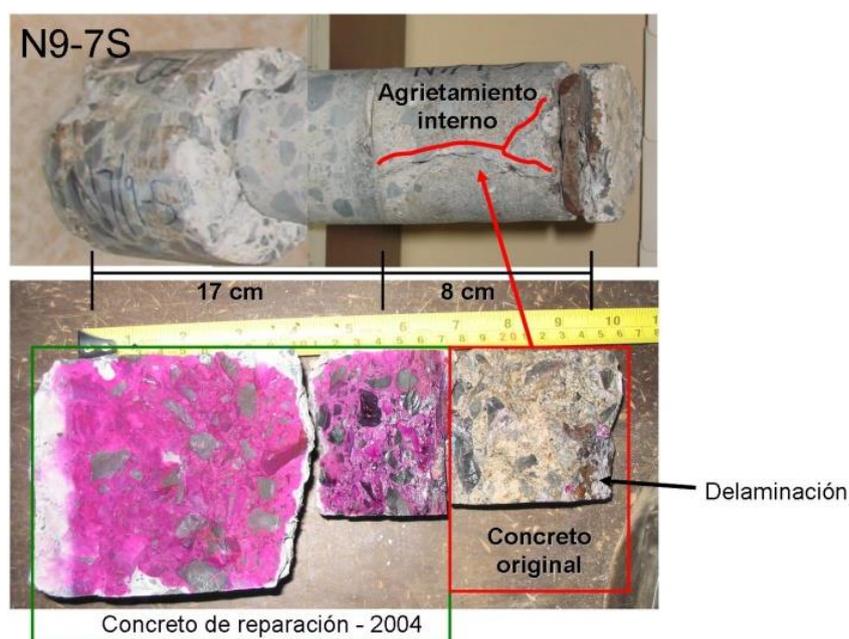


Figura 8. Aplicación de la fenolftaleína para la obtención del espesor carbonatado.

En lo que respecta al espesor carbonatado, a la fecha se presentan 12 mm en el concreto utilizado en la reparación. El concreto original se encuentra totalmente carbonatado y se observa que el acero vertical, ubicado a 25 cm de la superficie exterior del elemento, se encuentra embebido en éste. Dicho acero presentó delaminaciones propias de un estado avanzado de degradación. Basado en lo anterior, se deduce la importancia de las diferentes zonas de exposición dentro de la planta, las cuales generan diferentes microclimas que acentúan el fenómeno de la carbonatación. Sin embargo, del análisis realizado se concluye que la carbonatación no es un parámetro que determina la degradación por corrosión de las columnas evaluadas, no así para las vigas como se ha descrito para el caso de la viga N9-7S.

La Figura 9 muestra los contenidos de cloruros (libres y totales) obtenidos en el conjunto de núcleos extraídos de los elementos analizados. La línea horizontal representa el límite máximo de cloruros libres establecido por el Comité del ACI 318-05 para la protección contra la corrosión del acero de refuerzo en concreto endurecido.

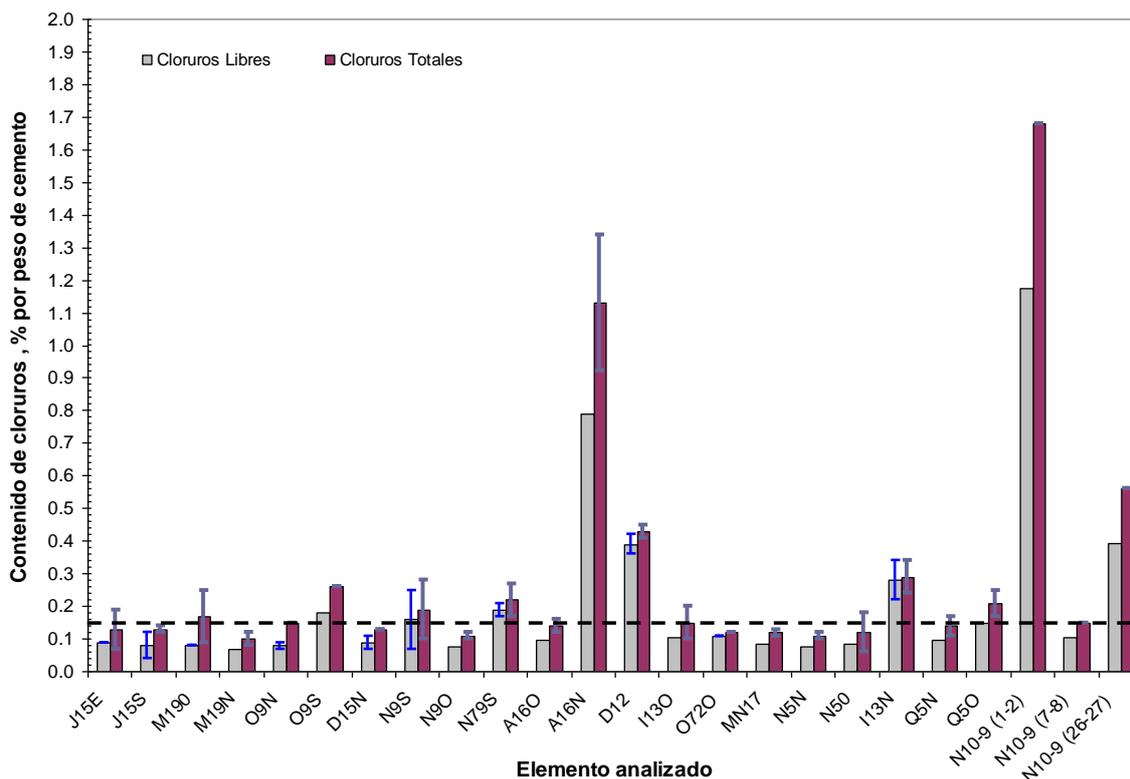


Figura 9. Contenidos de cloruros entre 6 y 8 cm de profundidad hacia el interior del elemento. Adicionalmente, para el elemento N10-9 se obtuvieron contenidos de cloruros en dos secciones: entre 1 y 2 cm de profundidad (interface concreto-medio ambiente) y en la sección final del núcleo entre 26 y 27 cm de profundidad.

Las concentraciones de cloruros libres en la interface acero-concreto variaron entre 0.07 y 0.8% por peso de cemento. Posterior a los análisis químicos para determinar la concentración de los cloruros totales (enlazados + libres), se calcula que el 75% de los cloruros totales se presentan en una condición iónica, siendo ésta la que inicia el proceso de corrosión del acero. Adicionalmente, se constata que el 50% de los elementos analizados (O9, N9, N7/9, A16, D12, Q5, I13 y N10-9) en alguna de sus caras cuenta con la cantidad mínima de cloruros necesaria para el inicio y desarrollo del proceso de corrosión. Es importante mencionar que se estimó un consumo de cemento de 300 kg/m^3 para efectos comparativos. Actualmente, se sabe que en intervenciones recientes se utilizan rangos que van desde los 400 hasta los 500 kg/m^3 de cemento. Esto supone una mayor resistencia a la penetración de cloruros y por ende un mayor tiempo de exposición de los elementos de concreto para sobrepasar los límites considerados como potencialmente dañinos.

En la viga N10-9 (véase Figura 10) se obtuvieron concentraciones de cloruros en diferentes secciones: en la superficie (0-1 cm), en la sección media del concreto de más reciente reparación (6-7 cm) y en la sección interior (24-25 cm) del concreto originalmente colocado. Debido a la condición de exposición, la concentración de cloruros libres en la superficie alcanza un valor de 1.18%, el cual representó el máximo encontrado del total de elementos analizados. En la sección media, se encontró una concentración de 0.19%, inferior al valor obtenido en la superficie. Se asume que esta variación es debida a las características del concreto utilizado en la reparación realizada en el 2005. Sin embargo, la concentración en la sección interior de la viga (0.4%) es superior al límite especificado. Cabe mencionar que, debido al gradiente de concentraciones generado por la elevada diferencia en el contenido de cloruros entre el exterior y la sección media, se presentó un rápido ingreso de cloruros.

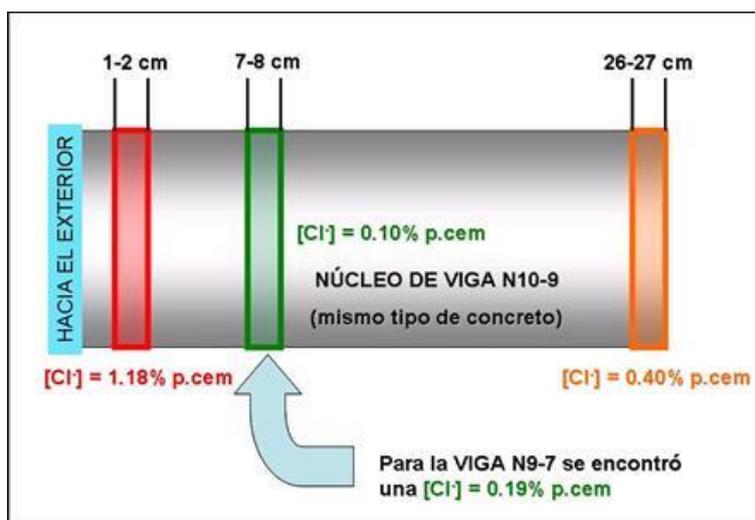


Figura 10. Representación esquemática de las concentraciones de cloruros obtenidas a diferentes profundidades del núcleo de la viga N10-9.

En la práctica, son múltiples las razones por las cuales una intervención no permite cumplir con todos los procedimientos establecidos para garantizar su éxito. Por ejemplo, para el caso particular de las vigas N7-9 y N10-9, se pudo constatar que el concreto original del elemento y que se encontraba carbonatado y/o contaminado con cloruros, no fue retirado. Una vista general de los alrededores de estos elementos evidencia la presencia de una cantidad considerable de válvulas, conductos a presión y equipamiento auxiliar para el adecuado desempeño de la planta. Así mismo, las cargas que actúan sobre los mismos son considerablemente importantes lo que contribuyó a optar por un encamisado con concreto armado sano. Algunos elementos se encuentran restringidos, no solo en espacio sino en tiempo. Aunque se lleve a cabo una programación de las intervenciones algunas veces se dispone de muy poco tiempo para llevarlas a cabo o bien se deben realizar en condiciones de operación continua de la planta, por razones económicas relacionadas a los procesos de producción.

4. CONCLUSIONES

1. Cada elemento de concreto reforzado evaluado se encuentra en una condición de exposición ambiental característica del área del proceso de la planta, esta condición es clasificada como químicamente agresiva, además, algunos de ellos son afectados por fuentes generadoras de vibración, temperatura, vapores y humedad, lo que acelera el proceso de deterioro. Lo anterior se constituye como la principal justificación para la selección de los 16 elementos estudiados.
2. Los elementos evaluados presentan agrietamientos y desprendimientos del recubrimiento de concreto, ocasionado por la fuerza de expansión producida por los compuestos producto del proceso de corrosión. Dichos agrietamientos y desprendimientos provocan que los diferentes agentes agresivos tales como cloruros, bióxido de carbono, sales, humedad, etc., aceleren la destrucción del refuerzo.
3. La carbonatación no es un parámetro que determina el proceso de corrosión en las columnas evaluadas. Sin embargo, en la viga N7-9, se presenta corrosión en el acero utilizado como refuerzo transversal (o también conocido como estribos) ya que el concreto original se encuentra totalmente carbonatado.
4. El 50% de los elementos analizados cuenta con la cantidad mínima de cloruros necesaria para el inicio y desarrollo del proceso de corrosión.
5. Las velocidades de corrosión obtenidas en la condición física actual indican que el 75% de elementos estudiados se encuentran en una condición de elevada velocidad de degradación del acero.

5. BIBLIOGRAFÍA

- Andrade C., Castelo V., Alonso C. and Gonzalez J.A. (1986) *The determination of corrosion rate of steel embedded in concrete by polarization resistance and AC impedance*, Corrosion Effect of Stray Currents and the Techniques for Evaluating Corrosion of Rebars in Concrete, Ed: V. Chaker, ASTM STP 906, pp. 43 – 63.
- Andrade C. and Alonso C. (1996) *Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*, Construction and Building Materials, 10 (5), 315-328.
- ASTM (2009) Standard C-876 *Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*. Philadelphia. USA.
- DURACON Collaboration. Trocónis de Rincón O. and co-authors (2007) *Effect of the Marine Environment on Reinforced Concrete Durability in Iberoamerican Countries: DURACON Project/CYTED*, Corrosion Science, Elsevier Science LTD Publication, Volumen 49, Issue 7, pp. 2832-2843.
- Fajardo G., Escadeillas G., Arliguie G. (2006) *Electrochemical chloride extraction from steel reinforced concrete specimens contaminated from artificial sea-water*, Corrosion Science, 48, 110–125, ISSN: 0010-938X, doi:10.1016/j.corsci.2004.11.015.
- Fajardo G., Valdez P., Pacheco J. (2009) *Corrosion of steel rebar in natural pozzolan based mortars exposed to chlorides*, Construction & Building Materials, 23, Issue 2, 768-774, , ISSN: 0950-0618, doi:10.1016/j.conbuildmat.2008.02.023
- Mehta P.K., Monteiro P. J. M. (2001) *CONCRETE - Microstructure, Properties and Materials*, October, 20.
- Millard S., Harrison J. and Edwards A. (1989) *British Journal Non-destructive Testing*, 31, p. 616.
- Morris W., Vico A., Vazquez M., and Sanchez S.R. (2002) *Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements*, Corrosion Science, 44, pp. 81 – 99.
- RILEM TC 154-EMC: *Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion Half-cell potential measurements*, Elsener B., et al. (2003) *Potential mapping on reinforced concrete structures*, Materials and Structures / Matériaux et Constructions, Vol. 36, August-September, pp 461-471.
- Sanchez M., Troconis de Rincón O., Sanchez E., Garcia D., Sanchez E., Sadaba M., Delgado S. and Troconis de Rincón O. y Miembros de la Red DURAR. Red Temática XV.B. (1997) *Durabilidad de la Armadura. Manual De Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*, CYTED ISBN 980-296-541-3. Maracaibo. Venezuela.
- Troconis de Rincón O., Arrieta de Bustillos L., Vezga C. (2003) *Evaluation, Diagnosis and Rehabilitation of Buildings in Rural Environments*, Journal of Architecture & Environment. Vol.2, No. 1, pp. 45-54.
- Troconis de Rincón O., Sánchez M., Pérez O., Contreras D., García O. y Vezga C. (1991) *A Study of Practical Cases of Steel Corrosion in Reinforced Concrete. Causes and Solutions*, Materials Performance, Vol. 30, No. 8, pp. 42-45